

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

**CONTRIBUȚII LA OPTIMIZAREA SISTEMELOR  
STRUCTURALE PENTRU CASE UNI-FAMILIALE CU  
STRUCTURĂ METALICĂ**

**TEZĂ DE DOCTORAT**

**AUTOR:**  
**ING. LUDOVIC ALEXANDRU FÜLÖP**

**Conducător științific:**  
**Prof. Dr. Ing. Dan DUBINA**

- Timișoara, Octombrie 2003 -

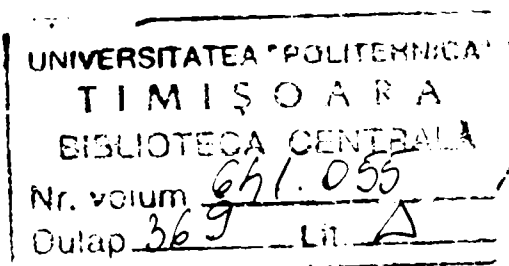
# CONTRIBUȚII LA OPTIMIZAREA SISTEMELOR STRUCTURALE PENTRU CASE UNI-FAMILIALE CU STRUCTURĂ METALICĂ

TEZA DE DOCTORAT

PREZENTATĂ DE

ING. LUDOVIC ALEXANDRU FÜLÖP

Comisia de doctorat:



Prof. Dr. Ing. Ion COSTESCU – Președinte (UPT)  
Prof. Dr. Ing. Dan DUBINA – Conducător științific (UPT)  
Prof. John Michael DAVIES – Membru (Manchester University)  
Prof. Dr. Ing. Șerban DIMA – Membru (UTCB)  
Prof. Dr. Ing. – Victor GIONCU – Membru (UPT)

- Timișoara, Octombrie 2003 -

*În memoria tatălui meu,*

# CUPRINS

Lista Figurilor .....	vii
Lista Tabelelor .....	x
<b>I. Prezentarea problemei.....</b>	<b>I-1</b>
<b>II. Clădiri civile din bare de oțel cu pereți subțiri formate la rece .....</b>	<b>II-1</b>
II.1. Produse din oțel formate la rece .....	II-1
II.1.1. Materiale utilizate în procesul de formare la rece .....	II-1
II.1.2. Proprietățile metalului de bază .....	II-1
II.1.3. Metode de formare la rece .....	II-2
II.1.4. Influența formării la rece asupra proprietăților mecanice ale oțelului .....	II-3
II.1.5. Metode de protecție anticorozivă .....	II-4
II.1.6. Secțiuni transversale uzuale .....	II-4
II.2. Aspectul economic .....	II-5
II.2.1. Dezvoltarea pieței de case metalice.....	II-5
II.2.2. Avantajele folosirii structurilor metalice .....	II-6
II.2.3. Metode de montaj .....	II-7
II.3. Soluții constructive uzuale .....	II-10
II.3.1. Soluții uzuale de pereți .....	II-10
II.3.2. Pereți din casete .....	II-12
II.3.3. Soluții de planșeu .....	II-13
II.3.4. Ferme de acoperiș .....	II-14
II.4. Metode de îmbinare .....	II-15
II.4.1. Îmbinarea cu șuruburi.....	II-15
II.4.2. Îmbinări prin sudură.....	II-17
II.4.3. Îmbinări cu bolțuri și bolțuri împușcate .....	II-18
II.4.4. Îmbinări prin presare (press joints).....	II-19
II.4.5. Îmbinări cu adezivi .....	II-19
II.4.6. Șuruburi de ancoraj .....	II-20
II.5. Construcții modulare .....	II-20
II.5.1. Originile construcțiilor modulare .....	II-20
II.5.2. Avantajele modularii .....	II-21
II.5.3. Situația mondială a construcțiilor modulare din oțel .....	II-22
II.5.4. Probleme speciale ale structurilor realizate din module .....	II-23
II.6. Mansardări folosind bare cu pereți subțiri .....	II-25
II.6.1. Introducere .....	II-25
II.6.2. Probleme tehnice în cazul acoperișurilor și mansardărilor .....	II-25
II.6.3. Sisteme structurale utilizate pentru acoperișuri și mansardări .....	II-26
II.7. Performanțele caselor metalice.....	II-27
II.7.1. Introducere .....	II-27
II.7.2. Performanțe structurale.....	II-27
II.7.3. Proprietăți higrotermice .....	II-30
II.7.4. Performanțe acustice .....	II-31
II.7.5. Rezistența la foc.....	II-33
II.7.6. Durabilitate elementelor din oțel formate la rece .....	II-33
II.8. Concluzii.....	II-35
<b>III. Încercări experimentale pe panouri de perete.....</b>	<b>III-1</b>
III.1. Introducere .....	III-1
III.2. Rezultate din literatura de specialitate .....	III-2
III.2.1. Cercetări efectuate de Tarpay și Girard (1982).....	III-2
III.2.2. Experimente efectuate de Dolan (1989).....	III-2
III.2.3. Încercări și studii efectuate de Sugiyama (1984).....	III-3
III.2.4. Experimente efectuate de Tissel (1993).....	III-3
III.2.5. Teste efectuate de Dolan și Johnson (1996).....	III-4
III.2.6. Încercări efectuate de Serrette (1996).....	III-4
III.2.7. Încercări efectuate de Serrette (1997).....	III-5
III.2.8. Încercări statice la NAHB Research Center (1997).....	III-6
III.2.9. Studii efectuate de Gad, Duffield și Hutchinson .....	III-6
III.2.10. Studii efectuate în Japonia, Kawai .....	III-9

III.2.11. Studii efectuate la Neapole .....	III-9
III.2.12. Moduri de cedare observate.....	III-10
III.3. Descrierea programului experimental .....	III-11
III.4. Aranjamentul experimental .....	III-14
III.5. Derularea programului experimental.....	III-15
III.5.1. SERIA O – Specimen FN-1.....	III-15
III.5.2. SERIA I - Specimenul I-1 .....	III-16
III.5.3. SERIA I - Specimenul I-2 .....	III-17
III.5.4. SERIA I - Specimenul I-3 .....	III-18
III.5.5. SERIA II - Specimenul II-1 .....	III-19
III.5.6. SERIA II - Specimenul II-2 .....	III-20
III.5.7. SERIA II - Specimenul II-3 .....	III-21
III.5.8. SERIA III - Specimenul III-1 .....	III-22
III.5.9. SERIA III - Specimenul III-2 .....	III-23
III.5.10. SERIA IV - Specimenul IV-1.....	III-24
III.5.11. SERIA IV - Specimenul IV-2.....	III-25
III.5.12. SERIA IV - Specimenul IV-3.....	III-26
III.5.13. SERIA OSB I – Specimen OSB I-1 .....	III-27
III.5.14. SERIA OSB I – Specimen OSB I-2 .....	III-28
III.5.15. SERIA OSB II – Specimen OSB II-1 .....	III-28
III.5.16. SERIA OSB II – Specimen OSB II-2 .....	III-29
III.6. Rezultate experimentale .....	III-30
III.7. Metode pentru evaluarea comportării elasto-plastice echivalente.....	III-32
III.8. Analiza rezultatelor experimentale .....	III-33
III.9. Analiza comparativă a rezultatelor experimentale.....	III-36
III.10. Criterii de performanță .....	III-40
III.11. Concluzii .....	III-41
<b>IV. Încercări pe materiale și îmbinări .....</b>	<b>IV-1</b>
IV.1. Specimene de oțel (schelet, contravântuiri, tablă cutată).....	IV-1
IV.1.1. Prepararea speci­menelor .....	IV-1
IV.1.2. Metodologia de încercare a speci­menelor de tablă cutată.....	IV-1
IV.1.3. Metodologia de încercare a speci­menelor din schelet și contravântuire.....	IV-3
IV.1.4. Rezultate (tablă cutată).....	IV-3
IV.1.5. Rezultate (schelet, contravântuiri) .....	IV-4
IV.2. Specimene OSB.....	IV-6
IV.2.1. Metodologia de încercare a speci­menelor de OSB .....	IV-7
IV.3. Încercări pe îmbinări.....	IV-8
IV.3.1. Îmbinări oțel-oțel .....	IV-8
IV.3.2. Pregătirea speci­menelor .....	IV-9
IV.3.3. Procedura de încercare .....	IV-10
IV.3.4. Rezultate (tablă subțire - tablă groasă).....	IV-10
IV.3.5. Rezultate (tablă subțire – tablă subțire) .....	IV-11
IV.3.6. Modele de calcul a capaci­tății portante și rigidității îmbinărilor .....	IV-12
IV.3.7. Metoda de calcul conform Eurocode 3 (EC3. PART 1.3, 2001) .....	IV-13
IV.3.8. Metoda propusa de Fan (FAN, 1996) .....	IV-13
IV.3.9. Determinarea capaci­tății portante și a rigidității pe baza încercărilor .....	IV-15
IV.3.10. Comparația rezultatelor experimentale și a celor de calcul.....	IV-16
IV.3.11. Expresii analitice pentru curbele caracteristice .....	IV-16
IV.4. Îmbinări tablă-OSB.....	IV-18
IV.5. Concluzi .....	IV-20
<b>V. Simularea numerică a comportării panourilor de perete.....</b>	<b>V-1</b>
V.1. Modelarea cu element finit în regim monoton static.....	V-1
V.1.1. Prezentarea problemei .....	V-1
V.1.2. Modelarea tablei cutate .....	V-1
V.1.3. Modelarea îmbinărilor .....	V-5
V.1.4. Modelarea scheletului metalic.....	V-6
V.1.5. Modelarea sistemelor de ancoraj.....	V-6
V.1.6. Simplificări .....	V-8
V.1.7. Asamblarea modelului cu EF.....	V-8
V.1.8. Rezultatele modelării monotone .....	V-9
V.1.9. Concluziile modelării în regim monoton static.....	V-12

V.2. Metode analitice pentru determinarea capacității portante și rigidității inițiale a panourilor de perete (monoton) .....	V-13
V.2.1. Formule analitice pentru panourile cu tablă cutată (Seria I și IV).....	V-13
V.3. Modelarea în regim ciclic .....	V-18
V.3.1. Modelul simplificat linear cu EF .....	V-19
V.3.2. Modelul histeretic neliniar .....	V-21
V.4. C.....z..... p.....	V-25
<b>VI. Performanțele seismice ale panourilor .....</b>	<b>VI-1</b>
I.1. D.....s.....s.....ș.....ă.....str.....t.....rilor .....	VI-1
VI.1.1. Introducere.....	VI-1
VI.1.2. Pericolul de cutremur în România.....	VI-1
VI.1.3. F.....z.....f.....p.....	VI-1
VI.1.4. Metoda de evaluare a încărcării seismice conform Eurocode 8 .....	VI-2
VI.1.5. Performanțele la cutremur ale structurilor din bare cu pereți subțiri.....	VI-4
VI.2. Alegerea înregistrărilor de cutremure pentru analiză .....	VI-6
VI.3. Analiza dinamică folosind modelul simplificat (DRAIN-2DX).....	VI-8
VI.3.1. Rezultate primare .....	VI-8
VI.3.2. Performanțele panourilor de perete .....	VI-10
VI.4. Analiza dinamică folosind modelul neliniar.....	VI-17
VI.4.1. Prezentarea programului de calcul .....	VI-17
VI.4.2. Rezultate/Probleme ale modelului neliniar.....	VI-20
VI.5. Concluzii.....	VI-22
<b>VII. Studii de caz .....</b>	<b>VII-1</b>
VII.1. Metodă de calcul practic a structurilor cu pereți portanți cu stâlpi deși	
– Casă unifamilială (Ploiești).....	VII-1
VII.1.1. Introducere.....	VII-1
VII.1.2. Procedura de calcul .....	VII-1
VII.1.3. Prezentarea structurii.....	VII-1
VII.1.4. Calculul încărcărilor .....	VII-4
VII.1.5. Metoda simplificată de calcul la cutremur .....	VII-5
VII.1.6. Evaluarea capacității portante a panourilor.....	VII-5
VII.1.7. Analiza cu EF.....	VII-6
VII.1.8. Rezultatele analizei.....	VII-6
VII.1.9. Concluzii .....	VII-8
VII.2. Exemple de clădiri la dimensionarea cărora s-a utilizat efectul de diafragmă	
– Casă unifamilială (Timișoara) .....	VII-8
VII.2.1. Prezentarea structurii.....	VII-8
VII.2.2. Variante studiate.....	VII-9
VII.2.3. Calculul încărcărilor .....	VII-10
VII.2.4. Probleme de modelare cu element finit .....	VII-11
VII.2.5. Calculul efectului de diafragmă pentru structură.....	VII-12
VII.2.6. Rezultatele analizei.....	VII-13
VII.2.7. Probleme tehnologice și de execuție .....	VII-16
VII.2.8. Imagini din timpul execuției.....	VII-16
VII.2.9. Concluzii .....	VII-18
VII.3. Exemple de clădiri în dimensionarea cărora s-a utilizat efectul de diafragmă	
- SBS pentru birouri de firme .....	VII-19
VII.4. Exemple de clădiri în dimensionarea cărora s-a utilizat efectul de diafragmă	
- Mansardare pe structura de BA existentă .....	VII-20
VII.5. Concluzii.....	VII-20
<b>VIII. Concluzii. Contribuțiile autorului.....</b>	<b>VIII-1</b>

## Bibliografie

**Anexa A. Încercări pe Panourilor de Perete din Bare cu Pereți Subțiri Formate la Rece – Curbe Experimentale**

**Anexa B. Încercări pe Panourilor de Perete din Bare cu Pereți Subțiri Formate la Rece – Rezultate Comparative pentru Panouri de Perete**

# TABLE OF CONTENT

Index of Figures .....	vii
Index of Tables .....	x
<b>I. Problem Presentation.....</b>	<b>I-1</b>
<b>II. Domestic constructions made of LGS.....</b>	<b>II-1</b>
II.1. LGS products .....	II-1
II.1.1. Materials used in the forming process.....	II-1
II.1.2. Properties of the base metal .....	II-1
II.1.3. Cold forming methods .....	II-2
II.1.4. Influence of the cold forming upon the properties of the base steel .....	II-3
II.1.5. Corrosion protection methods .....	II-4
II.1.6. Usual cross section shapes.....	II-4
II.2. Economical aspects .....	II-5
II.2.1. Developments of the LGS House market.....	II-5
II.2.2. Advantages of using steel for houses .....	II-6
II.2.3. Erection methods .....	II-7
II.3. Usual structural solutions .....	II-10
II.3.1. Solutions for walls .....	II-10
II.3.2. Cassette walls .....	II-12
II.3.3. Floor solutions .....	II-13
II.3.4. Roof frames.....	II-14
II.4. Connection technologies.....	II-15
II.4.1. Connections using bolts .....	II-15
II.4.2. Welding .....	II-17
II.4.3. Connections with drive pins.....	II-18
II.4.4. Press joints.....	II-19
II.4.5. Adhesives.....	II-19
II.4.6. Anchorages .....	II-20
II.5. Modular constructions .....	II-20
II.5.1. Origins of modular constructions.....	II-20
II.5.2. Advantages of modular constructions .....	II-21
II.5.3. Situation on the world market of the modular constructions.....	II-22
II.5.4. Special problems of structures made of modules .....	II-23
II.6. Over cladding using LGS profiles.....	II-25
II.6.1. Introduction .....	II-25
II.6.2. Technical problems in case of over-roofing and over-cladding .....	II-25
II.6.3. Structural systems used in over-cladding.....	II-26
II.7. Performances of LGS houses .....	II-27
II.7.1. Introduction .....	II-27
II.7.2. Structural performance.....	II-27
II.7.3. Thermal performances .....	II-30
II.7.4. Acoustic performances.....	II-31
II.7.5. Fire resistance.....	II-33
II.7.6. Durability of LGS elements.....	II-33
II.8. Conclusions.....	II-35
<b>III. Experimental tests on wall panels.....</b>	<b>III-1</b>
III.1. Introduction .....	III-1
III.2. Previous results, Literature review .....	III-2
III.2.1. Research by Tarpy and Girard (1982).....	III-2
III.2.2. Experiments by Dolan (1989).....	III-2
III.2.3. Experiments and studied by Sugiyama (1984).....	III-3
III.2.4. Experiments by Tissel (1993).....	III-3
III.2.5. Experiments by Dolan (1996).....	III-4
III.2.6. Experiments by Serrette (1996) .....	III-4
III.2.7. Experiment by Serrette (1997) .....	III-5
III.2.8. Static tests at the NAHB Research Center (1997) .....	III-6

III.2.9. Studies of Gad, Duffield and Hutchinson .....	III-6
III.2.10. Japanese studies, Kawai.....	III-9
III.2.11. Studies at Naples University .....	III-10
III.2.12. Synthesis of observed failure modes .....	III-10
III.3. Description of the experimental program .....	III-12
III.4. Description of the experiments.....	III-15
III.4.1. Series O – Specimen FN-1 .....	III-17
III.4.2. Series I – Specimen I-1 .....	III-17
III.4.3. Series I – Specimen I-2.....	III-17
III.4.4. Series I – Specimen I-3.....	III-19
III.4.5. Series II – Specimen II-1 .....	III-20
III.4.6. Series II – Specimen II-2.....	III-20
III.4.7. Series II – Specimen II-3.....	III-22
III.4.8. Series III – Specimen III-1 .....	III-23
III.4.9. Series III – Specimen III-2.....	III-24
III.4.10. Series IV – Specimen IV-1 .....	III-25
III.4.11. Series IV – Specimen IV-2 .....	III-26
III.4.12. Series IV – Specimen IV-3 .....	III-28
III.4.13. Series OSB I – Specimen OSB I-1.....	III-29
III.4.14. Series OSB I – Specimen OSB I-1.....	III-29
III.4.15. Series OSB II – Specimen OSB II-1.....	III-30
III.4.16. Series OSB II – Specimen OSB II-2.....	III-31
III.5. Experimental results.....	III-32
III.6. methods for the evaluation of an equivalent elastic-plastic model .....	III-35
III.7. Analysis of the experimental results.....	III-36
III.8. Comparative analysis of the experimental results.....	III-39
III.9. Performance criteria.....	III-44
III.10. Conclusions .....	III-45
<b>IV. Tests on materials and connections .....</b>	<b>IV-1</b>
IV.1. Steel specimens (profiles, bracings, corrugated sheeting).....	IV-1
IV.1.1. Specimen preparation.....	IV-1
IV.1.2. Testing methodologies for corrugated sheeting.....	IV-1
IV.1.3. Testing methodologies specimens from the skeleton and bracing .....	IV-3
IV.1.4. Results (corrugated sheet).....	IV-3
IV.1.5. Results (skeleton, bracing) .....	IV-4
IV.2. OSB specimens .....	IV-6
IV.2.1. Testing methodology of the OSB specimens.....	IV-7
IV.3. Tests on connections .....	IV-8
IV.3.1. Steel-steel connections.....	IV-8
IV.3.2. Specimen preparation.....	IV-9
IV.3.3. Testing procedure.....	IV-10
IV.3.4. Results (thin-thick sheet) .....	IV-10
IV.3.5. Results (thin-thin sheet).....	IV-11
IV.3.6. Calculation methods for the capacity and rigidity of connections.....	IV-12
IV.3.7. Calculation according to Eurocode 3 .....	IV-13
IV.3.8. Calculation method proposed by FAN .....	IV-13
IV.3.9. Determination of the capacity and rigidity from the experiments .....	IV-15
IV.3.10. Comparison of the analytical and experimental results.....	IV-16
IV.3.11. Analytical expressions for the characteristic curves.....	IV-16
IV.4. Steel-OSB connections.....	IV-18
IV.5. Conclusions.....	IV-20
<b>V. Numerical simulation of the behavior of wall panels.....</b>	<b>V-1</b>
V.1. Finite element modeling for the monotonic response.....	V-1
V.1.1. Problem presentation.....	V-1
V.1.2. Modeling of the corrugated sheeting.....	V-1
V.1.3. Modeling of connections .....	V-5
V.1.4. Modeling of the skeleton.....	V-6
V.1.5. Modeling of the anchoring system .....	V-6
V.1.6. Simplifications.....	V-8
V.1.7. Assembling the FE model.....	V-8
V.1.8. Results of the FE modeling.....	V-9
V.1.9. Conclusions .....	V-12



V.2. Analytical methods to determine the load bearing capacity and the rigidity of wall panels (monotonic).....	V-13
V.2.1. Analytical formulas for panels sheeted with corrugated sheet (Series I and IV).....	V-13
V.3. Modeling of the cyclic behavior.....	V-18
V.3.1. Simplified liner model.....	V-19
V.3.2. Non-linear hysteretic model.....	V-21
V.4. Conclusions of wall panel modeling.....	V-25
<b>VI. Seismic performances of the panels.....</b>	<b>VI-1</b>
VI.1. Earthquakes in structural design.....	VI-1
VI.1.1. Introduction.....	VI-1
VI.1.2. Earthquake hazard in Romania.....	VI-1
VI.1.3. Design philosophy.....	VI-1
VI.1.4. Evaluation of earthquake loading according to Eurocode 8.....	VI-2
VI.1.5. Earthquake performance of LGS structures.....	VI-4
VI.2. Choosing of earthquake records for the analysis.....	VI-6
VI.3. Dynamic analysis using the simplified model (DRAIN-2DX).....	VI-8
VI.3.1. Primary results.....	VI-8
VI.3.2. Performance of wall panels.....	VI-10
VI.4. Dynamic analysis using the non-linear model.....	VI-17
VI.4.1. Development and presentation of the analysis software.....	VI-17
VI.4.2. Results/Problems non-linear model.....	VI-20
VI.5. Conclusions.....	VI-22
<b>VII. Case studies.....</b>	<b>VII-1</b>
VII.1. Practical calculation method for wall stud structures	
– Single family house (Ploiesti).....	VII-1
VII.1.1. Introduction.....	VII-1
VII.1.2. Design procedure.....	VII-1
VII.1.3. Presentation of the structure.....	VII-1
VII.1.4. Load calculation.....	VII-4
VII.1.5. Simplified earthquake calculation procedure.....	VII-5
VII.1.6. Evaluation of the capacity of wall panels.....	VII-5
VII.1.7. FE analysis.....	VII-6
VII.1.8. Analysis results.....	VII-6
VII.1.9. Conclusions.....	VII-8
VII.2. Design examples where sheeting effect was taken into account	
– Single family house (Timisoara).....	VII-8
VII.1.1. Presentation of the analyzed structure.....	VII-8
VII.1.2. Study cases.....	VII-9
VII.1.3. Evaluation of loads.....	VII-10
VII.1.4. FE modeling problems.....	VII-11
VII.1.5. Evaluation of the diaphragm effect.....	VII-12
VII.1.6. Analysis results.....	VII-13
VII.1.7. Technical problems during construction.....	VII-16
VII.1.8. Images during construction.....	VII-16
VII.1.9. Conclusions.....	VII-18
VII.2. Design examples where sheeting effect was taken into account	
– Small Buildings for offices.....	VII-19
VII.3. Design examples where sheeting effect was taken into account	
– Over-cladding of an existing RC building.....	VII-20
VII.4. Conclusions.....	VII-20
<b>VIII. Conclusions. Final Remarks.....</b>	<b>VIII-1</b>

## References

**Appendix A. Experiments on Wall Panels Made of Light Gauge Steel Profiles – Experimental Curves**

**Appendix B. Experiments on Wall Panels Made of Light Gauge Steel Profiles – Comparative Results for Wall Panels**

# LISTA FIGURILOR

Figura II-1. Curba caracteristică pentru oțel cu palier de curgere .....	II-2
Figura II-2. Curba caracteristică pentru oțel fără palier de curgere .....	II-2
Figura II-3. Role pentru laminare la rece .....	II-3
Figura II-4. Profil 'sigma' în curs de laminare .....	II-3
Figura II-5. Efectele formării la rece asupra oțelului .....	II-3
Figura II-6. Secțiuni transversale des utilizate .....	II-4
Figura II-7. Numărul de case cu structură metalică realizate în Statele Unite .....	II-5
Figura II-8. Exemple de case metalice realizate în diferite țări .....	II-6
Figura II-9. Metoda 'bară cu bară' .....	II-8
Figura II-10. Metoda din panouri .....	II-8
Figura II-11. Element prefabricat în cazul metodei modulare .....	II-8
Figura II-12. Exemplu de construcție modulară (Cămin studentesc Univ. din Cardiff) .....	II-9
Figura II-13. Construcție prin metoda platformă cu îmbinare tipică perete planșeu .....	II-9
Figura II-14. Montare prin asamblarea pereților laterali și îmbinare planșeu-perete .....	II-10
Figura II-15. Prindere montant profil de ghidaj .....	II-10
Figura II-16. Riglă suplimentară la mijlocul montanților .....	II-10
Figura II-17. Prindere buiandrug .....	II-11
Figura II-18. Riglă susținere fereastră .....	II-11
Figura II-19. Intersecție de colț .....	II-11
Figura II-20. Intersecție curentă .....	II-11
Figura II-21. Sistemul de încărcare la care este supus peretele .....	II-12
Figura II-22. Casete prinse în profil de ghidaj .....	II-12
Figura II-23. Fațadă de casă din casete (J. M. DAVIES, 1999) .....	II-13
Figura II-24. Fermă de acoperiș pentru mansardă .....	II-15
Figura II-25. Tipuri de șuruburi autoperforant-autofiletante (CATALOG SFS) .....	II-17
Figura II-26. Tipuri de sudură întâlnite la bare cu pereți subțiri .....	II-18
Figura II-27. Tipuri de bolțuri .....	II-18
Figura II-28. Tipuri de bolțuri împușcate .....	II-18
Figura II-29. Cui cu vârf spiralat .....	II-18
Figura II-30. Procedeu de realizare a îmbinărilor prin presare (R. F. PEDRESCHI, 1996) .....	II-19
Figura II-31. Câteva tipuri de șuruburi de ancoraj din familia de produse HILTI .....	II-20
Figura II-32. Modula pe bandă rulantă .....	II-23
Figura II-33. Construcție modulară cu structura la vedere .....	II-23
Figura II-34. Scheme de ridicare a modulelor (SCI-272) .....	II-24
Figura II-35. Condiții speciale de dimensionare al structurilor modulare (SCI-272) .....	II-24
Figura II-36. Scheme de cadre pentru mansardare (SCI-246) .....	II-27
Figura II-37. Sisteme de contravântuire în cruce .....	II-27
Figura II-38. Contravântuire rigidă din profile C .....	II-27
Figura II-39. Factori care influențează comportarea unei case metalice .....	II-28
Figura II-40. Factori care influențează comportarea unui panou de perete .....	II-29
Figura II-41. Transferul de căldură prin perete .....	II-30
Figura II-42. Stratificația tipică a pereților .....	II-30
Figura II-43. Detaliu de legătură izolat perete-fundație (J. Hacker, 1993) .....	II-31
Figura II-44. Izolator termic pentru a împiedica pierderea de căldură prin schelet .....	II-31
Figura II-45. Temperatură/timp pentru pereți portanți din bare formate la rece .....	II-33
Figura II-46. Procesul de coroziune .....	II-35
Figura III-1. Mecanismul de transmitere a încărcării orizontale de panoul de perete .....	III-1
Figura III-2. Componente ale unui panou de perete .....	III-1
Figura III-3. Panouri încercate la NAHB .....	III-6
Figura III-4. Curba caracteristică .....	III-6
Figura III-5. Panouri încercate la Melbourne .....	III-7
Figura III-6. Specimenul și modul de vibrație specific în toate fazele .....	III-8
Figura III-7. Curba histetică tipică și înfășurătoare pentru cele trei faze .....	III-9
Figura III-8. Comportarea histeretică tipică a panoului (Kawai, 1999) .....	III-9
Figura III-9. Cedare prin distrugerea zonei ancorajului .....	III-10
Figura III-10. Distrugere prin smulgere peste capul șurubului .....	III-10
Figura III-11. Cedare prin voalarea locală a montantului .....	III-11

Figura III-12. Șuruburi cu șaibă mărită.....	III-11
Figura III-13. Dimensiunile principale ale scheletului de panou .....	III-12
Figura III-14. Schemele panourilor, cu diferite închideri.....	III-13
Figura III-15. Standul experimental.....	III-15
Figura III-16. Determinarea limitei elastice convenționale .....	III-15
Figura III-17. Regim de încercare ciclic .....	III-15
Figura III-18. Curba experimentală pentru scheletul panoului de perete .....	III-16
Figura III-19. Imagine schelet încercat.....	III-16
Figura III-20. Deformarea locală în zona colțului smuls .....	III-16
Figura III-21. Distorsiunea capetelor foilor de tablă .....	III-17
Figura III-22. Începerea cedării șuruburilor de țesere .....	III-17
Figura III-23. Deformată panoului în stadiul final .....	III-17
Figura III-24. Dispunere prinderi gips carton.....	III-19
Figura III-25. Distrugerea rosturilor între plăci de gips carton .....	III-20
Figura III-26. Smulgerea peste capul șurubului a plăcilor de gips carton .....	III-20
Figura III-27. Flambajul benzilor de contravântuire comprimate .....	III-22
Figura III-28. Redistribuția eforturilor după cedarea colțului .....	III-22
Figura III-29. Cedarea colțului smuls .....	III-23
Figura III-30. Forfecarea zonei buiandrugului .....	III-25
Figura III-31. Panul de perete cedat .....	III-25
Figura III-32. Deformații excesive în prinderile plăcilor de OSB.....	III-27
Figura III-33. Cedarea panoului de perete .....	III-27
Figura III-34. Exemplu de set de rezultate experimentale monotone.....	III-31
Figura III-35. Curbe experimentale pentru toate speciemenle .....	III-32
Figura III-36. Metode de determinare a comportării echivalente elasto-plactice.....	III-33
Figura III-37. Rezultate comparative. Metoda I.....	III-36
Figura III-38. Rezultate comparative. Metoda II.....	III-37
Figura III-39. Comparație rigiditate inițială .....	III-38
Figura III-40. Comparație forță ultimă .....	III-38
Figura III-41. Capacitatea suplimentară.....	III-38
Figura III-42. Comparații ductilitate .....	III-39
Figura IV-1. Poziția pe secțiunea transversală de unde s-au prelevat speciemenle.....	IV-1
Figura IV-2. Echipament de încercare, Universitatea din Manchester.....	IV-2
Figura IV-3. Echipamentul TESTWELL de la UPT .....	IV-3
Figura IV-4. Curbe caracteristice material tablă cutată .....	IV-4
Figura IV-5. Curbe caracteristice tipice.....	IV-4
Figura IV-6. Modul de cedare a speciemenlelor .....	IV-5
Figura IV-7. Speciemenle OSB și direcția de prelevare din placă .....	IV-6
Figura IV-8. Speciemenle de OSB și procedura de încercare.....	IV-7
Figura IV-9. Curbe caracteristice a speciemenlelor de OSB .....	IV-7
Figura IV-10. Moduri de cedare tipice ale șuruburilor autofiletante.....	IV-8
Figura IV-11. Schema îmbinărilor oțel-oțel încercate.....	IV-9
Figura IV-12. Moduri de cedare seria I-TP-M-V1 .....	IV-10
Figura IV-13. Curbe experimentale seria I-TP-M-V1.....	IV-11
Figura IV-14. Curbe experimentale seria I-TP-M-V2.....	IV-11
Figura IV-15. Moduri de cedare seriile I-TS-M-V1 și I-TS-M-V2 .....	IV-12
Figura IV-16. Curbe experimentale seria I-TS-M-V1.....	IV-12
Figura IV-17. Curbe experimentale seria I-TS-M-V2.....	IV-12
Figura IV-18. Comparații curbă experimentală-curbă analitică Rambert-Osgood .....	IV-18
Figura IV-19. Speciemenle tipice OSB-Schelet metalic.....	IV-18
Figura IV-20. Curbe și moduri de cedare îmbinări tablă-OSB seria I-OP-M-V1.....	IV-19
Figura V-1. Proprietățile plăcii plane echivalente .....	V-1
Figura V-2. Modele simplificate pentru determinarea lui Et și El.....	V-2
Figura V-3. Modele cu EF pentru determinarea flexibilității la forfecare.....	V-3
Figura V-4. Dispunerea conectorilor și a elementelor de contact la tabla cutată .....	V-4
Figura V-5. Model analitic pentru îmbinări .....	V-5
Figura V-6. Prinderea montanților în profilul de ghidaj și ancorarea acestuia.....	V-7
Figura V-7. Curba forță-deplasare a prinderilor de colț și montanților intermediari.....	V-7
Figura V-8. Modul de asamblare a modelelor cu EF .....	V-8
Figura V-9. Modele cu EF a celor două panouri studiate.....	V-9
Figura V-10. Comparație curbă experimentală model cu EF (Seria I) .....	V-10
Figura V-11. Comparație deformată EF-experimental (Seria I) .....	V-10

Figura V-12. Comparație curbă experimentală model cu EF (Seria IV).....	V-11
Figura V-13. Comparație deformată EF-experimental (Seria IV).....	V-12
Figura V-14. Curbe EF, rezultate analitice.....	V-18
Figura V-15. Caracteristici ale comportării histeretice tipice.....	V-19
Figura V-16. Schema comportării histeretice.....	V-20
Figura V-17. Model simplificat de panou de perete.....	V-20
Figura V-18. Exemple de comparație curbă experimentală curbă modelată cu EF.....	V-20
Figura V-19. Curba de bază tip Richard și Abbott.....	V-22
Figura V-20. Curba caracteristică cu lunecare.....	V-22
Figura V-21. Ramura de descreștere a curbei caracteristice.....	V-23
Figura V-22. Model de construire a curbei histeretice.....	V-23
Figura V-23. Comparație curbe histeretice experimentale și modelate.....	V-25
Figura VI-1. Spectru elastic pentru zone seismice puternice (Eurocode 8).....	VI-3
Figura VI-2. Curba forță-deplasare pentru sistemul cu un singur grad de libertate.....	VI-5
Figura VI-3. Clasificarea înregistrărilor după clasa solului.....	VI-7
Figura VI-4. Spectrul elastic al înregistrărilor (Coeficient de Amortizare 5%).....	VI-8
Figura VI-5. Curbe histeretice din analiza dinamică comparate cu curbele experimentale.....	VI-8
Figura VI-6. Deplasarea la partea superioară a panoului.....	VI-9
Figura VI-7. Curbe incrementale pentru panouri de perete Seria I.....	VI-9
Figura VI-8. Valoarea accelerației spectrale pentru cele trei stări limită (Seria I, Seria II).....	VI-11
Figura VI-9. Valoarea accelerației spectrale pentru cele trei stări limită (Seria IV, Seria OSB-I).....	VI-12
Figura VI-10. Valoarea accelerației spectrale pentru cele trei stări limită (Seria OSB-II).....	VI-13
Figura VI-11. Coeficienți de comportare $q_1$ , $q_2$ și $q_3$ (Seria I).....	VI-13
Figura VI-12. Coeficienți de comportare $q_1$ , $q_2$ și $q_3$ (Seria II și Seria IV).....	VI-14
Figura VI-13. Factorii de performanță $q_1$ , $q_2$ și $q_3$ (Seria OSB-I și OSB-II).....	VI-15
Figura VI-14. Fereastră de introducere a înregistrărilor de cutremur.....	VI-17
Figura VI-15. Fereastră pentru alegerea tipului de analiză.....	VI-18
Figura VI-16. Fereastra de dialog pentru proprietățile oscilatorului.....	VI-18
Figura VI-17. Fereastra de dialog pentru definirea parametrilor modelului neliniar.....	VI-19
Figura VI-18. Curba deplasare-timp model elastic.....	VI-19
Figura VI-19. Curba forță-deplasare și deplasare-timp model elastic-perfect plastic.....	VI-19
Figura VI-20. Curba forță-deplasare și deplasare-timp model elastic-plastic cu lunecare.....	VI-20
Figura VI-21. Curba IDA și spectru de pseudo-acclerații.....	VI-20
Figura VI-22. Curba forță-deplasare model neliniar.....	VI-20
Figura VI-23. Răspuns histeretic incorect la intensitate mică a excitației.....	VI-21
Figura VI-24. Curbe IDA comparative folosind trei modele histeretice.....	VI-21
Figura VII-1. Dimensiunile structurii analizate.....	VII-2
Figura VII-2. Placarea cu OSB a pereților casei.....	VII-3
Figura VII-3. Modelul cu EF al structurii cu contravântuiri echivalente.....	VII-6
Figura VII-4. Panoul cel mai solicitat conform analiză cu EF.....	VII-7
Figura VII-5. Dimensiunile structurii analizate.....	VII-8
Figura VII-6. Contravântuiri în cruce pentru pereții transversali.....	VII-9
Figura VII-7. Structura costurilor.....	VII-16
Figura VII-8. Tăierea profilelor la fierăstrăul circular.....	VII-17
Figura VII-9. Fixarea cu ajutorul șuruburilor autofiletante.....	VII-17
Figura VII-10. Panou de perete montat la orizontală.....	VII-17
Figura VII-11. Câțeva panouri ridicate și fixate la poziție.....	VII-18
Figura VII-12. Fațada construcției, neacoperită.....	VII-18
Figura VII-13. Fațada finisată a structurii.....	VII-18
Figura VII-14. Clădire pentru birouri, București.....	VII-19
Figura VII-15. Vedere ansamblu.....	VII-20
Figura VII-16. Vedere clădire finisată.....	VII-20

# LISTA TABELELOR

Tabel II-1. Exemple pentru variante de planșeu .....	II-14
Tabel II-2. Variante pentru capuri de șuruburi autofiletante .....	II-15
Tabel III-1. Rezultate experimentale Tissel (AISI, 1998).....	III-3
Tabel III-2. Frecvența de vibrație și amortizarea.....	III-8
Tabel III-3. Variante de panou examinate.....	III-12
Tabel III-4. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului I-2 .....	III-18
Tabel III-5. Comentarii I-2 .....	III-18
Tabel III-6. Comentarii I-3 .....	III-19
Tabel III-7. Comentarii II-1 .....	III-20
Tabel III-8. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului II-2 .....	III-21
Tabel III-9. Comentarii II-2 .....	III-21
Tabel III-10. Comentarii II-3 .....	III-22
Tabel III-11. Comentarii III-1 .....	III-23
Tabel III-12. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului III-2 .....	III-24
Tabel III-13. Comentarii III-2 .....	III-24
Tabel III-14. Comentarii IV-1 .....	III-24
Tabel III-15. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului IV-2 .....	III-25
Tabel III-16. Comentarii IV-2.....	III-26
Tabel III-17. Comentarii IV-3.....	III-26
Tabel III-18. Comentarii OSB I-1.....	III-27
Tabel III-19. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului OSB I-2.....	III-28
Tabel III-20. Comentarii OSB I-2.....	III-28
Tabel III-21. Comentarii OSB II-1.....	III-29
Tabel III-22. Amplitudinile ciclurilor aplicate panoului OSB II-2.....	III-29
Tabel III-23. Comentarii OSB II-2.....	III-29
Tabel III-24. Rezultate experimentale, Metoda I .....	III-34
Tabel III-25. Rezultate experimentale, Metoda II .....	III-35
Tabel III-26. Sinteza rezultatelor. Metoda I .....	III-39
Tabel III-27. Sinteza rezultatelor. Metoda II .....	III-40
Tabel III-28. Criterii de performanță .....	III-41
Tabel IV-1. Specimene de oțel pentru tracțiune.....	IV-2
Tabel IV-2. Rezultate experimentale tablă cutată .....	IV-4
Tabel IV-3. Rezultate specimene tracțiune .....	IV-5
Tabel IV-4. Specimene OSB.....	IV-6
Tabel IV-5. Rezultate specimene OSB longitudinal .....	IV-8
Tabel IV-6. Rezultate specimene OSB transversal.....	IV-8
Tabel IV-7. Valori specifice pentru OSB (J. A. Youngquist, 1999).....	IV-8
Tabel IV-8. Specimene îmbinări tablă oțel-tablă oțel .....	IV-9
Tabel IV-9. Capacitatea portantă calculată cu Eurocode 8.....	IV-13
Tabel IV-10. Capacitatea portantă calculată cu FAN.....	IV-14
Tabel IV-11. Rigiditatea calculată cu FAN .....	IV-14
Tabel IV-12. Caracteristicile îmbinărilor determinate din experimente.....	IV-15
Tabel IV-13. Tabel comparații rezultate experimentale formule analitice .....	IV-16
Tabel IV-14. Parametri curbelor Rambert-Osgood .....	IV-17
Tabel V-1. Comparația rezultatelor analitice cu cele din modelul cu EF .....	V-4
Tabel V-2. Descrierea modelelor cu EF .....	V-9
Tabel V-3. Interpretări curbe EF, Metoda I .....	V-11
Tabel V-4. Interpretări curbe EF, Metoda II.....	V-11
Tabel V-5. Interpretări curbe EF, Metoda I .....	V-12
Tabel V-6. Interpretări curbe EF, Metoda II.....	V-12
Tabel V-7. Comparație valori caracteristice calculate și determinate experimental .....	V-17
Tabel V-8. Parametri calibrați ai modelelor cu EF.....	V-21
Tabel V-9. Parametri folosiți pentru modele.....	V-25
Tabel VI-1. Înregistrări studiate.....	VI-6
Tabel VI-2. Sa și parametric de performanță q1 și q2.....	VI-16

Tabel VII-1. Combinații de încărcare .....	VII-5
Tabel VII-2. Lungimea panourilor placate pe toată înălțimea.....	VII-6
Tabel VII-3. Moduri proprii .....	VII-7
Tabel VII-4. Variante de structură analizate.....	VII-9
Tabel VII-5. Stratificația variantelor de planșeu .....	VII-10
Tabel VII-6. Combinații de încărcare .....	VII-11
Tabel VII-7. Folosirea sistemului de contravântuiri echivalente .....	VII-12
Tabel VII-8. Valori ale flexibilității pentru diafragme .....	VII-12
Tabel VII-9. Rezultatele date de vânt.....	VII-13
Tabel VII-10. Perioade de vibrație .....	VII-13
Tabel VII-11. Moduri proprii .....	VII-14
Tabel VII-12. Rezultate ale analizei seismice .....	VII-15

## I. PREZENTAREA PROBLEMEI

Clădirile de locuit cu structură din profile de oțel formate la rece sunt utilizate pe scară largă în Statele Unite, Australia, Canada și Japonia. Avantajele acestora încep să fie din ce în ce mai apreciate și în unele țări ale Uniunii Europene. Un rol important în promovarea sistemului îl au țările scandinave, în special Suedia și Finlanda, și Marea-Britanie.

Piața de case unifamiliale cu structură metalică este în continuă creștere, mai ales din cauza lipsei acute de locuințe din țările dezvoltate și imposibilitatea de a o satisface, folosind tehnologii tradiționale. Din datele publicate de guvernul Marii Britanii, se apreciază că, cererea de locuințe va atinge nivelul de aproximativ 5.000.000 unități în următorii 20 de ani, ceea ce pune sub semnul întrebării posibilitatea satisfacerii acestei cereri cu sistemele clasice de construcție. Din acest număr de locuințe cca. 20%-25% se preconizează a fi cu structură metalică ușoară.

Sisteme complete de case metalice sunt oferite deja de o serie de firme specializate. Metsec Framing Ltd. membră a concernului Metsec este cea mai mare firmă din Marea-Britanie care se ocupă de realizarea structurilor pentru hoteluri, grădinițe, birouri și apartamente. Firma assemblează panouri de pereți pentru aceste aplicații și se ocupă de consilierea beneficiarului, arhitectului și constructorului, în toate fazele de proiectare pentru a se obține performanțe maxime pentru structură.

Styltech-Usinor Group, este lider în domeniul caselor din profile de oțel formate la rece în Franța. Pachetul oferit de firmă se bazează pe structuri din oțel galvanizat, închideri interioare folosind tehnologii uscate și închideri exterioare la alegerea beneficiarului.

Folosirea oțelului la realizarea structurilor pentru case unifamiliale are următoarele avantaje:

- Datorită folosirii oțelului masa construcției este mult redusă, rezultând încărcări pe fundații mai mici și conferind performanță seismică mai bună.
  - Elemente de construcție mai ușoare înseamnă echipamente de ridicat mai mici, sau chiar eliminarea echipamentelor de ridicat, și a costurilor aferente acestora.
  - Timp de execuție mult redus, și deci reîntoarcerea capitalului investit într-un timp scurt.
  - Posibilitatea de adaptare a spațiului interior la cerințele care se pot schimba în timpul de exploatare a construcției.
  - Posibilitate de a avea deschideri până la 10 m.
  - Rezistența și rigiditate mare în comparație cu alte materiale.
  - Protecția la coroziune prin acoperiri galvanice (aluzinc) asigură o foarte bună durabilitate în timp.
  - Greutate redusă și proprietățile mecanice ridicate ale oțelului asigură o foarte bună rezistență seismică, motiv pentru care casa cu structură metalică este considerată casa antiseismică ideală.
  - Posibilitatea de realizare prin prefabricare sub formă de panouri de perete, panouri de planșeu și grinzi cu zăbrele.
  - O bună performanță termică, obținută cu ușurința.
  - Asigură o bună protecție a mediului, materialele componente fiind reciclabile.
-

Faptul că oțelul din structură este 100% reciclabil și în prezent s-au atins cote de reciclare de 65%, devine din ce în ce mai important într-o lume în care buna gospodărire a resurselor naturale este indispensabilă.

Datorită folosirii în zone seismice a caselor cu structură metalică au apărut întrebări importante în legătură cu performanțele acestora la cutremur. După cum bine se știe, cutremurele reprezintă sursele unora din cele mai mari catastrofe în istoria umanității. Multe mii de vieți omenești au fost pierdute chiar în cutremurele recente și pierderea materială este greu de cuantificat; deci nu se pun semne de întrebare privitor la necesitatea de a cerceta fenomenele seismice și impactul acestora asupra vieții umane.

Țările care se află în zone seismice depun eforturi susținute pentru a dezvolta sisteme de monitorizare, cu scopul de a putea prevedea posibila producere a unor evenimente seismice majore, în scopul de a lua măsuri de precauție în prealabil. Din nefericire, complexitatea fenomenelor care stau la baza producerii seismelor face aproape imposibilă prevederea cu acuratețe suficientă a evenimentelor seismice, deci trebuie aplicate metode indirecte de protecție a vieților omenești și a bunurilor.

Odată cu introducerea acestor tehnologii noi în România, și ținând cont de faptul că mare parte din teritoriul țării este afectat de cutremure, apar întrebări importante privind viabilitatea caselor cu structură metalică la noi. În prezent standardele nu conțin prevederi specifice pentru acest tip de structuri, iar în cazul în care se pot asimila unele prevederi mai generale, ele sunt excesiv de severe, făcând aproape imposibilă aplicarea metodei în România.

Această lucrare încearcă să aducă contribuții la înțelegerea comportării la cutremur a caselor familiale cu structură metalică, pentru a răspunde măcar parțial la aceste întrebări.



## II. CLĂDIRI CIVILE DIN PROFILE DE OȚEL CU PEREȚI SUBȚIRI FORMATE LA RECE

### II.1. PRODUSE DIN OȚEL FORMATE LA RECE

#### II.1.1. Materiale utilizate în procesul de formare la rece

Barele cu pereți subțiri formate la rece și-au preluat numele de la procesul de fabricație a acestora, care presupune, formarea barelor cu diferite secțiuni transversale din plăci de tablă plană, fără preîncălzirea metalului. Grosimile de placă utilizate sunt cuprinse între 0.9-3.2 mm. La unele produse, de exemplu tabla cutată sunt utilizate și grosimi de tablă mai mici, iar în cazuri excepționale la alte tipuri de profile grosimea maximă poate ajunge până la 6 mm.

Produsele sunt livrate în stare galvanizată, cu protecția anticorozivă corespunzătoare, astfel asigurându-le o perioadă de exploatare de aproximativ 60 ani. Oțelurile de bază, utilizate în procesul de fabricare, corespund standardelor Europene și internaționale sunt următoarele:

- tablă de oțel laminată la cald pentru structuri, S235, S275, S355, în conformitate cu EN 10025;
- tablă de oțel laminată la cald, din oțel de calitate superioară pentru structuri, S275N, S355N, S420N, S460N, S275M, S355M, S420M, S460M, în conformitate cu EN 10113;
- tablă de oțel laminată la rece pentru structuri, CR220, CR250, CR320, conform ISO 4997;
- tablă din oțel carbon pentru structuri, zincat la cald, S220GD+Z, S250GD+Z, S280GD+Z, S320GD+Z, S350GD+Z, conform normativului EN 10147;
- oțel de calitate superioară pentru formare la rece, S315MC, S355MC, S420MC, S460MC, S460MC, S500MC, S520MC, S260NC, S315NC, S355NC, S420NC, după prEN 10149;

În ediția din 1980 a specificațiilor AISI, sunt prezentate 12 tipuri de table de oțel care pot fi utilizate pentru fabricarea de bare formate la rece (W.W.Yu, 1985) reprezentând echivalentele americane ale oțelurilor menționate mai sus. În același standard se menționează că și alte tipuri de materiale de bază se pot utiliza la fabricarea de bare formate la rece, cu condiția ca aceștia să aibă caracteristicile chimice și mecanice identice cu una din grupele de mai sus. În acest caz proprietățile materialului sunt asigurate de către producător.

#### II.1.2. Proprietățile metalului de bază

Din punct de vedere structural, cele mai importante caracteristici ale oțelului din care se fabrică barele cu pereți subțiri sunt: limita de curgere, rezistența la rupere, curba caracteristică, modulul de elasticitate și modulul tangent, ductilitatea, sudabilitatea, rezistența la oboseală și duritatea.

Capacitatea portantă a elementelor din oțel formate la rece depinde, în primul rând, de limita de curgere a materialului, mai puțin în cazul în care se produce voalarea locală sau pierderea stabilității profilului. Limita de curgere a tipurilor de oțel uzuale se precizează în standarde și are valori cuprinse între 210 N/mm<sup>2</sup> până la 350 N/mm<sup>2</sup>. În concordanță cu aceste valori sunt și rezistențele la rupere aferente între 340 N/mm<sup>2</sup> - 500 N/mm<sup>2</sup> (J. RHODES, 1991).

În mod uzual se disting două tipuri de curbe caracteristice, respectiv două tipuri de oțeluri, cu și fără palier de curgere, caracterizate de cele două curbe caracteristice din FIGURA II-1 și FIGURA II-2.

Oțelurile laminare la cald au curba caracteristică cu palier, limita de curgere fiind definită la nivelul la care curba devine orizontală și valoarea corespunzătoare a efortului se numește limită de curgere aparentă. La oțelurile fără palier, limita de curgere este considerată efortul căruia îi corespunde o alungire remanentă de 0.2%, tensiunea corespunzătoare numindu-se limita de curgere convențională. O altă metodă de determinare a limitei de curgere convenționale este acela la care limita de curgere se consideră efortul căruia îi corespunde o alungire totală de 0.5%.

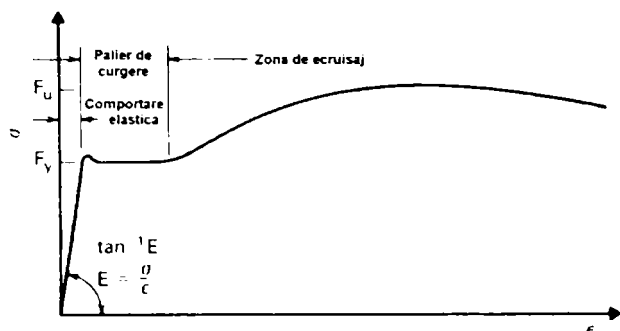


FIGURA II-1. CURBA CARACTERISTICĂ PENTRU OȚEL CU PALIER DE CURGERE

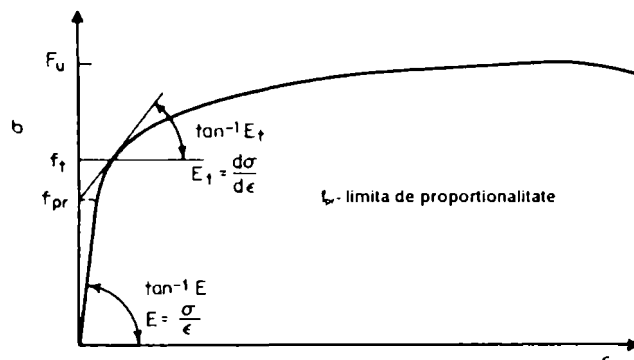


FIGURA II-2. CURBA CARACTERISTICĂ PENTRU OȚEL FĂRĂ PALIER DE CURGERE

Modulul de elasticitate (E) reprezintă tangenta porțiunii liniare de la început a curbei caracteristice. Capacitatea portantă a barelor care cedează prin pierderea stabilității depinde atât de limita de curgere, cât și de modulul de elasticitate. Există metode standardizate de determinare a modulului de elasticitate, valori uzuale situându-se în jur de 200 - 207kN/mm<sup>2</sup>, valoarea acceptată la noi și utilizată în calcul fiind de 210kN/mm<sup>2</sup>.

Modulul de elasticitate tangent (E<sub>t</sub>) reprezintă tangenta la curba caracteristică într-un punct oarecare al acesteia.

Ductilitatea este capacitatea materialului de a se deforma plastic fără rupere și este importantă la aplicațiile cu îmbinări puternic solicitate, care pot avea efect de concentrator de tensiune sau în cazul încărcărilor seismice, unde poate îmbunătăți capacitatea structurii de disipare a energiei. Oțelurile folosite pentru bare formate la rece sunt, în general, cu rezistențe sporite, dar, pe de altă parte, au ductilitatea mai redusă. O altă caracteristică a barelor formate la rece este o grosime mică a pereților profilele fiind de clasa 4 conform clasificării EUROCODE, acesta însemnând că ele nu pot forma articulații plastice. Aceste două aspecte conduc la încadrarea structurilor din bare cu pereți subțiri la categoria de structuri nedisipative.

Sudabilitatea se referă la capacitatea oțelului de a fi sudat cu ușurință fără să apară fisuri sau alte defecte, aceasta caracteristică fiind, în primul rând, influențată de compoziția chimică a oțelului și de procedeul de sudare utilizat.

### II.1.3. Metode de formare la rece

Barele cu pereți subțiri formate la rece se execută din tablă plană subțire, sub formă de role de lățimi cuprinse între 1 - 1.25m, necesare pentru confecționarea profilelor. Există două metode de fabricație: laminarea la rece și îndoirea la abcant.

În cazul metodei de laminare la rece, tabla tăiată la lățimea corespunzătoare se trece printr-un șir de role, care realizează progresiv forma secțiunii transversale, lungimea șirului de role depinzând de complexitatea profilului și putând să ajungă până la 30 m. O porțiune dintr-un șir de role este prezentat în FIGURA II-3.

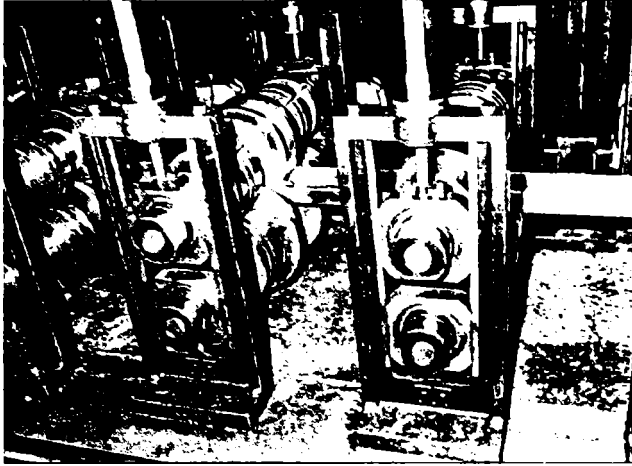


FIGURA II-3. ROLE PENTRU LAMINARE LA RECE

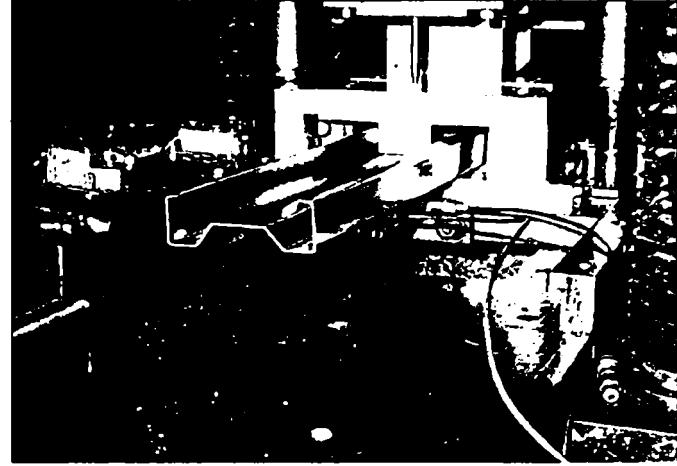


FIGURA II-4. PROFIL 'SIGMA' LA LAMINARE

Cheltuielile de schimbare a rolor sortimentului care se laminează sunt mari, mai ales dacă sunt necesare role speciale. De aceea se utilizează role reglabile pentru ajustarea ușoară a înălțimi profilului și a dimensiunilor tălpilor, laminarea la rece fiind economică în cazul producerii unui sortiment în cantități mari. Tăierea la lungime a barelor poate fi automatizată astfel încât tăierea să se facă instantaneu după laminare. Tot astfel pot fi practicate și goluri pe profil în poziții precizate.

O metodă alternativă de formare la rece este îndoirea la abcant, utilizată la fabricarea de profile de lungime limitată, până la 6m, depinzând de utilaj, și cu secțiuni transversale simple. Datorită ușurinței de adaptare această metodă poate fi economică în cazul fabricării unor cantități mici. În cazul cantităților mai mari metoda devine însă greoaie și neproductivă.

#### II.1.4. Influența formării la rece asupra proprietăților mecanice ale oțelului

Proprietățile mecanice ale oțelului din barele formate la rece sunt diferite de cele ale tablei de bază din care acestea au fost fabricate, datorită faptului că oțelul, în timpul formării la rece este trecut de limita de curgere, suferind deformații plastice semnificative. În consecință limita de curgere și rezistența la rupere cresc dar, în același timp scade ductilitatea. De asemenea, creșterea valorii rezistenței la rupere este mai semnificativă decât creșterea limitei de curgere, cu consecința reducerii ecartului între cele două valori. Procesele care se petrec în timpul formării la rece sunt prezentate în FIGURA II-5.

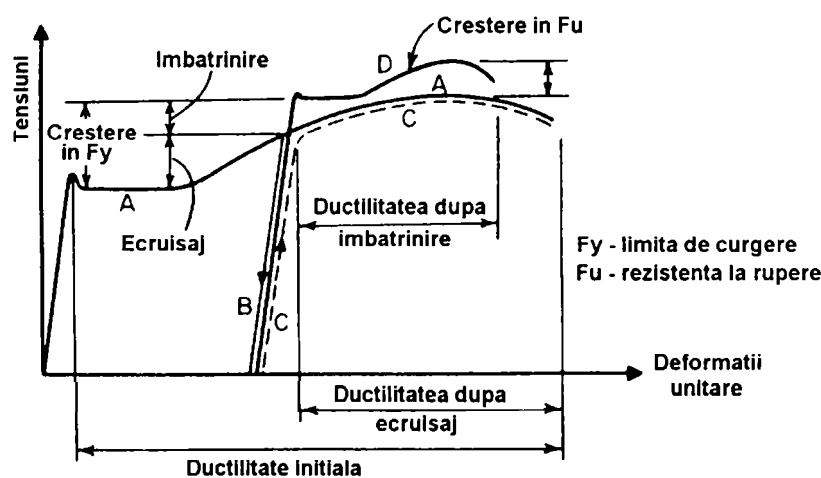


FIGURA II-5. EFECTELE FORMĂRII LA RECE ASUPRA OȚELULUI

Întrucât colțurile profilului sunt mai puternic supuse deformațiilor plastice, modificările enumerate se regăsesc mai puternic în zona colțurilor, valoarea limitei de curgere ajungând mai ridicată decât în zona porțiunilor plane. În calcule se poate ține seama de această

îmbunătățire a caracteristicilor mecanice prin diferențierea valorii limitei de curgere pe zone sau prin calculul unei limite de curgere medii.

### II.1.5. Metode de protecție anticorozivă

Profilele formate la rece au perimetrul mare în raport cu aria secțiunii transversale și pierderea de metal prin coroziune afectează puternic caracteristicile secționale ale barelor. În consecință, protecția anticorozivă corespunzătoare la astfel de profile devine foarte importantă.

Galvanizarea cu un strat de zinc de  $275\text{g/m}^2$ , corespunzător unei grosimi de  $0.04\text{mm}$  care se corodează înaintea oțelului s-a dovedit a fi satisfăcătoare la expunere normală, un strat mai gros putând fi aplicat în caz de exploatare în condiții de umiditate ridicată. Galvanizarea este superioară protecției prin vopsire deoarece zgârieturile locale nu distrug stratul protector și la capetele tăiate ale profilelor poate apărea coroziune numai în cazul în care pierderea de zinc de pe suprafețele adiacente este mare. În astfel de cazuri se recomandă folosirea de vopsele cu conținut ridicat de zinc în zonele afectate.

Deși tabla cutată nu reprezintă o aplicație strict de structură, ea are o piață stabilă și foarte semnificativă în vânzările de oțel laminat la rece. În general tabla cutată se livrează protejată cu un strat de polimer, ceea ce îi conferă un grad ridicat de rezistență la coroziune.

Atenție sporită trebuie acordată și condițiilor de depozitare pentru a preîntâmpina apariția prematură a coroziunii.

### II.1.6. Secțiuni transversale uzuale

Pe piața internațională există o foarte mare varietate de profile utilizate în diferite scopuri, un exemplu foarte bun constituindu-l producătorii de rafturi pentru depozitare paletizată, fiecare producător având o întreagă gamă de secțiuni, cu metode aferente de îmbinare. Se poate spune că numărul posibil de forme de secțiune transversală este practic infinit, diferitele cerințe de utilizare necesitând diferite forme de secțiuni, chiar dacă cele mai utilizate sunt profilele C și Z, cu o întreagă gamă de variante, cu rigidizări pe inimă, rigidizări de talpa, etc.

FIGURA II-6.

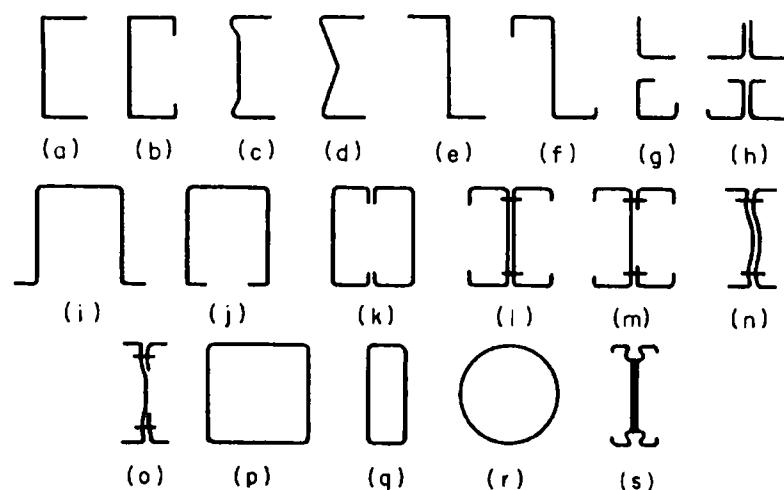


FIGURA II-6. SECȚIUNI TRANSVERSALE DES UTILIZATE

Alte tipuri de secțiuni utilizate sunt secțiunile "omega" și "I"-modificat. Unele secțiuni se constituie din mai multe profile, formând secțiuni compuse.

Utilizarea de rigidizări suplimentare în secțiunea transversală se datorează faptului că plăcile plane subțiri, care formează pereții secțiunii, nu pot prelua compresiuni semnificative și utilizarea materialului devine ne-economică. Secțiunile cu prea multe rigidizări au dezavantajul de a fi dificil de laminat, și creează probleme mai speciale la îmbinări. Trebuie

deci găsit un echilibru între gradul de rigidizare, deci câștigul în capacitate portantă și dificultățile de laminare care apar.

## II.2. ASPECTUL ECONOMIC

### II.2.1. Dezvoltarea pieței de case metalice

Structuri de case unifamiliale în soluție cu profile formate la rece sunt utilizate pe scară largă de la începutul acestui deceniu în Statele Unite, Australia, Canada și Japonia. Avantajele sistemului constructiv devin din ce în ce mai apreciate și în unele țări Europene, un rol important în promovarea sistemului având-o țările scandinave și Marea-Britanie.

Pentru a ilustra dimensiunile pieței de case cu structură metalică, mai jos se prezintă numărul de astfel de construcții realizate în Statele Unite (FIGURA II-7) (T. PEKOZ, 1995)

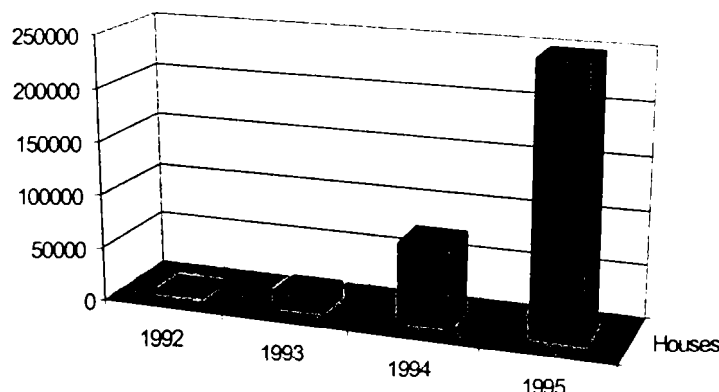
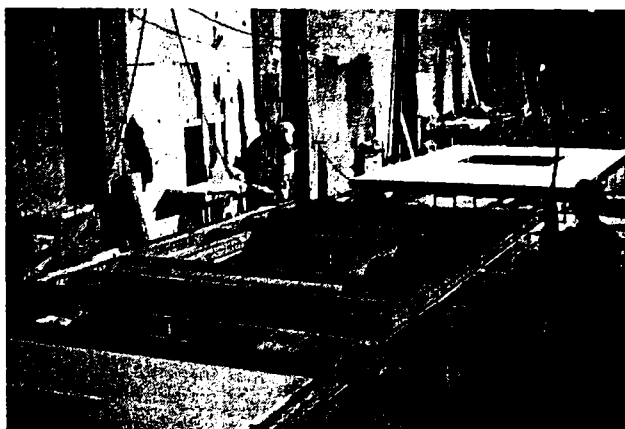


FIGURA II-7. NUMĂRUL DE CASE CU STRUCTURĂ METALICĂ REALIZATE ÎN STATELE UNITE

Creșterea în perioada prezentată este exponențială, avantajele oferite fiind descoperite de un număr mare de constructori, și a fost impulsionată de organizații guvernamentale care se confruntă cu cereri din ce în ce mai mari de locuințe. Din datele publicate de guvernul Marii Britanii, se apreciază că cererea de locuințe atinge nivelul de aproximativ 5.000.000 unități în următorii 20 de ani, cea ce pune sub semnul întrebării posibilitatea satisfacerii acestei cereri în sistemele existente de construcție.

Sisteme complete de case metalice sunt oferite deja de unele firme specializate. Metsec Framing Ltd. membră a concernului Metsec este cea mai mare firmă din Marea Britanie care se ocupă de realizarea structurilor pentru hoteluri, grădinițe, birouri și apartamente. Firma assemblează panouri de pereți pentru aceste aplicații și se ocupă de consilierea beneficiarului, arhitectului și constructorului, în toate fazele de proiectare pentru a se obține performanțe maxime pentru structură.



A) PREGĂTIREA PANOURILOR ÎN ATELIER



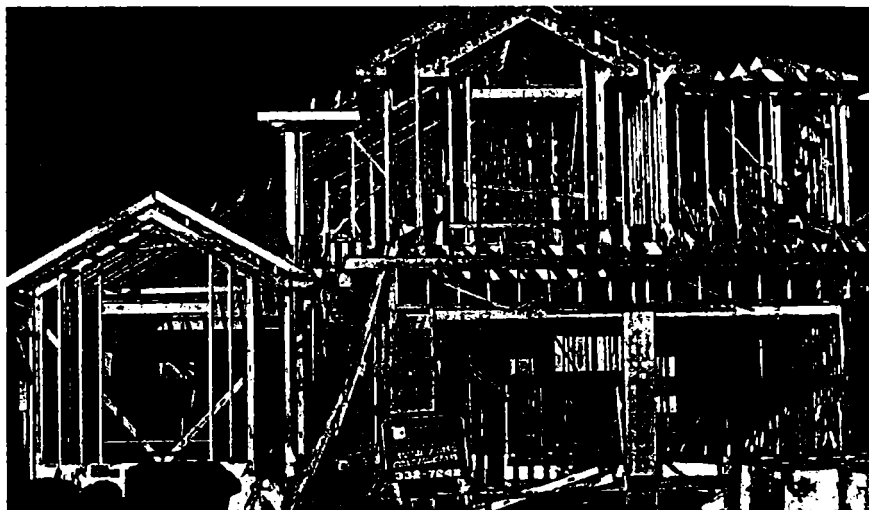
B) CARTIER DE LOCUINȚE CU CASE (SUEDIA)



c) STRUCTURA METALICĂ A UNEI CASE (STYLTECH)



d) STRUCTURĂ CU ACOPERIȘ (STYLTECH)



e) CASA "HOME BY INSPIRATION", BURLINGTON, ONTARIO

FIGURA II-8. EXEMPLE DE CASE METALICE REALIZATE ÎN DIFERITE ȚĂRI

Styltech-Usinor Group, este lider în domeniul caselor din profile de oțel formate la rece în Franța. Pachetul oferit de firmă se bazează pe structuri din oțel galvanizat, închideri interioare folosind tehnologii uscate și închideri exterioare la alegerea beneficiarului. (FIGURA II-8. c. d.)

Institutul de Construcții Metalice din Suedia (SBI) în colaborare cu partenerii din industrie a realizat una din cele mai complete publicații pe subiect în Europa, "Light Gauge Steel Framing for Housing". (H. BURSTRAND, 1998) (FIGURA II-8. A. B.)

### II.2.2. Avantajele folosirii structurilor metalice

După cum s-a arătat această ramură a construcțiilor se dezvoltă într-un ritm intens, acesta datorându-se avantajelor folosirii oțelului. Unele dintre aceste avantaje sunt general valabile pentru construcțiile din oțel iar altele specifice construcțiilor de clădiri civile. În același timp există avantaje care sunt specifice fiecărei piețe și nu pot fi generalizate pentru toate țările. De exemplu existența unei industrii de oțel puternice poate accelera dezvoltarea folosirii oțelului în acest domeniu, pe când o practică tradițională, flexibilă să răspundă noilor cerințe ale pieței poate încetini procesul.

Folosirea oțelului pentru realizarea structurilor la clădiri civile are următoarele avantaje:

- Datorită folosirii oțelului masa construcției este mult redusă rezultând încărcări pe fundații mai mici și conferind performanță seismică mai bună;
- Elemente de construcție mai ușoare înseamnă echipamente de ridicat mai mici, sau chiar eliminarea echipamentelor de ridicat, eliminând costurile aferente;

- Timp de execuție mult redus, și deci reîntoarcerea capitalului investit într-un interval mai scurt;
  - Posibilitatea de adaptare a spațiului interior la cerințele care se pot schimba pe durata de exploatare a construcției;
  - Posibilitate de a avea deschideri până la 10 m;
  - Rezistența și rigiditate mare la dimensiuni de profil similare, în comparație cu alte materiale;
  - Posibilitatea de a fi prefabricat în panouri de perete, panouri de planșeu și grinzi cu zăbrele;
  - O bună performanță termică, obținută cu ușurință;
  - Reciclabil și în multe cazuri reciclat;
- 

Faptul că oțelul din structură este 100% reciclabil și s-au atins cote de reciclare de 65% , devine din ce în ce mai important într-o lume în care buna gospodărire a resurselor naturale este indispensabilă.

În trecut lemnul a prezentat singura posibilitate de a construi structuri ușoare. Problemele au început să apară când calitatea lemnului s-a înrăutățit și lemnul provenit din plantații noi nu avea aceleași calități ca și lemnul din pădurile naturale. Problemele legate de calitate s-au înmulțit și fluctuația prețului lemnului a contribuit și ea la începerea cercetărilor pentru a găsi materiale și metode alternative.

### II.2.3. Metode de montaj

Se pot distinge trei moduri de realizare a clădirilor civile cu structură metalică din bare cu pereți subțiri:

*Metoda bară cu bară.* În acest caz barele sunt transportate pe șantier ca elemente individuale, apoi montate la fața locului. Barele sunt asamblate să formeze pereți, cadre, grinzi cu zăbrele pe care se fixează apoi elementele de închidere atât interioare cât și exterioare. *FIGURA II-9* ilustrează procedura tipică de asamblare în cazul acestei metode.

Avantajele cele mai semnificative ale metodei sunt: toleranțe mici (se pot corecta erori), metode de îmbinare simple, nu este nevoie de atelier pentru prefabricare și transportul se realizează în loturi compacte. Un alt avantaj remarcabil îl reprezintă faptul că, pentru montaj nu este nevoie de echipamente de ridicare, barele fiind suficient de ușoare pentru a le manevra manual.

Barele pot fi tăiate la lungime pe șantier sau pot fi aduse pretăiate, îmbinările realizându-se utilizând tehnici bine cunoscute, șuruburi, șuruburi autofiletant-autoperforante, nituri sau alte tipuri de îmbinări mecanice.

Ca dezavantaj se evidențiază necesarul ridicat de muncă pe șantier, metoda fiind economică în cazul structurilor mai complexe, unde prefabricarea este imposibilă.

*Construcții din panouri.* Caz în care cadre, porțiuni de perete, ansambluri de planșeu, grinzi cu zăbrele, etc. sunt prefabricate în uzină și transportate pe șantier pentru asamblare. Deoarece prefabricarea se face în condiții de uzină acuratețea este mai bună, unele elemente de finisaj putând fi și ele prinse de schelet și montate odată cu acesta.

Panourile astfel prefabricate (*FIGURA II-10*), se vor solidariza cu șuruburi sau șuruburi autofiletante, asamblarea rapidă a panourilor fiind critică pentru eficiența metodei. În unele cazuri, îmbinările realizate la fabrică, pot fi prin suduri măbind astfel rigiditatea structurii, dar având dezavantajul de a distruge stratul de protecție anticorozivă în zona sudată și înrăutățind astfel durabilitatea.

Avantajele majore ale metodei sunt: necesar de forță de muncă redus pe șantier, cost cu manopera de șantier mic și elementele sunt totuși suficient de compacte pentru a fi transportate cu ușurință.

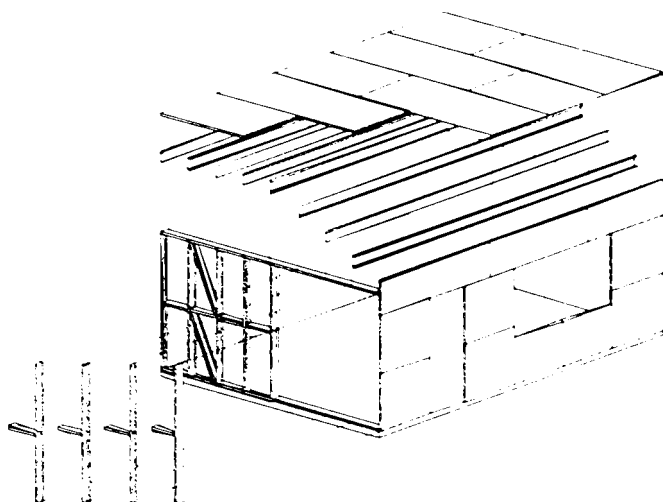


FIGURA II-9. METODA 'BARĂ CU BARĂ'

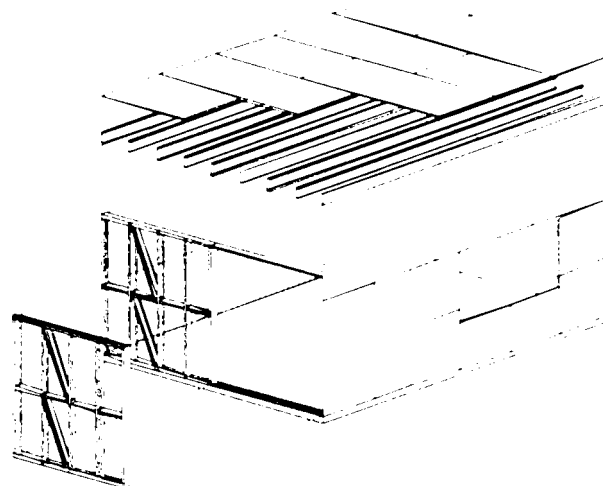


FIGURA II-10. METODA DIN PANOURI

În cazul metodei *modulare* se face un pas în plus și se prefabrică unități volumetrice întregi, inclusiv finisaje interioare, uși, ferestre, băi etc. fiind montate din fabrică. Aceste module sunt apoi transportate pe șantier și asamblate pentru a forma structura finală. (FIGURA II-11)

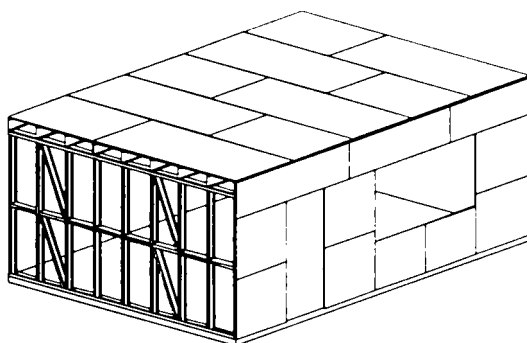


FIGURA II-11. ELEMENT PREFABRICAT ÎN CAZUL METODEI MODULARE

Metoda devine economică în cazul unui număr mare de module identice, deoarece controlul calității și viteza de montaj pe șantier sunt îmbunătățite. Un exemplu de construcție modulară este prezentată în FIGURA II-12, unde se pot identifica fazele montajului, transportul unui modul, operația de ridicare și clădirea finisată. Prin alegerea finisajelor exterioare structura metalică este ascunsă și clădirea este integrată perfect ambientului în care a fost construit.

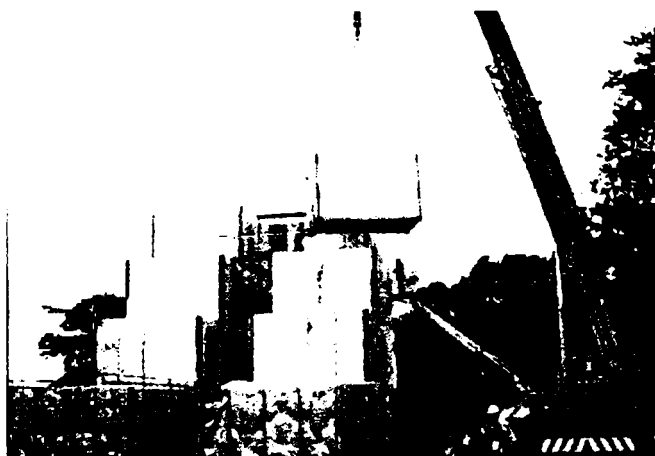






FIGURA II-12. EXEMPLU DE CONSTRUCȚIE MODULARĂ (CĂMIN STUDENȚESC UNIV. DIN CARDIFF)

O altă clasificare a modului de realizare a caselor cu structură metalică ușoară o reprezintă împărțirea în funcție de modul de realizare a pereților. Din acest punct de vedere se disting: metoda pe platformă și metoda asamblării pereților laterali.

Metoda *pe platformă* presupune mai întâi realizarea infrastructurii și a planșeului corespunzător acesteia, placa de beton fiind în continuare folosită ca platformă de lucru pentru realizarea și montarea pereților. Pereții sunt montați pe înălțimea unui etaj, după care se realizează planșeul pentru primul nivel, care, la rândul lui este platformă de lansare pentru pereți nivelului doi.

Metoda este economică, deoarece nu este necesară realizarea unei platforme separate de lucru, spațiul ocupat de șantier fiind mai mic. Metoda se utilizează în cazul construcțiilor unde montajul se realizează 'bară cu bară' și este proprie constructorilor din Statele Unite. Ca principiu de montaj și mod de realizare a îmbinărilor perete-planșeu metoda este ilustrată în FIGURA II-13.

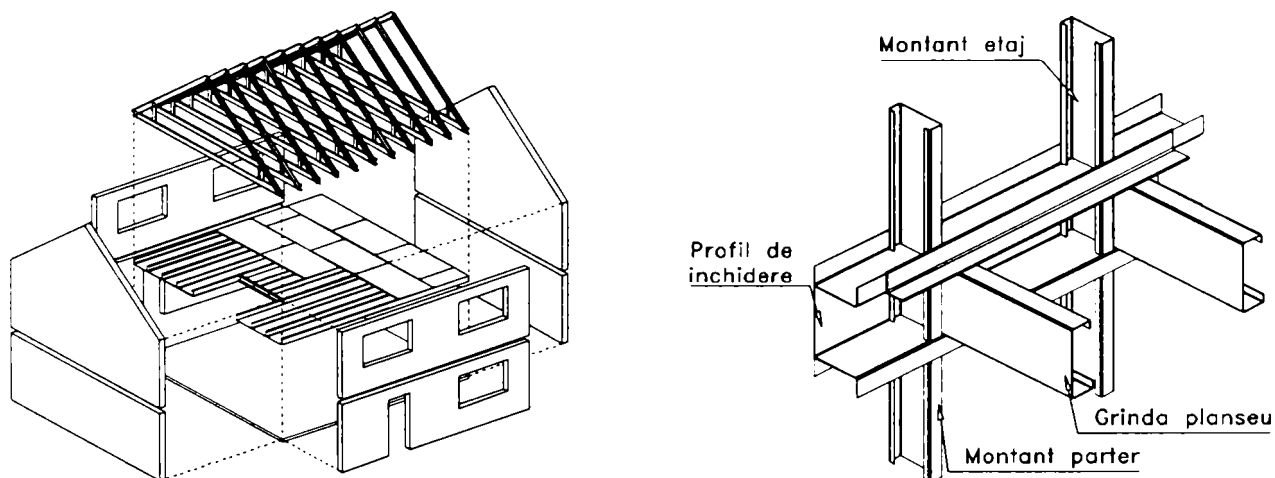


FIGURA II-13. CONSTRUCȚIE PRIN METODA PLATFORMĂ CU ÎMBINARE TIPICĂ PERETE PLANȘEU

Din punct de vedere structural metoda presupune întreruperea peretelui la nivelul fiecărui etaj iar transmiterea eforturilor din montanți pereților superiori către cei inferiori se face prin grinda de planșeu. Din această cauză inimile grinzilor, care și ele sunt elemente din profile formate la rece, trebuie întărite.

Cu metoda *asamblării pereților laterali* sunt realizați pereți pe înălțimea mai multor etaje, ei fiind ridicați în poziție după care se atașează planșeul sau planșeele aferente. Metoda este mai productivă decât cea anterioară, reducând simțitor timpul necesar pentru montaj. Principiul de montaj și modul tipic de realizare a îmbinării planșeului sunt prezentate în FIGURA II-14.

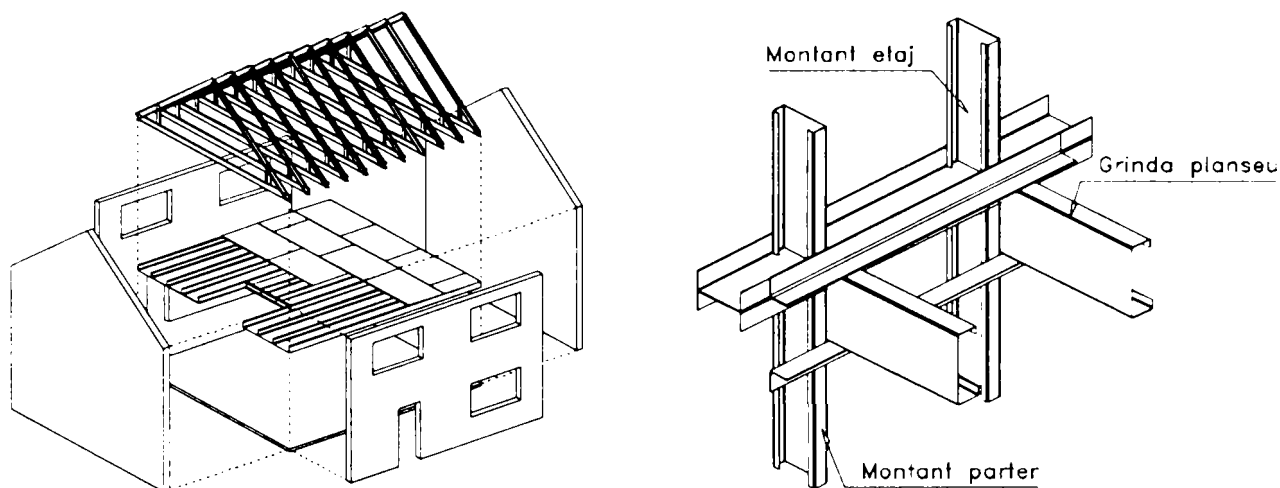


FIGURA II-14. MONTARE PRIN ASAMBLAREA PEREȚILOR LATERALI ȘI ÎMBINARE PLANȘEU-PERETE

Metodele de montaj prezentate se referă în mod special la construcții la care pereții sunt realizați din profile individuale, de exemplu C, așezate la distanțe egale de 400-600 mm, iar planșeele au ca element principal de rezistență grinzi din profile formate la rece C sau Z.

### II.3. SOLUȚII CONSTRUCTIVE UZUALE

#### II.3.1. Soluții uzuale de pereți

În mod obișnuit structura pereților caselor metalice ușoare se bazează pe ideea de pereți portanți. Peretele este format din montanți dispuși la distanța de 400 sau 600 mm, care au tot rol portant. Pentru a facilita scurgerea eforturilor către fundații, grinzi de planșeu și fermele de acoperiș se dispun și ele conform tramei adoptate la pereți. Pereții sunt formați din profile formate la rece în formă de C, așezate într-un profil de ghidaj format dintr-un profil U (FIGURA II-15), care pentru o bună așezare a profilelor C, are dimensiunea cu 3-5mm mai mare decât montantul. La partea superioară montanții sunt legați tot cu ajutorul unui profil de ghidaj în formă de U similar celui de la partea inferioară, deasupra căreia se construiește apoi structura planșeului.

Pentru a reduce lungimea de flambaj a montanților la mijlocul acestora pot fi prevăzute profile suplimentare care asigură o legătură la acel nivel, lungimea de flambaj ajungând să fie redusă la jumătate (FIGURA II-16).

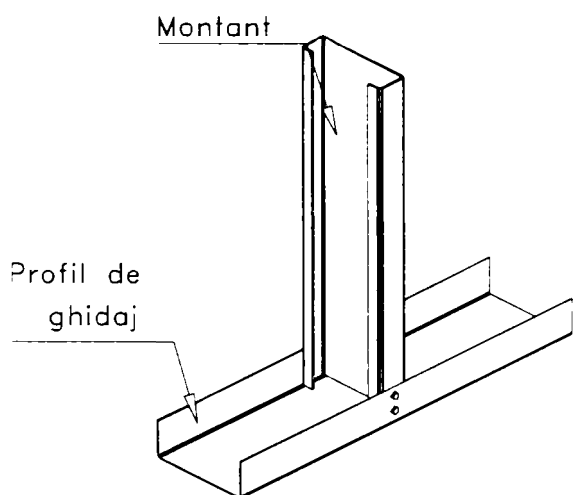


FIGURA II-15. PRINDERE MONTANT PROFIL DE GHIDAJ

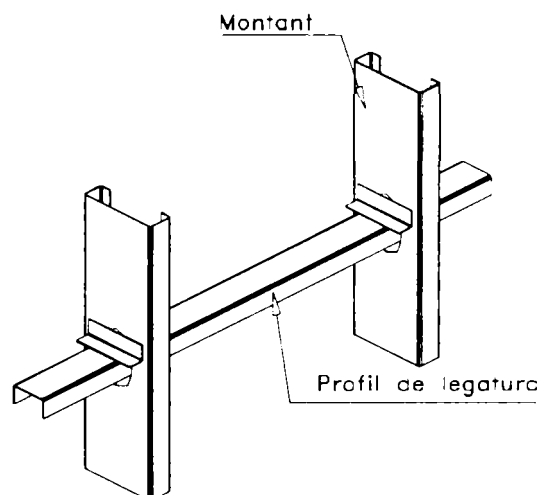


FIGURA II-16. RIGLĂ SUPLEMENTARĂ LA MIJLOCUL MONTANȚILOR

Pentru închidere, spațiul dintre montanți se umple cu vata minerală care asigură stratul de izolație termică, după care se montează straturile de placaj de închidere la interior și exterior. Placajul interior, de cele mai multe ori, este format din plăci de gips carton sau plăci din așchii lemnoase, iar cel exterior este format din plăci de așchii lemnoase sau un strat suplimentar de izolație termică rigidă, care apoi este finisată.

Prinderea între montanți și profilul de ghidaj se face cu ajutorul a două șuruburi autofiletante, care la nivelul tălpilor celor două profile sau prin sudare. Profilul de ghidaj se așează pe blocul de fundație, intercalându-se un strat de izolare rigidă, și se fixează cu ajutorul unor ancoraje, care au rolul de a prelua forța tăietoare apărută datorită încărcărilor orizontale. Tot ancorajele trebuie să preia și smulgerile, destul de importante, care apar la colțuri sau în dreptul capetelor de fixare a contravântuirilor.

Contravântuirile pot fi realizate din benzi de tablă, dispuse pe cele două părți ale montanților, sau pot fi contravântuiri rigide (FIGURA II-37, FIGURA II-38). Plăcile de închidere pot și ele avea efect stabilizator la forțe laterale, în unele zone fără seismicitate sau cu seismicitate redusă nefiind necesară dispunerea de contravântuiri suplimentare. În afară de acest efect plăcile de închidere asigură și o rezemare elastică a montanților, contribuind la reducerea lungimii de flambaj a acestora.

Pentru obținerea golurilor de uși și ferestre se întrerup unii dintre montanți, și din profile similare se realizează buiandrugul și rigla de susținere a ferestrei (FIGURA II-17, FIGURA II-18), montanți adiacenți golurilor trebuind să fie întăriți, fie prin folosirea unui profil diferit, fie prin dispunerea de două profile adiacente.

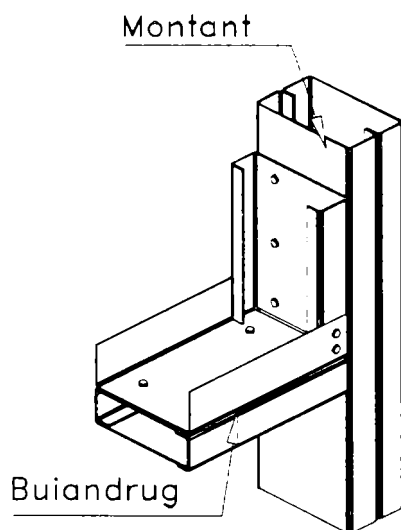


FIGURA II-17. PRINDERE BUIANDRUG

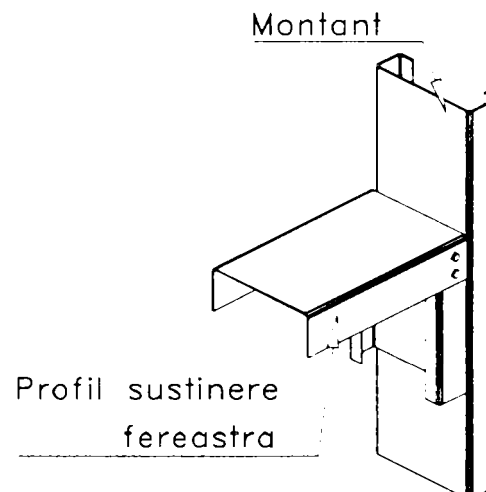


FIGURA II-18. RIGLĂ SUSȚINERE FEREASTRĂ

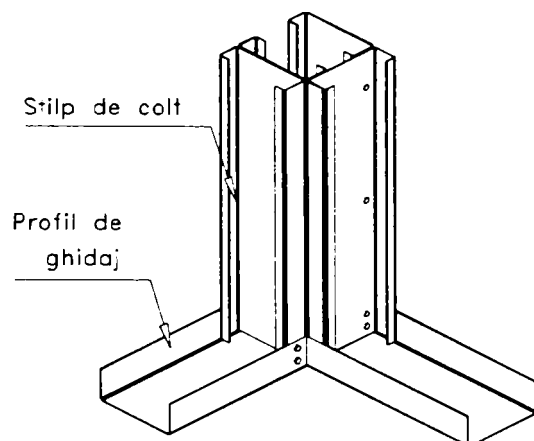


FIGURA II-19. INTERSECȚIE DE COLȚ

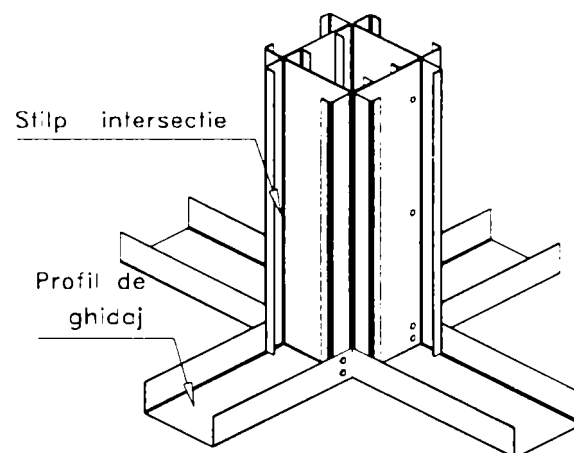


FIGURA II-20. INTERSECȚIE CURENȚĂ

Îmbinarea pereților pe cele două direcții se face realizându-se stâlpi prin cuplarea montanților din cei doi pereți (FIGURA II-19, FIGURA II-20). În zone cu seismicitate mică numărul de montanți din colțuri se poate reduce, eforturile în zona nefiind semnificative.

### II.3.2. Pereți din casete

O altă abordare este promovată de 'Produits Acier Batiment', firmă Franceză, care realizează construcții ai căror pereți sunt formați din casete din oțel așezate vertical. Pentru realizarea structurii se poate adopta atât metoda platformă cât și cea prin asamblarea pereților laterali, deși la majoritatea construcțiilor până în prezent, s-a utilizat a doua metodă de montaj. Ideea poate fi percepută ca o extindere a metodei clasice de montanți completând spațiul dintre aceștia cu o închidere plană de tablă. Stratul de tablă poate fi așezat la exterior, asigurând astfel o închidere rezistentă la apă și cu stratul de izolație termică spre interior, sau poate fi așezat spre interior, cu izolația termică la exterior. Cele două cazuri sunt cunoscute sub denumirea de construcții cu structură caldă sau rece.

Deși conceptul de construcție din casete se bazează pe structurile clasice din montanți, adesea se realizează o prefabricare a unor panouri de perete formate din casete, care sunt asamblate pe șantier. Conectarea casetelor se face cu ajutorul unor metode simple, de exemplu presare (press joints), care nu distruge stratul de protecție, și este o metodă eficientă și rapidă de îmbinare. Detaliile de îmbinare sunt mai simple pentru construcțiile din casete, decât la cele clasice.

Avantajele majore ale construcțiilor din casete sunt: detalii de îmbinare simple și viteză mare de montaj; casetele asigură și un strat impermeabil împotriva penetrării apei; nu mai apar problemele de stabilitate a montanților iar peretele este capabil să preia încărcări laterale fără să mai fie nevoie de contravântuiri suplimentare.

Din punct de vedere al comportării structurale a pereților din casete se poate observa cum peretele este supus la încărcări complexe, care au componente după toate cele trei direcții, în FIGURA II-21 fiind prezentat sistemul de încărcări care acționează asupra unui panou. Încărcările verticale vor fi preluate în mod similar cazului construcțiilor clasice, colțurile casetelor formând montanții peretelui. Similar și componenta din vânt, perpendiculară pe planul peretelui, a cărei efect este preluat, prin încovoiere, tot de acești montanți. Pentru încărcările orizontale longitudinale, din vânt sau cutremur, peretele din casete se comportă ca și o diafragmă din oțel, care preia aceste încărcări.

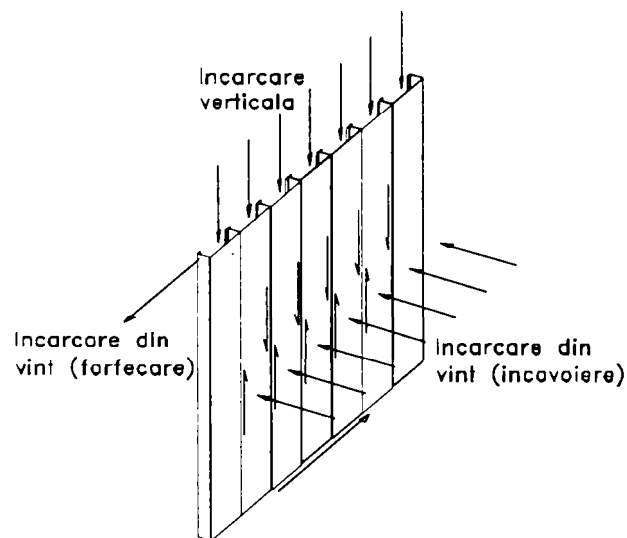


FIGURA II-21. SISTEMUL DE ÎNCĂRCARE LA CARE ESTE SUPUS PERETELE

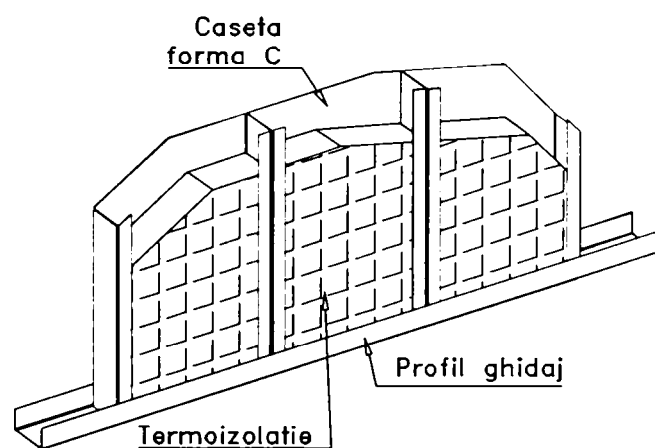


FIGURA II-22. CASETE PRINSE ÎN PROFIL DE GHIDAJ

Calculul efectului de diafragmă este acceptat în EUROCODE 3 și este tratat în detaliu în "European Recommendation for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm"

(ECCS, 1995), care conține și metode de calcul pentru casete, și a fost tradus și adaptat fiind normativ de calcul acceptat în România sub titlul de "Normativ de Calcul pentru Construcții Metalice cu Diafragme din Tablă Cutată". (NORMATIV 186, 1997). Conform acestor normative, comportarea unui perete format din casete nu diferă esențial de comportarea unei diafragme realizate din tablă cutată.

Deci, calculul unei structuri din casete se poate face conform normelor consacrate, și pentru structuri joase, la care efectul de diafragmă este suficient pentru a asigura preluarea de către structură a acțiunii efectului vântului. În cazul încărcărilor seismice problematica comportării diaframelor formate din casete nu a fost încă suficient cercetată.

În FIGURA II-23 se prezintă o fațadă de casă montată din casete, cu linii fiind separate panourile prefabricate individual și hașurat panoul de diafragmă aferent.

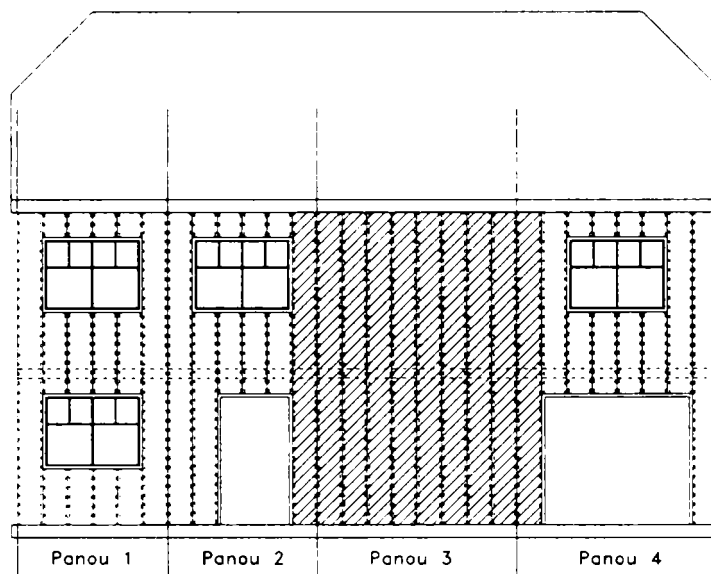


FIGURA II-23. FAȚADĂ DE CASĂ DIN CASETE (J. M. DAVIES, 1999)

### II.3.3. Soluții de planșeu

În case cu structură metalică ușoară din bare de oțel formate la rece se presupune că și soluția de planșeu este ușoară și se realizează fără betonare. În general acest lucru este adevărat, dar există și cazuri în care, din condiții de protecție la foc sau izolare fonică, se prevăd planșee grele de beton. Soluțiile de planșeu se pot clasifica în trei grupe (TABEL II-1).

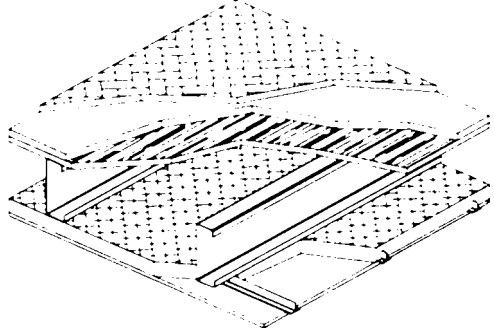
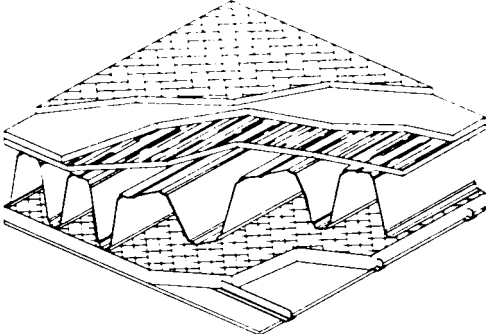
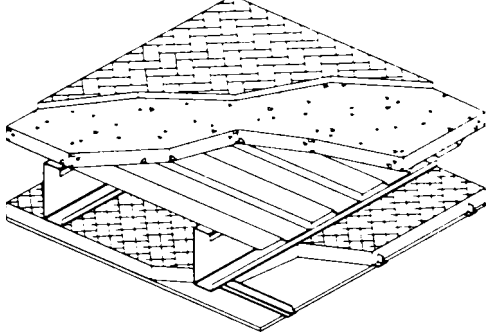
- Planșeu cu grinzi metalice, de regulă C sau Z, prevăzute la intervale care coincid cu intervalele de dispunere a montanților din perete, la care suprafața de circulație este asigurată de un strat de plăci din fibre lemnoase, iar la partea inferioară se prevede ca tavan fals;
- Tablă profilată trapezoidală care reazemă pe grinzi principale și pe care se montează stratul care formează suprafața de circulație;
- Planșeu compozit rezemat pe grinzi principale, din tablă cutată și beton turnat;

Dimensionarea grinzilor planșeului se face nu atât din considerentul de încovoiere, cât din condiții de săgeată și mai ales din condiția ca acesta să nu vibreze sub efectul pașilor. Planșeele ușoare pot să intre în rezonanță din cauza vibrațiilor induse de pași, ceea ce nu duce la cedarea elementului, dar poate deveni o sursă de disconfort. Calculul pentru grinzi de planșeu se face cu o metodă simplificată, bazată pe evaluarea frecvenței proprii de vibrație a planșeului.

Întrucât planșeul în cazurile prezentate este unul interior, între două etaje adiacente s-a omis stratul de izolare termică. Dacă planșeul desparte spațiul interior de cel al podului

izolația termică se va așeza pe partea exterioară și stratificația se va suplimenta cu un strat de barieră contra vaporilor. Variantele prezentate se pot adapta în funcție de situația concretă, ținând cont de regulile de bază ale higrotermiei.

TABEL II-1. Exemple pentru variante de planșeu

<p>Strat de finisaj, parchet, mochetă etc.                  Strat elastic pentru izolare fonică (în special pentru zgomot de impact)                  Strat suport pardoseală pe bază de așchii lemnoase                  Grinzi de rezistență din profile C                  Strat termoizolant                  Tavan fals gips carton, cu profile de fixare</p>	
<p>Strat de finisaj, parchet, mochetă etc.                  Strat elastic pentru izolație fonică (în special pentru zgomot de impact)                  Strat suport pardoseală pe bază de așchii lemnoase                  Strat rezistență tablă profilată                  Strat termoizolant                  Tavan fals gips carton, cu profile de fixare</p>	
<p>Strat de finisaj, parchet, mochetă etc.                  Strat beton armat                  Strat tablă cutată, cofraj pierdut                  Strat termoizolant                  Tavan fals gips carton, cu profile de fixare</p>	

#### II.3.4. Ferme de acoperiș

Fermele de acoperiș din bare cu pereți subțiri, de dimensiuni similare fermelor de lemn au, atât capacitatea portantă, cât și rigiditatea, până la de șase ori mai mare decât acestea (LGSEA, 1996). Acest lucru face ca fermele de oțel să devină ne-economice pentru deschideri și încărcări mici, situație în care sunt utilizate fermele de lemn. Deseori case cu structură metalică au structura acoperișului realizată din lemn.

Situația devine favorabilă fermelor metalice dacă deschiderile cresc sau se pune problema utilizării spațiului acoperișului ca spațiu locativ. În același timp se poate eficientiza soluția prin dispunerea fermelor la intervale mai mari, utilizând pane pentru susținerea plăcilor de închidere. O fermă concepută pentru mansardă este prezentată în FIGURA II-24:

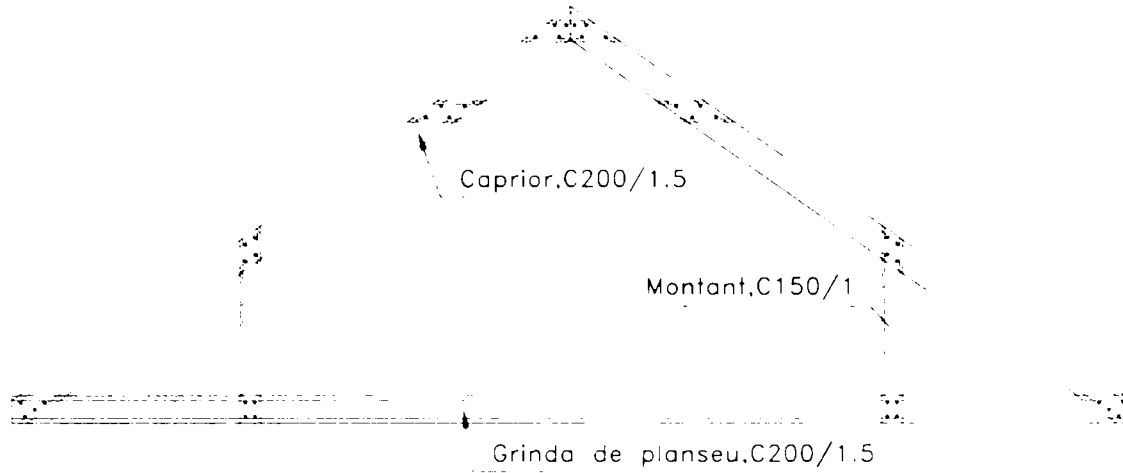


FIGURA II-24. FERMĂ DE ACOPERIȘ PENTRU MANSARDĂ

#### II.4. METODE DE ÎMBINARE

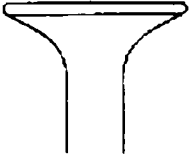
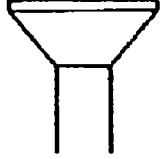
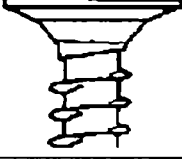
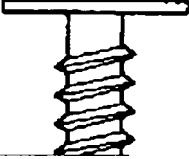

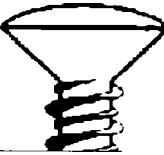
##### II.4.1. Îmbinarea cu șuruburi

De cele mai multe ori îmbinarea profilelor cu pereți subțiri se face cu ajutorul șuruburilor, care pot fi clasice sau șuruburi autofiletante și/sau autoperforante, în cazul caselor metalice cele mai utilizate sunt șuruburile autoperforant autofiletante care, mai întâi găuresc profilul apoi se filetează. Opțiunea pentru astfel de șuruburi este dictată de ușurința și rapiditatea cu care se realizează o îmbinare și este posibilă datorită grosimii reduse a pereților profilului respectiv solicitărilor reduse în îmbinări.

Există o varietate mare de forme și soluții de șuruburi autofiletante adaptate fiecărei tip de utilizare, ele fiind protejate contra coroziunii similar profilelor prin galvanizare sau cu peliculă de polimer. În TABEL II-2 sunt prezentate câteva tipuri de capuri de șuruburi, fiind enumerate principalele domenii de utilizare a acestora (AISI, 1993).

TABEL II-2. Variante pentru capuri de șuruburi autofiletante

	<p>Capul semirotund – este un tip de cap de șurub des întâlnit utilizat la îmbinarea montanților și profilului de ghidaj, realizarea bușandrigilor și fixarea tocurilor de uși metalice de structură.</p>
	<p>Capul hexagonal - de „semene” reprezintă o formă des întâlnită, utilizată în cazul tablelor mai groase, forma capului facilitând aplicarea unei forțe mai mari la înșurubare. În cazul aplicării deasupra unui panou de finisaj rigid trebuie ales tipul cu înălțime de cap mai redus pentru a evita ieșirea acestuia ... e.e..</p>
	<p>Capul plat - este utilizabil la îmbinarea profilelor pentru majoritatea grosimilor de tablă întâlnite. Deoarece este de grosime mică, profilul capului rămâne puțin aparent, deasupra lui putând fi aplicate panouri de finisaje rigide.</p>

	<p><i>Capul înecat racordat</i> - a fost conceput pentru a pătrunde în suprafața panoului de gips carton sau de alt tip, fără a cauza ruperea sau fisurarea acestuia. După punerea în operă lasă o suprafață netedă ușor de finisat.</p>
	<p><i>Cap înecat</i> – este indicat pentru a fixa panouri de închidere din material lemnos fără a crăpa lemnul la introducere, ea lăsând suprafața netedă, ușor de finisat.</p>
	<p><i>Capul plat înecat extins</i> - este mai dezvoltat și se utilizează pentru fixarea de materiale moi pe structura metalică, aria mărită asigurând suprafața de contact împotriva smulgerii și lăsând suprafață ușor de finisat.</p>
	<p><i>Capul cu grosime foarte redusa</i> - are profil extrem de plat și se utilizează la fixarea de șipci metalice pe structură.</p>
	<p><i>Capul semiînecat plat</i> - este folosit la fixarea șipcilor de lemn cu rol de finisaj deoarece, la penetrare nu distruge suprafața lemnului finisat ci păstrează suprafața ne-deformată.</p>
	<p><i>Capul semiînecat oval</i> - este utilizat mai ales în cazul în care accesoriile fixate pe structură au găuri mai mari decât tija șurubului și este nevoie de un profil înglobat în suprafață.</p>

Similar formei capului de șurub, forma vârfului acestuia este dictată de domeniul de utilizare și materialele care urmează a fi fixate. Diferite tipuri de vârf de tăiere se utilizează în funcție de grosimea tablei care se găurește și calitatea materialului metalic, domeniile de utilizare recomandate găsindu-se în cataloagele producătorilor.

În funcție de grosimea tablelor de metal îmbinate, trebuie lăsat un interval între vârful de tăiere și începutul filetelui pentru a evita distrugerea înfiletării în prima tablă în timp ce vârful șurubului perforază încă stratul al doilea de tablă. Într-un proces corect de înșurubare, toate tablele sunt găurite în prealabil, după care începe procesul de înșurubare, astfel straturile ajungând să fie bine fixate. În cazul în care șuruburile conectează plăci de gips carton sau plăci lemnoase, de profile metalice, filetul nu trebuie să continue până la capul șurubului dar, trebuie să fie suficient pentru a se exercita presiune pe placa care se fixează. Deasemenea, lungimea șurubului se va alege în așa fel încât, după înșurubare, cel puțin trei spire de filet să rămână vizibile

Diametrele șuruburilor depind și ele de tipul de utilizare, în cazul fixării metal-metal cele mai uzuale fiind de 6.3, 5.5, 4.8 și 4.1 mm, iar cele recomandate pentru diferite grosimi de tablă putând fi găsite în cataloagele producătorului.

Diferite tipuri de vârfuri de tăiere și filet sunt prezentate în *FIGURA II-25*.



Disponerea șuruburilor autofiletante se face în conformitate cu prevederile normelor în vigoare cu respectarea distanțelor minime între două șuruburi consecutive. Ca regulă generală se poate aminti un necesar de 3 diametre de la șurub până la marginea tablei conectate sau până la următorul șurub, această distanță putând fi redusă la 1.5 diametre pe direcția perpendiculară pe direcția efortului din îmbinare. Prinderea plăcilor de gips carton se face la o distanță mai mare de 2 cm de la marginea plăci sau urmărind recomandările producătorului plăcilor.

La fixare șuruburile autofiletante se introduc cu ajutorul șurubelniței mecanice acționată pneumatic sau electric. Pentru rezultate optime aparatul trebuie ținut perpendicular pe suprafața tablei, exercitând presiune suficientă pentru a evita alunecarea capului șurubului. De preferat sunt aparatele fără prelungitor de cap, care asigură un bun control în timpul înșurubării.

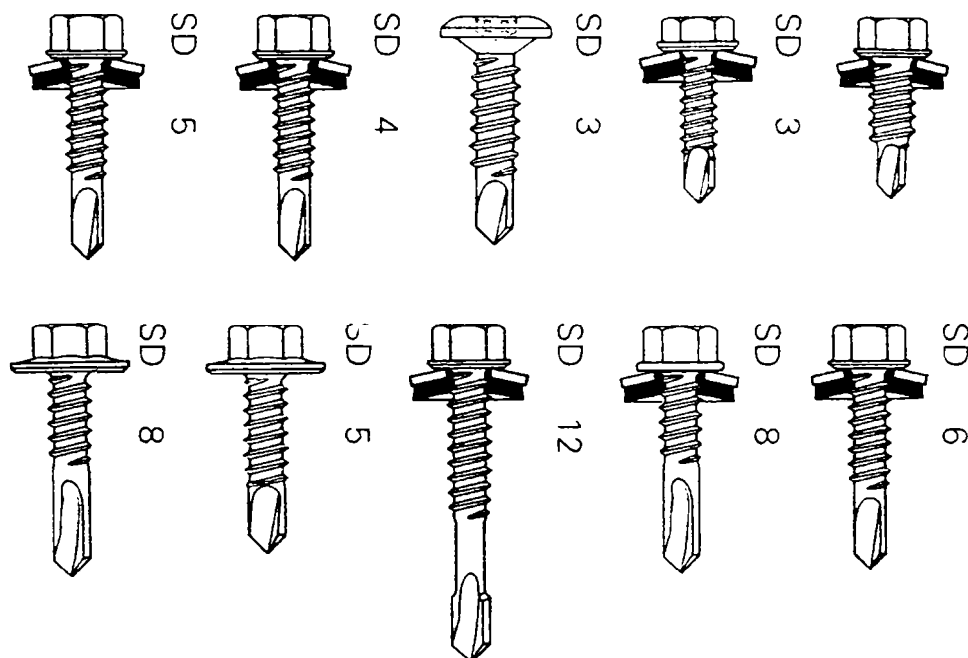


FIGURA II-25. TIPURI DE ȘURUBURI AUTOPERFORANT - AUTOFILETANTE (CATALOG SFS)

Se recomandă ca, pentru a le ține în poziție, tablele să fie presate în timpul introducerii șurubului cu ajutorul unor clești, evitându-se astfel distrugerea filetelor în momentul apropierii celor două piese. În același timp se evită acumularea de așchii între cele două foi de tablă, cea ce ar împiedica apropierea tablelor și ar conduce la realizarea necorespunzătoare a îmbinării.

Îmbinările cu șurub autofiletant se execută întotdeauna dinspre foaia de tablă mai subțire înspre foaia de tablă mai groasă, pentru ca șurubul să fie ancorat în partea de metal mai groasă.

#### II.4.2. Îmbinări prin sudură

Sudura este o metodă utilizată mai ales în procesul de prefabricare a panourilor de perete și a fermelor de acoperiș, ea fiind mai puțin utilizată la îmbinările de șantier, deoarece calitatea sudurii poate fi afectată de condițiile de șantier: umezeală, praf, acces dificil la piese.

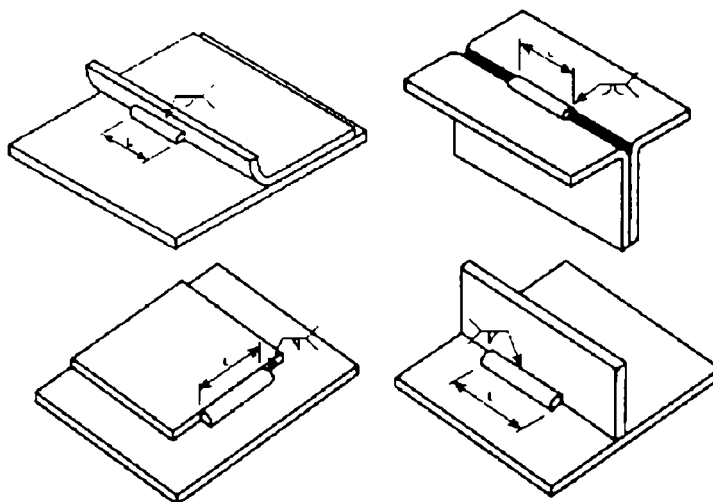
Sudarea elementelor în cazul barelor de oțel cu pereți subțiri pune câteva probleme speciale în comparație cu sudura obișnuită. În primul rând grosimea materialului de bază poate coborî până la 0.7-1mm și rareori depășește 3-4mm, din această cauză sudura fiind foarte fină, necesitând atât aparatură specială cât și sudori cu pregătire și experiență pentru asemenea lucrări. Un al doilea aspect îl reprezintă faptul că, barele sunt, de cele mai multe

6011.055

36915

ori, protejate prin galvanizare sau vopsire. În timpul sudării stratul de protecție este ars, fiind eliberate gaze nocive care devin periculoase dacă sudarea nu se face în încăperi bine ventilate. Deasemenea, după sudare stratul protector trebuie refăcut pentru a elimina posibilitatea corodării în timp a barei.

În *FIGURA II-26* sunt prezentate câteva tipuri de sudură întâlnite la îmbinarea profilelor formate la rece, calculul acestora făcându-se în conformitate cu standardele consacrate.

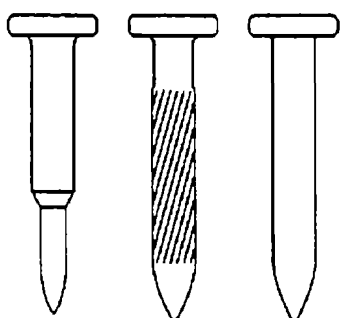


*FIGURA II-26. TIPURI DE SUDURĂ ÎNTÂLNITE LA BARE CU PEREȚI SUBȚIRI*

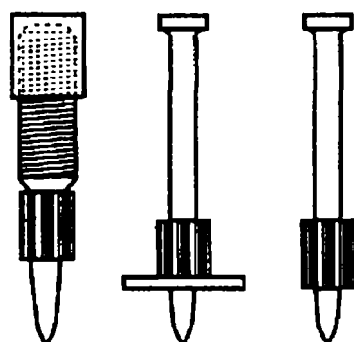
#### II.4.3. Îmbinări cu bolțuri și bolțuri împușcate

Bolțurile reprezintă o metodă relativ nouă în domeniul îmbinărilor la elemente din profile formate la rece, ele fiind utilizate la prinderea placajelor de structura metalică, sau la fixarea barelor de blocuri de beton. Bolțurile pot fi protejate împotriva coroziunii prin zincare sau protecție pe bază de polimer, depinzând de gradul de expunere la factori corozivi.

Există bolțuri cu diametre și adâncime de penetrare diferite și se pot distinge trei tipuri de tije: netede, moletate sau în trepte (*FIGURA II-27*), cu capacități portante diferite. Bolțurile cu tijă în trepte au capacitatea portantă cea mai mare și ele sunt folosite pentru fixarea tablelor mai groase.



*FIGURA II-27. TIPURI DE BOLȚURI*



*FIGURA II-28. TIPURI DE BOLȚURI ÎMPUȘCATE*



*FIGURA II-29. CUI CU VÂRF SPIRALAT*

Barele formate la rece pot fi fixate de blocuri de beton, sau de profile laminate la cald, și cu ajutorul bolțurilor împușcate (*FIGURA II-28*), cele mai întâlnite cazuri de utilizare fiind la fixarea profilului de ghidaj de blocul de fundație.

Capacitatea portantă a bolțurilor depinde de: calitatea betonului, diametrul tijei, adâncimea de penetrare, intervale de dispunere și distanța față de marginea blocului de beton. Pentru a

împiedica smulgerea tablei peste capul bolțului, unele tipuri de bolțuri împușcate sunt prevăzute și cu coliere.

Adâncimea de penetrare a bolțului este determinată de tipul de acționare. Prin corelarea energiei necesare pentru fiecare caz concret se poate alege, din catalogul producătorului, tipul de încărcătură de care este nevoie. La unele tipuri de bolțuri încărcătura acționează un piston prin care forța este transmisă apoi bolțului, caz în care se poate corela prin reglaj, viteza bolțului cu densitatea materialului.

În fine, pentru fixarea placajului de structura metalică pot fi utilizate și cuie cu vârf spiralat (FIGURA II-29).

#### II.4.4. Îmbinări prin presare (press-joints)

Metoda de îmbinare prin presare a apărut recent în domeniul construcțiilor, fiind inițial dezvoltată pentru domeniul autoturismelor și răspândindu-se apoi și în alte domenii ale industriei. Ea este promovată de necesitatea de a realiza îmbinări cât mai repede și pe cât posibil automat. Deși, până în prezent, îmbinările prin presare au fost folosite în zone cu eforturi mici, există preocupări pentru utilizarea lor și ca îmbinări structurale existând cercetări privind capacitatea și ductilitatea lor.

În FIGURA II-30 sunt prezentate etapele de realizare a îmbinărilor prin presare, un proces simplu nefiind necesare accesorii suplimentare care realizează îmbinarea, cum ar fi în cazul șuruburilor sau al niturilor.

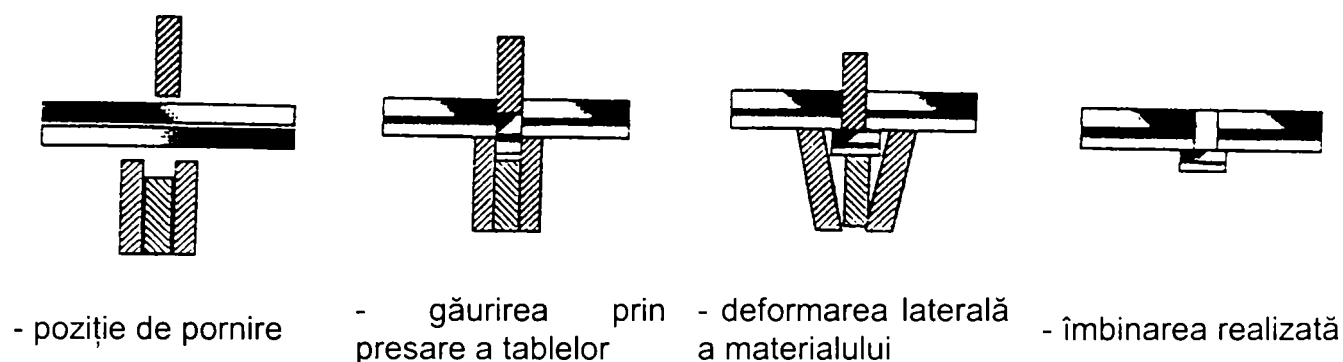


FIGURA II-30. PROCEDEU DE REALIZARE A ÎMBINĂRILOR PRIN PRESARE (R. F. PEDRESCHI, 1996)

Avantajele majore a îmbinărilor prin presare sunt:

- Consum de energie foarte mic;
- Stratul protector al profilului, cum ar fi galvanizarea, nu este distrus;
- Folosește metalul de baza pentru formarea îmbinării fără a fi necesare alte accesorii;
- Are grad ridicat de automatizare;
- Există posibilitatea realizării unui grup de îmbinări în același pas reducând necesarul de manoperă;
- Există posibilitatea realizării unui control de calitate riguros;

Aceste avantaje fac ca metoda să fie viabilă mai ales în procesul de prefabricare a panourilor de perete, devenind mai dificilă aplicarea ei pe șantier.

#### II.4.5. Îmbinări cu adezivi

Adezivi sunt utilizați la îmbinări structurale pe o scară mai restrânsă mai ales complementar îmbinărilor mecanice, contribuind cu un efect de legătura suplimentară la capacitatea portantă și rigiditatea îmbinării. Ei sunt însă utilizați la lipirea panourilor de închidere de montați de oțel, unde elimină o parte din îmbinările mecanice necesare.

La alegerea tipului de adeziv trebuie consultat fabricantul materialului pentru se asigura de proprietățile acestuia, fiind important ca adezivul să-și păstreze proprietățile în condiții de umiditate sau temperatură ridicată.

#### II.4.6. Șuruburi de ancoraj

Șuruburile de ancoraj (FIGURA II-31) sunt utilizate pentru fixarea elementelor de oțel de ziduri de cărămidă, părți din beton ale construcției, fundații, planșee, etc. La montarea celor mai multe tipuri de șuruburi de ancoraj se impune practicarea în prealabil de găuri pentru introducerea tijei, după care prin diferite modalități se realizează o autoîmpănare a tijei șurubului.

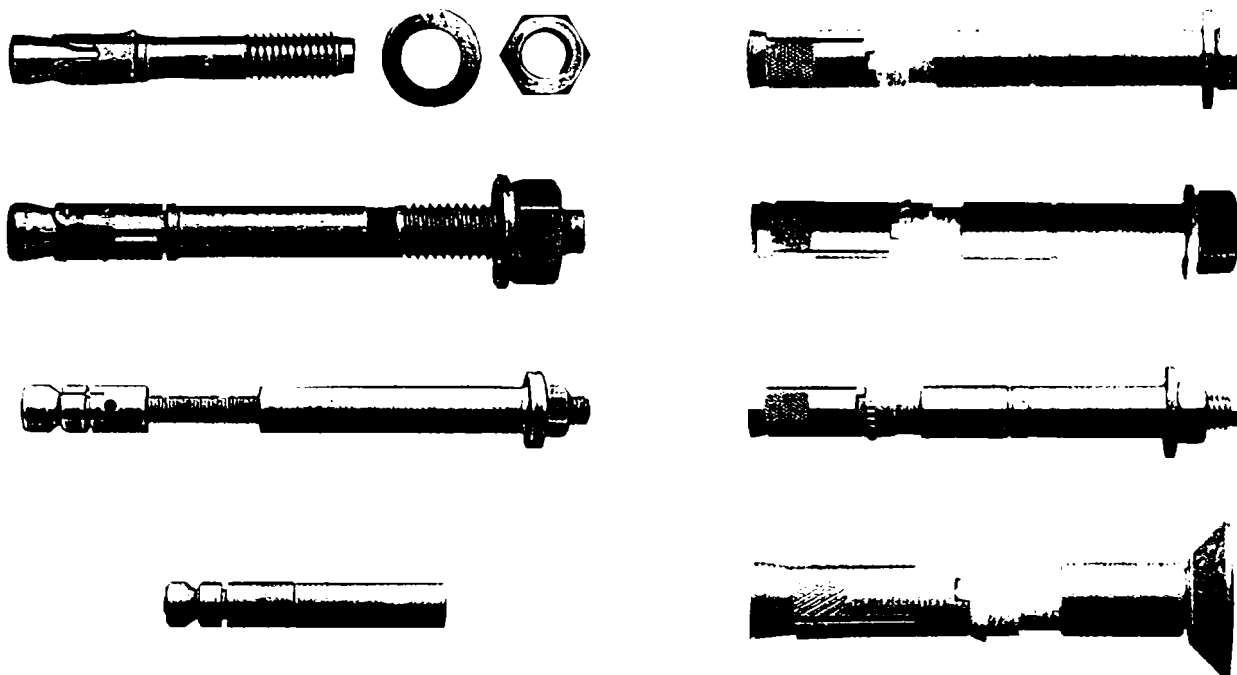


FIGURA II-31. CÂTEVA TIPURI DE ȘURUBURI DE ANCORAJ DIN FAMILIA DE PRODUSE HILTI (CATALOG HILTI)

Capacitățile diferitelor tipuri de șuruburi de ancoraj sunt furnizate de producători în cataloagele de produse sub forma unor tabele și/sau relații de calcul. Deoarece elementele metalice care se fixează au grosimea peretelui foarte mică, un considerent important la dimensionarea ancorajelor îl reprezintă cedarea prin smulgerea peste piuliță, fenomen care poate conduce la cedare mult sub capacitatea ancorajului. De aceea trebuie prevăzute șaibe de dimensiuni suficiente pentru a preîntâmpina acest mod de cedare.

Disponerea șuruburilor de ancoraj se face respectând distanțele minime impuse de standarde cât și recomandările producătorului.

### II.5. CONSTRUCȚII MODULARE

#### II.5.1. Originile construcțiilor modulare

În acest paragraf se urmărește trecerea în revistă posibilitatea de folosire a oțelului, în special a profilelor cu pereți subțiri formate la rece, ca material pentru structuri în construcții modulare pentru case de locuit. După o scurtă descriere istorică a dezvoltării structurilor modulare se prezintă situația mondială în cea ce privește construcțiile modulare din oțel și principalele particularități de calcul structural, legate de aceste structuri.

Primele idei de realizare prin prefabricare a caselor de locuit datează din ani '20, '30 de la arhitecții Peter Behrens, Walter Gropius, Richard Neutra și Buchminster Fuller. Producția în

masă din industria constructoare de mașini a pornit preocupările de extindere a tehnicii de prefabricare și în industria construcțiilor. În timpul celui de al Doilea Război Mondial așa numitele caravane, au devenit locuința temporară a zeci de mii de persoane care lucrau în sau pentru armată în Statele Unite. După sfârșitul războiului, datorită unei lipse acute de locuințe multe dintre aceste locuințe temporare au rămas definitive (SCI - P272).

Primele aplicații în materie de modulare îl reprezintă modulele de băi prefabricate, care au fost utilizate în mai multe clădiri la Londra, Hong Kong și în Statele Unite. Modulele ajungeau pe șantier finisate complet, cu o structură autoportantă, care urma să fie montată pe structura clădirii. Până în ani '70 domeniul de construcții de locuințe modulare nu a cunoscut o dezvoltare deosebită în afara Japoniei, în celelalte țări ideea fiind îmbrățișată doar de câțiva arhitecți interesați de tehnici noi de construcții, și care nu au fost îngrijorați de disciplina dimensională pe care o impunea. Până destul de recent, singura aplicație în masă a modulării în Europa a fost un program de supraetajare a unor clădiri existente de panouri mari de beton și zidărie, întreprinsă în ani '60 în Suedia.

### II.5.2. Avantajele modulării

În primul rând este necesar să se facă distincție între câteva tipuri de module după cum urmează:

- Module structurale, care funcționează ca element structural de susținere, cadre sau o cutie. Modulele pot fi legate pentru a forma o structură multietajată, sau pot fi așezate pe un schelet în cazul aplicațiilor cu foarte multe nivele;
- Module nestructurale, care se așează pe o structură separată în cadre sau pe un planșeu de beton și sunt doar autoportante;
- Module pentru cofraj pierdut, care constituie structuri de cofraje din oțel, care susțin betonul în timpul turnării. După întărirea betonului structura lucrează ca și una obișnuită din beton;
- Alte tipuri de module specifice sunt module pentru lifturi, scări, coridoare, module pentru instalațiile unei clădiri (aer condiționat, curent electric, etc.), module pentru băi, etc.

Avantajele construcțiilor modulare din bare de oțel cu pereți subțiri cumulează avantajele legate de structurile din oțel cu cele legate de construcțiile modulare. Avantajele sunt:

- Timp de realizare scurt, reducerea timpului pe șantier cu aproximativ 50-60%.
- Calitate superioară, bazată pe posibilitatea realizării unui control de calitate în fabrică.
- Eficiență economică, legată atât de reducerea costului de șantier cât și de punerea în funcțiune foarte rapidă, și deci începerea amortizării.
- Greutate mică, cea ce face ca ele să fie utilizabile la supraetajări și reabilitări.
- Reciclabilitate, și cantitate de deșeuri la realizare mai mică.
- Posibilitatea de a fi mutate în alte amplasamente.
- Posibilitatea de a fi utilizate în zone dens construite (centre ale marilor orașe).
- Necesari redus de forță de muncă pe șantier.
- Siguranța îmbunătățită pe șantier, deoarece lucrătorii execută numai câteva operațiuni simple.
- Mobilitate de a fi transportate în diferite amplasamente (limitat de costul de transport)
- Posibilitatea de a grupa module prefabricate după necesități.
- După realizarea modulelor necesarul de muncă intelectuală se reduce.

Aceste avantaje ajută ca construcțiile modulare să câștige teren din ce în ce mai mult în țările dezvoltate ca o opțiune la metodele clasice de construcție.

### II.5.3. Situația mondială a construcțiilor modulare din oțel

Zona de tradiție în case metalice din bare cu pereți subțiri și construcții modulare este America de Nord, în primul rând Statele Unite dar și Canada. Preocupările de realizare de locuințe ieftine și de bună calitate prin prefabricare datează din perioada de încheiere a războiului. În 1944 renumita revista Californiană "Art and Architecture" își dedica un întreg număr prefabricării, ocazie cu care se lansează un program de realizare a unor case prototip (SCI-272).

Casele modulare sunt prezente pe piața Americană mai ales în segmentul locuințelor cu cost redus și al hotelurilor. În prezent aproape 8 milioane de unități modulare asigură locuința a peste 13 milioane americani, și în ultimele două decenii construcțiile modulare reprezintă 25% din piața de locuințe unifamiliale din Statele Unite. Modulele standard utilizate au dimensiunea de 14x60 picioare (4.26x18.3m) și casele la cheie realizate din module sunt cu 20-30% mai ieftine decât casele tradiționale.

O altă țară cu tradiție în domeniul modularii este Japonia, casele modulare din oțel ocupând segmentul mijlociu, mijlociu spre bun din piața de locuințe. După război, în 1955, guvernul Japoniei a înființat agenția pentru locuințe (*Japan Housing Corporation*) care la început s-a concentrat asupra realizării unor locuințe din panouri mari de beton, rezultatul fiind un număr mare de locuințe cu o uniformitate deranjantă, (fenomen bine cunoscut la și noi), care a stârnit nemulțumiri în diferitele cercuri profesionale și a declanșat un proces de căutare a unor soluții cu flexibilitate mai mare.

În prezent metodele industrializate acoperă 20% din totalul de locuințe realizate anual, adică 300.000 de unități din totalul de cca. 1.500.000. Cea mai mare firmă de construcții de locuințe, Sekishui Chemicals Ltd și-a fondat în 1972 propria divizie de construcții modulare, Sekishui Heim. Locuințele sunt realizate din 12-15 module și de la fondare firma a proiectat și realizat peste jumătate de milion de locuințe, adică în jur de 35.000 unități pe an. Există o posibilitate mare de adaptare a proiectului la cererea clientului, o casă fiind formată din aproximativ 10.000 componente, care pot fi selectate din cele 270.000 pe stoc. Modulele se realizează pe bandă rulantă (*FIGURA II-32*), proces care durează în medie 3 ore după care poate fi transportat pe șantier.

În Europa utilizarea sistemelor modulare este mai puțin răspândită. Există totuși utilizări pe scară mai redusă în Marea Britanie, țările scandinave și Germania. Firme care au dezvoltat sisteme de modulare din bare cu pereți subțiri sunt Rautaruuki (*FIGURA II-33*), prin Rannela Metals sau Alho (Germania). Faptul că montajul pe șantier a modulelor este mai puțin influențat de vreme decât, betonarea de exemplu, face ca modulara să fie foarte atractivă în țările nordice. În afara utilizării ca module de bai, balcoane și scări, foarte răspândit în Finlanda, modulara s-a impus și în sectorul renovărilor, unde clădirea existentă poate fi extinsă atât pe verticală cât și pe orizontală cu încăperi noi. În Danemarca module din bare cu pereți subțiri au fost utilizate pentru adăugarea de noi nivele la clădiri multietajate existente.

Firma Alho din Germania a dezvoltat sistemul *Generation House*, sistem modular din bare cu pereți subțiri, cu care casa poate fi mărită în cazul creșterii numărului membrilor de familie. Modulele folosite au dimensiuni de până la 4.5m. Alte aplicații de construcții modulare cuprind clădiri de până la P+3, bănci, școli, hoteluri și clădiri pentru birouri.



FIGURA II-32. MODULE PE BANDĂ RULANTĂ

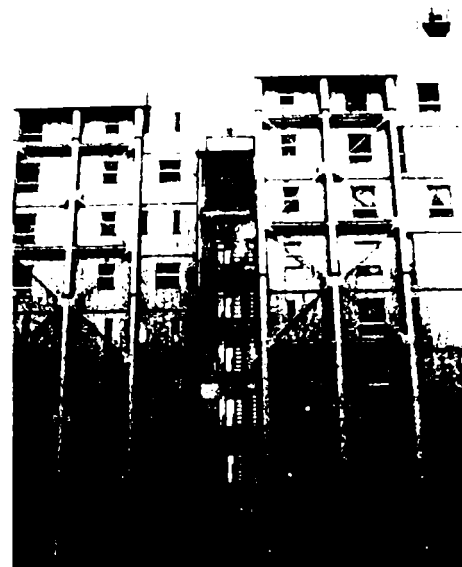


FIGURA II-33. CONSTRUCȚIE MODULARĂ CU STRUCTURA LA VEDERE

În Marea-Britanie, există o practică bine pusă la punct de sisteme modulare încă din ani '70. Cu patru firme care realizează structuri modulare, putem spune că această țară este cea mai avansată în acest domeniu în Europa. Există o varietate de utilizări ale construcțiilor modulare, de la hoteluri și extinderi de hoteluri, locuințe particulare, unități modulare pentru clădiri comerciale, renovări și clădiri prefabricate (benzinării, școli, grădinițe, etc.)

În toate aceste cazuri motivul folosirii soluțiilor modulare este viteza de execuție și posibilitatea ne-întreruperii activității desfășurate în clădire, în timpul executării lucrărilor de construcții, condiție formulată de cei mai mulți beneficiari.

#### II.5.4. Probleme speciale ale structurilor realizate din module

În cazul construcțiilor modulare trebuie avute în vedere condiții speciale, care nu se întâlnesc la structurile obișnuite, legate mai ales de transportul, ridicarea, montajul, legarea la utilități și realizarea finisajelor. În afară de aceste condiții calculele structurale sunt făcute în mod clasic, cu observația că, de multe ori considerațiile strict structurale pot fi primite de necesitățile specifice sus menționate.

Condițiile legate de transport se concretizează prin dimensiunile maxime care pot fi transportate pe drumuri publice, dimensiunile acceptate de majoritatea normele țărilor Europene fiind identice și cu cele din normele Românești.

O altă condiție legată de transport este necesitatea de a se realiza o închidere ermetică a modulelor transportate, acesta fiind necesară pentru a se evita distrugerea datorită vântului sau a penetrării apei, și se realizează prin împachetarea modulelor în folie de plastic care se îndepărtează numai după montarea definitivă. Atenție sporită se acordată realizării detaliilor de îmbinare a modulelor pentru a se evita infiltrarea apei de ploaie în timpul montării pe șantier, infiltrație care ar putea distruge finisajele interioare.

Manipularea și ridicarea modulelor induce în structura acestora eforturi diferite de cele care apar în timpul exploatării construcției, și care trebuie considerate la dimensionare. În general elementele și îmbinările de care se agață modulul la ridicare trebuie întărite, ele fiind realizate din profile laminate, chiar dacă restul elementelor sunt bare formate la rece.

Eforturile care apar la ridicarea modulelor sunt funcție de tehnica de ridicare care se utilizează. Cablurile trebuie astfel dispuse încât componenta orizontală a forței de ridicare să nu fie exagerat de mare. Punctele optime de ridicare se află la distanța de 0.2 din

lungimea modulului măsurat de la ambele capete, dar de multe ori, modulele sunt ridicate de colțuri, caz în care este nevoie de un cadru ajutător (FIGURA II-34).

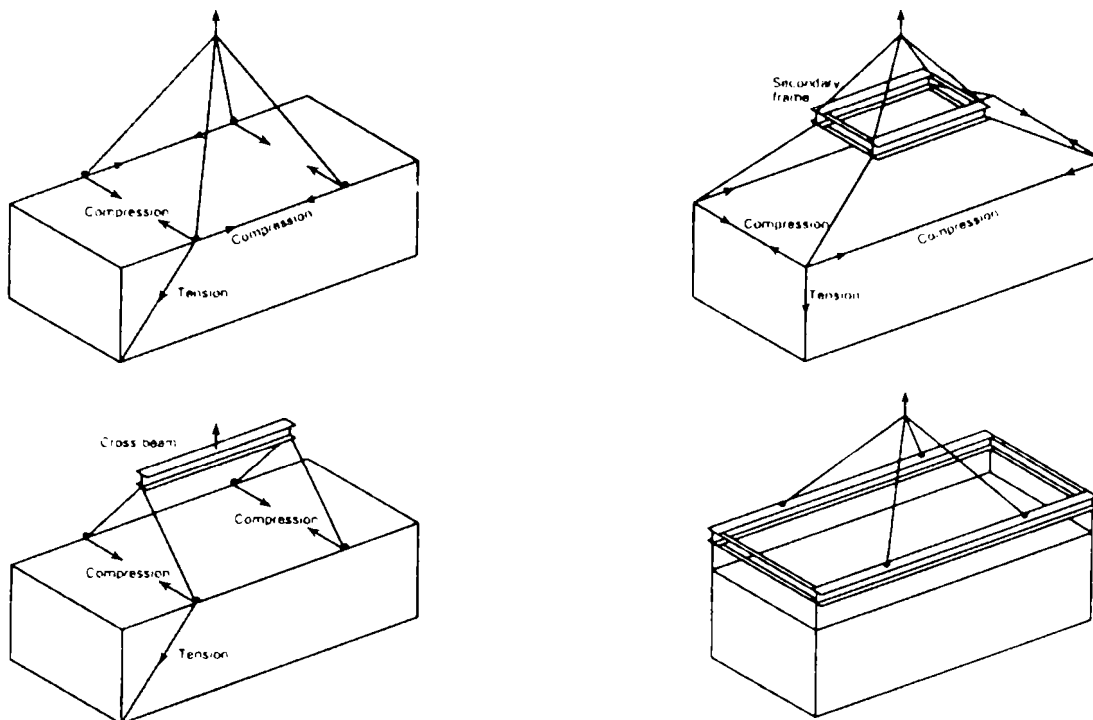


FIGURA II-34. SCHEME DE RIDICARE A MODULELOR (SCI-272)

Se consideră condiții suplimentare de stabilitate și integritate a structurii având în vedere modul de lucru al acestora. Astfel, în cazul ieșirii din lucru al unei părți din structură, modulele rămase intact trebuie să fie capabile să redistribuie eforturile fără distrugere exagerată, apărând condiții de dimensionare suplimentare celor de la o construcție clasică (FIGURA II-35).

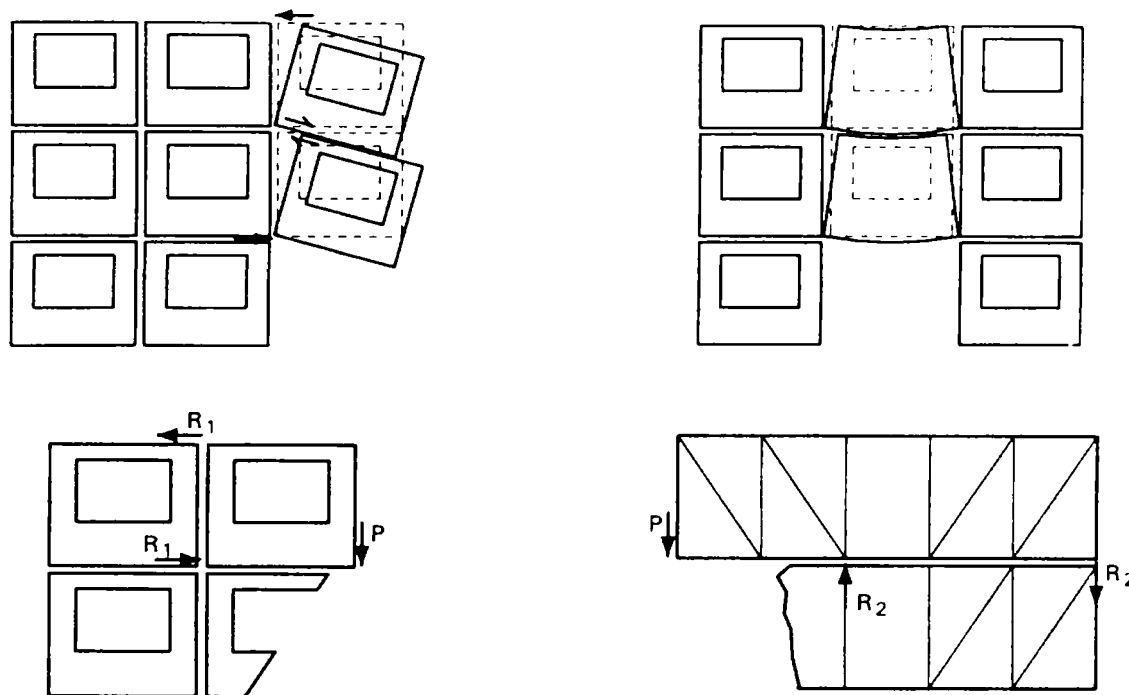


FIGURA II-35. CONDIȚII SPECIALE DE DIMENSIONARE AL STRUCTURILOR MODULARE (SCI-272)

Finisajele clădirilor modulare se realizează similar cu cele ale construcțiilor din bare cu pereți subțiri, sau a celor din lemn, existând posibilitatea ca finisajul exterior să se realizeze pe șantier sau la fabrică. Există tendința ca finisajele interioare să se realizeze integral în



fabrică, incluzând atât pereții cât și mobilarea încăperilor, respectiv montarea instalațiilor, ceea ce duce la creșterea productivității.

Deși încărcările transmise pe fundații de clădire realizată din module metalice sunt semnificativ mai mici decât în cazul unei structuri clasice, fundațiile trebuie executate cu deosebită grijă pentru a nu introduce abateri de montaj, care pot compromite lucrarea, nivelul de toleranță acceptat fiind de ordinul a 1-2cm.

Din punct de vedere al realizării construcției alegerea unei soluții modulare înseamnă scurtarea timpului de execuție. Rezultatele studiilor arată o prelungire a timpului de pregătire, și o reducere drastică a timpului efectiv de șantier, ceea ce poate duce la economii importante la cheltuielile de șantier.

## II.6. MANSARDĂRI FOLOSIND BARE CU PEREȚI SUBȚIRI

### II.6.1. Introducere

În acest paragraf se prezintă câteva soluții pentru realizarea de acoperișuri la clădiri existente, mai ales cu asigurarea de spațiu locativ suplimentar. De cele mai multe ori se optează pentru refacerea unui acoperiș existent din motive legate de funcționalitate, estetică etc., cele mai des întâlnite fiind:

- 
- Pentru a elimina infiltrații de apă la un acoperiș plat existent;
  - Pentru a îmbunătăți performanțele termice a unui acoperiș existent;
  - Pentru a îmbunătăți estetica clădirii prin adăugarea unui acoperiș corespunzător;
  - Pentru a crea spațiu locativ adițional;
- 

Alte avantaje pot fi care pot apărea din refacerea unui acoperiș ar fi: îmbunătățirea performanțelor acustice, reducerea costurilor de întreținere, prelungirea perioadei de exploatare a clădirii, etc.

Cele mai importante considerații din punct de vedere tehnic care intervin în cazul acoperișurilor/mansardărilor sunt:

- 
- Structura acoperișului trebuie să fie ușoară, pentru a nu supraîncărca structura existentă și implicând în felul acesta consolidarea acesteia;
  - Prinderea de structura existentă să se facă cât mai simplu;
  - Adoptarea unei tehnologii de realizare astfel încât să nu se blocheze activitatea din clădire din cauza lucrărilor de mansardare;
- 

Din punctul de vedere al cerințelor enumerate barele de oțel formate la rece oferă soluții foarte bune, în primul rând pentru că au un raport rezistență/greutate mare, asigurând posibilitatea realizării unor structuri ușoare. Ele oferă posibilități de prefabricare, timpul de execuție pe șantier fiind mic și spațiul ocupat de acesta redus la minim, iar flexibilitatea în utilizare a barelor, și marea varietate de forme și tipuri de îmbinare face ca soluțiile să fie aplicabile pe majoritatea structurilor existente.

### II.6.2. Probleme tehnice în cazul acoperișurilor și mansardărilor

Prima problemă majoră care apare în cazul refacerii unor acoperișuri, sau în cazul mansardărilor este legată de încărcări.

Încărcarea verticală suplimentară care apare din cauza greutății proprii a acoperișului este de aproximativ 40kg/mp în cazul în care închiderea se face cu tablă cutată sau profilată, și 130kg/mp în cazul utilizării țiglelor de beton sau din argilă, aducând un surplus de 2-5% la greutate proprie în cazul unei construcții de beton cu patru nivele.

Din cauza mansardării, pe planșeul superior apare o încărcare utilă de 300kg/mp, care în cazul unei clădiri cu patru nivele înseamnă o majorare de aproximativ 10% a încărcărilor verticale. O reducere a încărcării se poate realiza prin îndepărtarea straturilor de egalizare, termoizolație și hidroizolație de la nivelul superior al clădirii. Deasemenea, apare o reducere și datorită reducerii încărcării din zăpada care apare la acoperișuri cu pantă mai mare de 30°.

În vederea transmiteri corecte a eforturilor de la structura nouă la cea veche, trebuie respectate câteva reguli, verificându-se cu grijă prinderile între cele două structuri, unde pot apărea eforturi locale mari, și care se vor întări corespunzător. Dispunerea elementelor noului acoperiș se va alege în așa fel încât ele să se rezeme în punctele puternice ale structurii existente, stâlpi, pereți de rezistență etc. și se va evita legarea de părți slabe, atice, mijlocul unui planșeu, etc. În cazul în care planșeul existent nu poate prelua încărcările utile se poate realiza o pardoseală pe o rețea de grinzi suplimentare care descarcă pe pereții de rezistență.

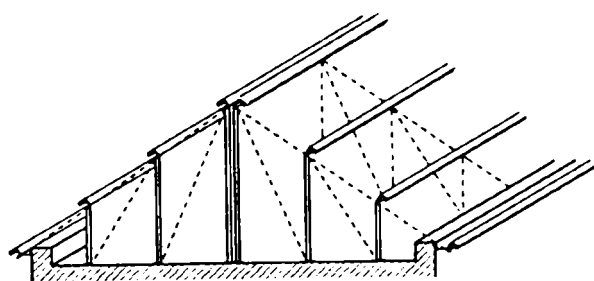
Altă problemă este legată de forțele de suucțiune care apar din vânt, structura acoperișului din bare cu pereți subțiri fiind ușoară, încărcările de suucțiune din vânt egaleză, uneori chiar depășesc, greutatea proprie a structurii acoperișului. Ancorajele vor avea deci smulgeri importante pe care trebuie să fie capabile să le preia.

Un alt grup de considerente tehnice sunt legate de evacuarea apelor de ploaie, legarea de instalațiile existente la mansardare, asigurarea unei performanțe termice corespunzătoare, etc. Viteza de evacuare a apei de ploaie de pe un acoperiș abrupt fiind mai mare, dacă se folosesc aceleași guri de scurgere ele trebuiesc verificate la noul debit. Problemele legate de extinderea sistemului de instalații în spațiul locativ obținut prin mansardare este un aspect aparte care depășește însă domeniul de interes al acestui studiu.

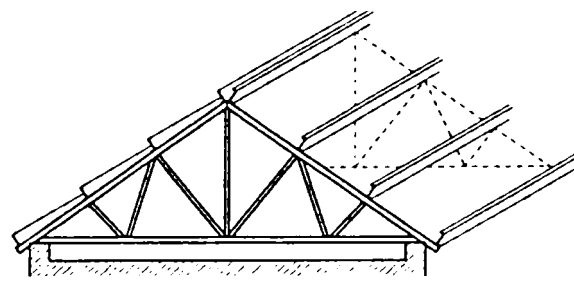
### II.6.3. Sisteme structurale utilizate pentru acoperișuri și mansardări

Sistemul structural adoptat în cazul unui acoperiș nou pe o structură existentă este dictat de configurația clădirii existente și poziția pereților, stâlpilor și grinzilor din această structură. Câteva sisteme de acoperiș mai des utilizate se prezintă în *TABEL II-1*.

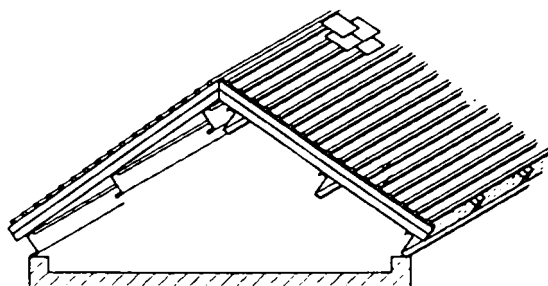
*TABEL II-1. SISTEME STRUCTURALE PENTRU ACOPERIȘ (SCI-246)*



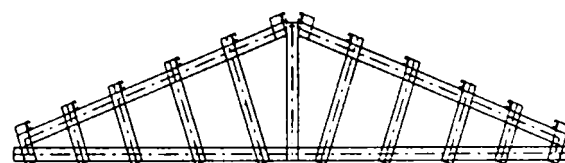
*FERME RARE REZEMATE PE PEREȚI TRANSVERSALI*



*FERME RARE REZEMATE PE PEREȚI LONGITUDINALI*



*ACOPERIȘ CU PANE ȘI CASETE*



*FERMĂ CU REAZEME DESE*

Deoarece în cazul mansardelor realizarea unui spațiu suficient pentru locuit este primordial, și schemele prezentate anterior pentru acoperiș nu satisfac această cerință, pentru mansardări se utilizează cadre portante din bare cu pereți subțiri (FIGURA II-36).

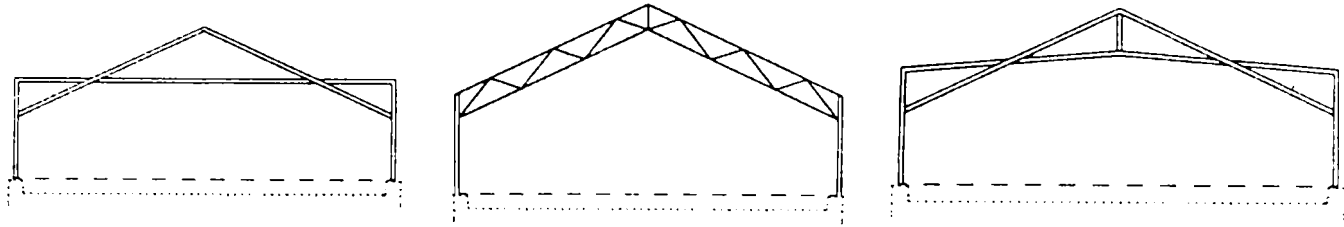


FIGURA II-36. SCHEME DE CADRE PENTRU MANSARDARE (SCI-246)

## II.7. PERFORMANȚELE CASELOR METALICE

### II.7.1. Introducere

În acest paragraf sunt discutate principalele probleme legate de performanțele caselor cu structură metalică. Ca pentru orice clădire de locuit trebuie îndeplinite toate condițiile pentru a asigura siguranță și confort în cursul exploatării, acest lucru devenind deosebit de important mai ales prin faptul că, în domeniul caselor cu structură metalică, multe soluții sunt noi, fără să existe o anumită experiență de proiectare și/sau execuție de mai mulți ani în domeniu. Atât proiectantul cât și executantul trebuie să manifeste atenție sporită la abordarea și punerea în operă a acestor soluții noi.

### II.7.2. Performanțe structurale

Performanțele structurale și problemele legate de acesta au o importanță deosebită datorită faptului că ele determină gradul de siguranță a ocupanților clădirii în diferitele situații de exploatare.

Pentru încărcările de tip gravitațional nu există probleme în termeni de rezistență sau stabilitate a elementelor individuale. Pentru a avea o utilizare rațională stâlpilor, grinzile de planșeu și fermele de acoperiș se dispun la distanțe egale, cel mai des fiind utilizate trame de 400, 600 și 1200 mm, funcție de tipul de material de închidere. Dacă stâlpii se dispun la mai mult de 1200 mm, plăcile de închidere (gips carton, plăci din fibre lemnoase, etc.) necesită rezemări intermediare, ceea ce înseamnă că vor trebui dispuse rigle orizontale pentru susținerea lor. În plus, la intervale mari ar fi nevoie de stâlpi mai dezvoltati, ceea ce contravine ideii originale de structură metalică din bare "subțiri" cu pereți portanți și structura se va apropia mai mult de conceptul de structură în cadre.

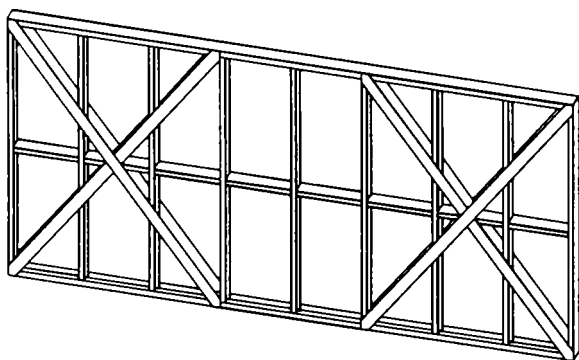


FIGURA II-37. SISTEM DE CONTRAVÂNTUIRE ÎN CRUCE

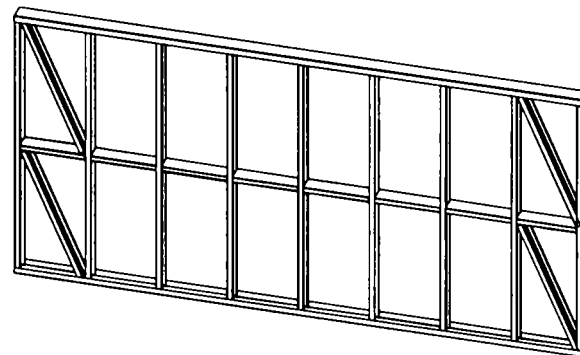


FIGURA II-38. CONTRAVÂNTUIRE RIGIDĂ DIN PROFILE C

Problema devine mai delicată în cazul încărcărilor orizontale provenite din vânt sau încărcări seismice. La încărcările din vânt structura trebuie să aibă capacitate portantă și rigiditate

suficientă pentru a rezista efectelor fluctuante, acest lucru fiind realizat prin considerarea efectului de rigidizare laterală a elementelor de închidere (R.L. SERETTE, 1996) (AISI-RG-9804, 1998) (E.F. GAD, 1999), plasterboard, plăci de gips carton, etc. sau prin adăugarea de contravântuiri (FIGURA II-37 ȘI FIGURA II-38).

Problemele cele mai complicate apar însă la dimensionarea structurii la efectul cutremurelor, care prin natura sa, solicită structurile nu numai din punctul de vedere al rezistenței și rigidității, ci și a capacității de disipare, ca un alt factor determinant.

La case metalice panourile de pereți sunt componentele structurale primare, care acționează la preluarea încărcărilor orizontale atât vânt cât și cutremur. Deși, des utilizat în practică, unele aspecte ale comportării la cutremur a panourilor de pereți nu sunt încă clarificate. În ultimi ani cercetările s-au concentrat mai ales asupra determinării factorilor determinanți: capacitate portantă, rigiditatea și ductilitatea panourilor.

În afara elementelor structurale, comportarea structurii este puternic influențată și de prezența elementelor de închidere ne-structurale (FIGURA II-39)

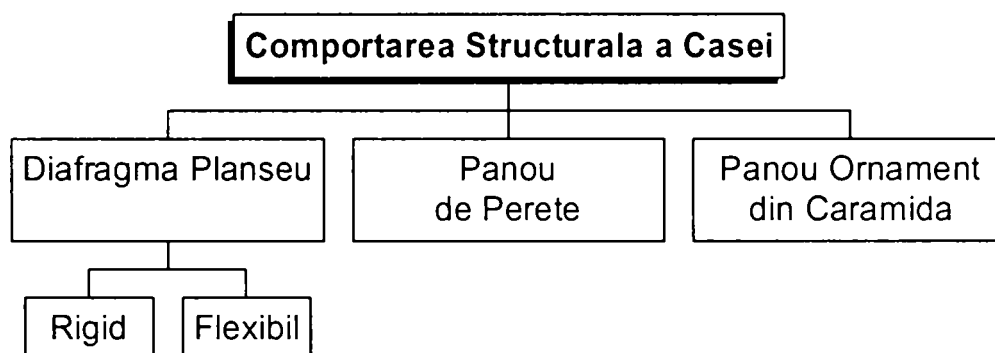


FIGURA II-39. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ COMPORTAREA UNEI CASE METALICE

După cum reiese din unele studii efectuate, majoritatea tipurilor de planșee existente în practică, asigură comportarea de diafragmă rigidă la nivelul planșeului, deci din acest punct de vedere se asigură o comportare corespunzătoare a structurii. Pe de altă parte ornarea cu pereți de cărămidă este specifică lumii anglo-saxone, cu tradiție în finisaje de cărămidă și nu reprezintă cea mai reușită soluție din punct de vedere structural, deoarece introduce masă suplimentară semnificativă, înrăutățind performanțele la cutremur. Analiza acestei soluții structurale nu prezintă interes din punctul de vedere al acestui studiu, deoarece este puțin probabil ca ea să fie adoptată în zona noastră, ne-existând tradiție în acest sens.

Comportarea panoului de perete este determinată de factorii prezentați în FIGURA II-40. Dintre aceștia existând cercetări mai ales în cea ce privește caracteristicile scheletului metalic, conlucrarea cu închiderea și prezența golurilor. Foarte puțină atenție s-a îndreptat înspre studiul contravântuirilor în cruce, deoarece s-a considerat că aceste contravântuiri se pot dimensiona la efortul rezultat din calcule, și există foarte puține referiri în legătură cu efectul coltului (de ex. condiții de margine), care influențează și ele comportarea panoului individual.

Deoarece comportarea la forțe orizontale a panoului de perete (de ex. seism, vânt) este influențată de mai mulți factori, contribuția cărora este deseori dificil de cuantificat, abordarea în practică a acestei probleme se face pe bază de încercări.

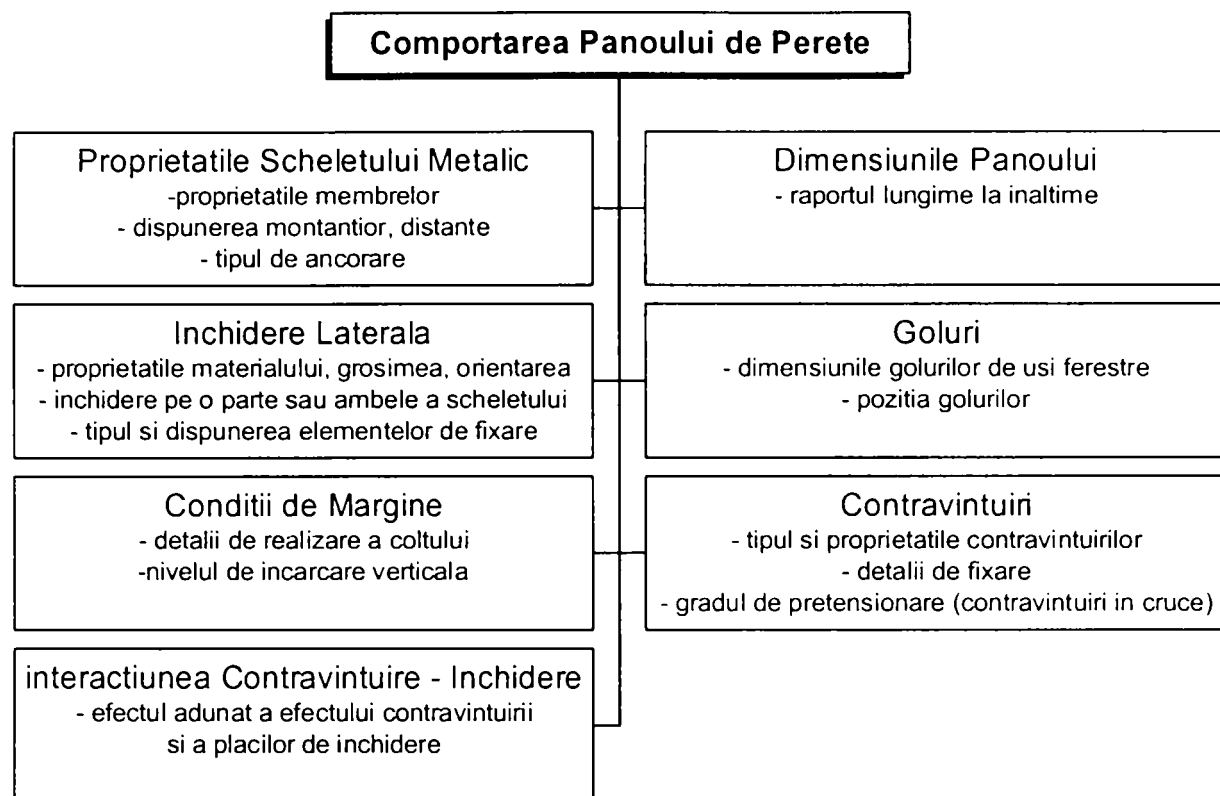


FIGURA II-40. FACTORI CARE INFLUENȚEAZĂ COMPORTAREA UNUI PANOU DE PERETE

Structurile disipează parte din energia seismică indusă prin formarea de articulații plastice și intrarea în curgere a materialului în repetate rânduri, motiv pentru care forțele de calcul la seism pot fi reduse. În P100/92 factorul care ține cont de această reducere este notat cu ' $\psi$ ', el având echivalentul 'q' în EUROCODE 8, și 'R' în codul American "Universal Building Code". Pentru structuri cu capacitate de disipare semnificativă (ex. cadre multietajate din oțel sau beton, structuri cu contravântuiri excentrice, etc.) reducerea încărcării seismice pentru calcul poate ajunge până la de cinci-șase ori față de valoarea de bază corespunzătoare unui răspuns elastic.

Acesta este cel mai semnificativ dintre factori care determină valoarea de calcul a încărcării seismice și este bazat, în mare măsură, pe considerații empirice. Elementele care formează structura, în cazul caselor din bare cu pereți subțiri, fiind de clasă-4 structurile sunt considerate nedisipative, fără a se accepta o diminuare semnificativă a forței seismice. Totuși în Eurocode 8 se acceptă o reducere de până la 1.5 ori a încărcărilor seismice pentru structuri nedisipative, mai ales datorită redundanței care este inerentă oricărei structuri.

Aceste limitări, datorate prezenței unei încărcări seismice importate, limitează totuși posibilitatea de utilizare în zone cu seismicitate însemnată a construcțiilor din bare cu pereți subțiri în general, și a caselor cu structură din astfel de bare în particular.

Unele studii recente arată însă că elementele închiderilor cu tablă cutată conferă structurii un anumit grad de disipare (F.M. MAZZOLANI, 1990) (F.M. MAZZOLANI, 1984) (F.M. MAZZOLANI 1996), fapt care se poate afirma și despre alte tipuri de elemente de închidere. În acest sens, o direcție care pare să fie promițătoare este cea a pereților din casete, care până în prezent au fost aplicați numai în zone neseismice (J.M. DAVIES, UNDER PUBLICATION) (J.M. DAVIES, 1995).

Investigații privind capacitatea de disipare a caselor metalice cu structură din bare cu pereți subțiri au fost efectuate la Universitatea din Melbourne, Australia, în decursul a câțiva ani de cercetări începând din 1995. În privința codificării Australia a preluat definiția de coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitatea structurii ( $\psi$ ) din codul American. Astfel  $R_f$  este compus dintr-un termen de ductilitate ( $R_d$ ) și unul de suprarezistență ( $\Omega$ ). Deși codul Australian (SAA) nu are reguli separate pentru structuri de

case metalice, ele pot fi introduse în clasificare; structuri cu contravântuiri în cruce ( $R_f=4$ ) sau structuri cu panouri de perete ( $R_f=6$ ).

### II.7.3. Proprietăți higrotermice

Proprietatea de bază a pereților, care definește capacitatea lor de a limita pierderile de căldură este rezistența la transfer termic,  $R$ . Prin aplicarea unor straturi de termoizolație corespunzătoare se poate atinge o valoare mare al lui  $R$  în spațiul dintre montanți, probleme intervenind în cazul pereților cu montanți metalici, datorită conductivității mari în dreptul montanților, unde se pot forma punți termice.

În urma cercetărilor întreprinse în domeniu cu finanțare de la AISI, s-a ajuns la unele concluzii importante care pot ajuta la alcătuirea corectă a pereților pentru a asigura confortul necesar în cazul unei clădiri de locuit (R.H. CLOUGH, 1993).

Astfel, s-a demonstrat că grosimea pereților montanților nu influențează semnificativ rezistența la transfer termic, deoarece ea este nesemnificativă în comparație cu celelalte dimensiuni ale profilului. În același timp prezența montanților perturbă procesul de transfer și o parte din căldură nu se transmite în câmp ci se acumulează și este transmisă prin montant (FIGURA II-41), acesta fiind fenomenul care duce la formarea punților termice deja menționate. Formarea punților poate fi evitată prin dispunerea de termoizolație rigidă la exteriorul peretelui, astfel putând fi realizată o creștere semnificativă a rezistenței la transfer termic.

Deși există opinii că structură nu trebuie să fie neapărat de partea caldă a termoizolației ('cold frame construction'), majoritatea producătorilor dispun termoizolația la partea exterioară a scheletului și între montanți, asigurând astfel încălzirea scheletului. ('warm frame construction')

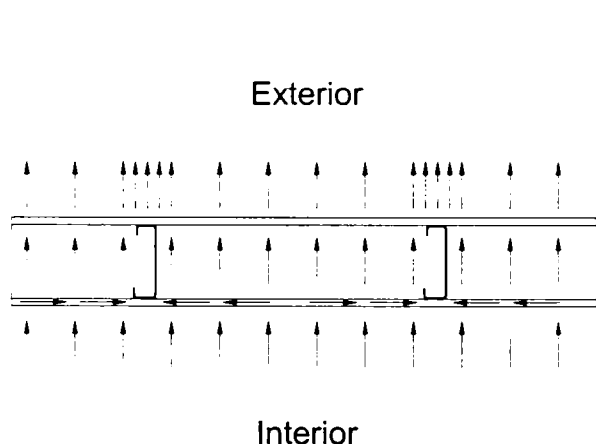


FIGURA II-41. TRANSFERUL DE CĂLDURA PRIN PERETE

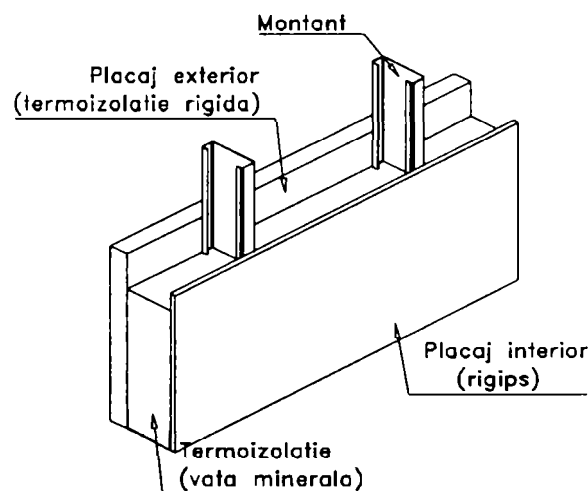


FIGURA II-42. STRATIFICAȚIA TIPICĂ A PEREȚILOR

Datorită neuniformității rezistenței la transfer termic pe toată suprafața peretelui, este necesară realizarea calculului pe regiuni, valoarea  $R$  fiind adoptată ca media ponderată a valorilor pe regiuni. La un perete obișnuit ponderea suprafeței ocupate de montanți, profile de ghidaj și alte elemente din oțel, se poate considera de 12%-15%.

Un alt considerent important al alcătuirii pereților trebuie să fie împiedicarea circulației aerului prin perete. O parte semnificativă a căldurii se pierde nu prin transfer termic ci prin transfer de masă, adică prin pierderea aerului interior cald spre exterior. Pentru împiedicarea acestui fenomen și controlul ventilării clădirii, se impune izolarea peretelui cu folie continuă de plastic, înglobată în stratificația peretelui. Trebuie acordată o atenție deosebită la

asigurarea continuității foii de plastic la îmbinarea pereților, la golurile de ferestre și uși, respectiv la găurile necesare pentru trecerea instalațiilor electrice și de aer condiționat.

O altă problemă specifică pentru case cu structură metalică este faptul că, structura fiind din material conductor, pot apărea pierderi prin schelet înspre zonele neîncălzite ale clădirii. Astfel sunt tipice pierderile spre fundație, dacă scheletul nu este izolat de beton, respectiv pierderea de căldură spre spațiul de sub acoperișuri neîncălzite prin căpriori, dacă aceștia vin în contact direct cu grinzi, montanți sau alte elemente structurale.

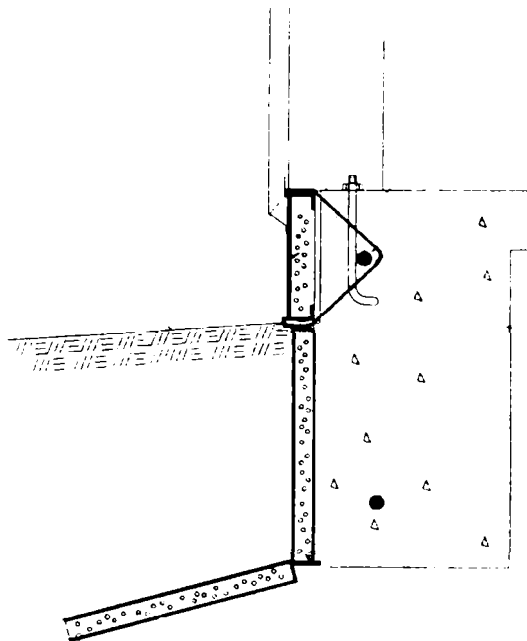


FIGURA II-43. DETALIU DE LEGĂTURĂ IZOLAT PERETE-FUNDAȚIE (J. HACKER, 1993)

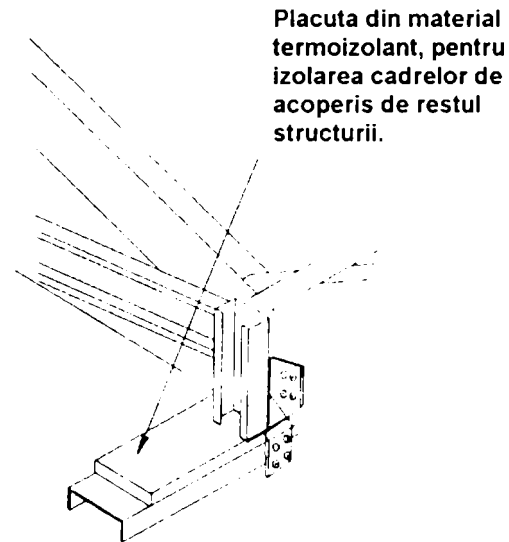


FIGURA II-44. IZOLATOR TERMIC PENTRU A ÎMPIEDICA PIERDEREA DE CĂLDURĂ PRIN SCHELET

În condițiile climatice din țara noastră se recomandă adoptarea soluției cu schelet cald, realizându-se o cămășuială exterioară completă a structurii. Astfel, în cazul planșeelor de la ultimul nivel izolația termică se poate dispune spre exterior pentru a evita răcirea grinzilor de planșeu, iar la mansarde se poate include în spațiul încălzit și spațiul de acoperiș izolația realizându-se în planul căpriorilor.

În cazul în care nu toate încăperile clădirii vor fi încălzite, (ex. garaje, spații de depozite, etc.), pereții adiacenți acestor încăperi trebuie realizați cu stratificație de perete exterior sau, pentru a se evita transferul de căldură prin schelet, se poate considera întreruperea structurii metalice și inserarea unui rost între încăperile încălzite și cele reci.

În mai multe țări scandinave sunt utilizate profile speciale cu perforații longitudinale pe inimă pentru a mări rezistența termică a montanților. Prin folosirea acestor profile, în afară de îmbunătățirea performanței generale a peretelui, se poate diminua și efectul de formare a punților termice în dreptul montanților. (J. KESTY, 1998)

La realizarea pereților interiori nu este necesară dispunerea unui strat termoizolant, cavitatea din perete fiind deseori umplută cu vată minerală mai mult din considerente de izolare fonică.

#### II.7.4. Performanțe acustice

Modul în care urechea umană percepe sunetele stă la baza modului în care măsurăm și descriem proprietățile acestor sunete. Cele două proprietăți importante ale sunetului sunt intensitatea măsurată în dB, și frecvența măsurată în Hz (J. M. DAVIES, 1995). Gradul de izolare fonică se exprimă bineînțeles în dB, dar el este influențată și de frecvența

sunetului, același element putând avea diferite grade de izolare fonică pentru diferite frecvențe.

Tipul de sursă de zgomot și în consecință măsurile de izolare fonică necesare se împart în două grupe principale: zgomot aerian și zgomot de impact. Ambele presupun măsuri specifice de izolare, și realizarea unei performanțe bune la un tip nu înseamnă neapărat performanță și la celalalt tip de zgomot.

Gradul de izolare fonică poate fi determinat prin metode standard, în condiții de laborator pentru zgomotul aerian, unde intensitatea sunetului de o anumită frecvență emisă de o sursă în camera de emisie este măsurată în camera de recepție, iar pentru cel de impact zgomotul produs de un ciocan standard se măsoară în încăperea de recepție. Gradul de izolare la zgomot de impact capătă sens în primul rând în cazul planșeelor.

Nivelul de zgomot acceptabil este dictat de necesitatea umană de a se odihni, de a conversa etc. dar ea este puternic influențată de diferitele civilizații. Nivelul de izolare fonică necesară între încăperi cu destinații diferite variază, fiind mai mic pentru încăperile aceluiași apartament și mai mare între apartamente adiacente. În general în civilizația europeană nu se acceptată ca o conversație normală, purtată într-un apartament, să fie inteligibilă în apartamentul vecin, dar este acceptat să fie inteligibilă în camere adiacentă ale aceluiași apartament. Percepția de confort fonic poate fi însă diferită în alte culturi.

Transmiterea zgomotului între încăperi se produce pe două căi, direct și indirect. Gradul de transmitere directă este guvernat de trei proprietăți ale peretelui, masa, proprietățile de izolare și etanșare. Transmiterea zgomotului printr-un perete solid este guvernat de legea masei, care sugerează că, gradul de izolare fonică crește cu 5dB la dublarea masei peretelui. Aceasta lege nu este valabilă însă pentru pereții caselor metalice unde, între cele două straturi de închidere există o cavitate umplută cu material termoizolant. În acest caz cercetările au arătat că contribuția celor două straturi se poate aduna. Două straturi de gips carton, cu grad de izolare 25, respectiv 30dB, montate într-un perete asigură un grad de izolare de 50-60dB, pe când legea maselor ar sugera o creștere de numai 5dB.

Gradul de izolare fonică poate fi îmbunătățit prin folosirea a două structuri de perete independente, care susțin câte un strat de finisaj și sunt despărțite de un strat de aer, metodă utilizată la pereții despărțitorii între doua apartamente. Un strat absorbant poate fi introdus și în stratificația planșeelor, după cum s-a arătat în *TABEL II-1*.

O bună etanșare a pereților este deosebit de importantă pentru performanțe fonice corespunzătoare, deoarece orice discontinuitate în etanșare este sursă potențială de transmitere a zgomotului aerian. Trebuie menționată importanța etanșării corecte la penetrări pentru instalații, cum ar fi cele electrice sau de aer condiționat, care pot deteriora gradul de izolare fonică. Întrucât stratificația pereților este identică pentru toți pereții, transmisia directă joacă rolul cel mai important în transmiterea zgomotului aerian, transmisia indirectă fiind de importanță redusă. În cazul unor pereți cu grad ridicat de izolare fonică, unde zgomotul nu poate fi transmis pe cale directă, transmiterea indirectă devine semnificativă și trebuie considerată în calcule.

Unele măsuri suplimentare trebuie considerate în cazul zgomotului de impact, care este creat de diferitele activități întreprinse de ocupanți clădirii. În standarde se ține cont numai de zgomotul de impact cauzat de pași, cea ce face ca fenomenul să fie asociat în primul rând cu planșeul. Reducerea zgomotului de impact se face prin dispunerea de straturi de finisaj adecvate, mochete, covoare, sau prin introducerea în stratificația planșeului a unui strat izolator care separă stratul de circulație de suprafață, de structura propriu zisă a planșeului. (*TABEL II-1*)



### II.7.5. Rezistența la foc

În mod curent codurile prevăd ca necesarul de rezistență la foc să fie de 30 min. pentru clădiri joase, crescând până la 60 min. pentru clădiri cu regim de înălțime medie.

În Statele Unite caracteristicile de incendiu se determină pe baza normativului "Standard Methods of Fire Tests of building Construction and Materials". Acesta prevede ca pereți structurali trebuie să reziste expunerii la foc fără să cedeze, pentru o anumită încărcare, să împiedice trecerea flăcărilor prin perete și să prevină transmiterea căldurii în asemenea măsură încât obiecte inflamabile de pe partea ne-expusă a peretelui să nu se aprindă. Acest al doilea caz se definește ca corespunzând unei ridicări a temperaturii medii, pe partea ne-expusă, cu mai puțin de 139 C°, sau ridicarea, în orice punct al peretelui, cu mai puțin de 181 C°.

Un program de încercări a fost finanțat de AISI pentru a dezvolta o metodă analitică de determinare a comportării pereților structurali din bare cu pereți subțiri formate la rece în conformitate cu prevederile codului sus menționat (AISI, 1981). Încercările s-au desfășurat în două faze, începând cu șapte teste premergătoare, urmate de teste pentru determinarea efectului temperaturii asupra limitei de curgere, a capacității portante și a modulului de elasticitate. Apoi au fost efectuate teste la scară unu la unu, până la temperaturi de 982 C°.

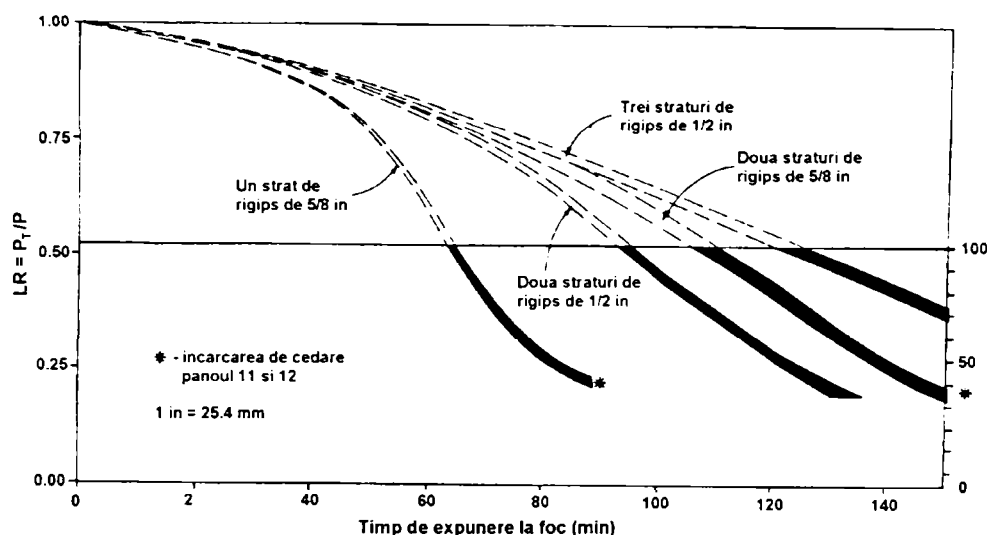


FIGURA II-45. TEMPERATURĂ/TIMP PENTRU PEREȚI PORTANȚI DIN BARE FORMATE LA RECE

În grafic  $P_T/P$  reprezintă raportul între forța de cedare la temperatură ridicată și forța de cedare la temperatura camerei, linia orizontală la 12/23, reprezentând inversul factorului de siguranță folosit pentru calculul montanților la temperatura camerei. Se poate identifica deci cu cât la sută scade capacitatea portantă a montanților după un anumit timp de expunere la foc, în funcție de numărul de panouri de închidere de gips carton.

Se poate concluziona că pentru un timp de expunere de până la 40 min., indiferent de soluția de închidere, degradarea capacității portante nu este foarte semnificativă și deci nu este pusă în pericol integritatea structurii.

### II.7.6. Durabilitatea elementelor din oțel formate la rece

Clădirile de locuit sunt bunuri materiale pe care proprietarii doresc să le utilizeze o viață întreagă, fiind important deci, ca toate componentele, planșeele, materialele de închideri, acoperișuri și structura în sine să fie capabile de această performanță. Pentru a satisface această cerință, barele care formează structura trebuie protejate corespunzător.

Galvanizarea s-a dovedit a fi un mod foarte eficient de protecție anticorozivă a oțelului și deci toate elementele structurale se pot proteja cu un strat de acoperire galvanizat.

Galvanizarea este procesul în care oțelul este scufundat într-o baie de zinc sau zinc aluminiu la temperatura de 450C°, care se depune pe suprafața acestuia și formează o peliculă subțire. În practică tabla de oțel pentru bare cu pereți subțiri se desfășoară din sulurile în care se transportă și se trece prin baia de zinc la o viteză de până la 200 m/min, după care cantitatea de zinc în exces este îndepărtată cu ajutorul unui jet de aer, prin intensitatea căruia se controlează grosimea stratului depus. Tabla de oțel este apoi pasivizată și re-înfașurată în suluri, pentru a fi transportată la fabricanții de profile formate la rece.

Există mai multe tipuri de straturi protectoare folosite pentru bare cu pereți subțiri. Galvanizatul se referă la un strat continuu format practic din zinc pur. Baia de zinc poate fi completat cu aproximativ 0.2% aluminiu, care formează o peliculă subțire pe suprafața oțelului și asigură formarea stratului pur de zinc la exterior. Stratul de zinc rezultat este unul continuu, cu deformabilitate foarte bună, și este excelent ca protecție de sacrificiu.

Există și alte aliaje folosite ca protecție, cum ar fi GALFAN format din 95% zinc și 5% aluminiu care are calități mai bune decât galvanizarea clasică, și GALVALUME, 55% aluminiu, 1.5% silicon cu 43.5% zinc, folosit ca barieră suplimentară peste galvanizare.

Cantitatea de zinc depusă în timpul galvanizării se poate măsura în g/mp sau grosimea stratului în microni. În *TABEL II-2* și *TABEL II-3* se prezintă câteva tipuri de galvanizare și necesarul de zinc recomandat de norme pentru diferite tipuri de oțel.

*TABEL II-2. TIPURI DE PROTECȚIE STANDARDIZATE (AISI, 1996)*

Denumirea	Masa de material pe ambele fețe (g/m <sup>2</sup> )	Grosimea stratului pe o singură față (microni)
<b>Zinc</b>		
G40/Z120	120	8.5
G60/Z180	180	12.7
G90/Z275	275	19.4
<b>Galfan</b>		
GF45/ZGF135	135	9.8
GF60/ZGF180	180	13.3
GF90/ZGF275	275	19.8
<b>Galvalume</b>		
AZ/AZ150	150	20.0

*TABEL II-3. NECESARUL DE GALVANIZARE RECOMANDAT (AISI, 1996)*

	Strat de protecție minim recomandat		
	A 653/A 653 M	A 792/A 792 M	A 875/A 875 M
Element portant	G60/Z180	AZ50/AZ150	GF60/ZGF180
Element ne-portant	G40/Z120	AZ50/AZ 150	GF45/ZGF135

Se poate observa că, necesarul de zinc recomandat este situat în jurul valorii de 150-180 g/m<sup>2</sup> pentru elemente structurale și 120-150 g/m<sup>2</sup> pentru elemente ne-structurale. Bineînțeles tipul de protecție depinde de mediul de exploatare al elementului protejat și în acest sens valorile recomandate pot fi depășite. Cum structura într-o construcție nu este

expusă nici la umezeală nici la mediu atmosferic deosebit de coroziv, galvanizarea asigură protecția elementului pentru perioada de exploatare a construcției.

Ca și în cazul oricărui tip de construcție, infiltrările de apă, condensarea, umiditatea în exces din orice motiv ar accelera deteriorarea structurii, dacă se asigură însă ventilare și întreținere corespunzătoare, umiditatea nu reprezintă un pericol.

Există două mecanisme de protecție prin galvanizare asupra oțelului. Primul mecanism se referă la faptul că, galvanizarea formează un strat continuu, care împiedică accesul umidității la oțelul de bază și prin acesta împiedică coroziunea, fiind similar principiului de la vopsire, unde stratul de vopsea are acest rol. Al doilea mecanism este protecția catodică, unde, din cauza că zincul este mai electronegativ decât oțelul de bază, în cazul deteriorării locale a stratului de protecție (zgârietură etc.), în zona afectată se produce preferențial corodarea zincului, ne-permitând începerea procesului de corodarea a oțelului expus.



A) PROTECȚIE PRIN ZINCARE

B) PROTECȚIE PRIN VOPSIRE

FIGURA II-46. PROCESUL DE COROZIUNE

În FIGURA II-46 se prezintă evoluția coroziunii în cazul protecției prin galvanizare și prin vopsire. Se poate observa o exfoliere a peliculei protectoare în cazul vopsirii și expunerea suplimentară a oțelului, producând un efect de accelerare a corodării.

În afară de cazurile de transport și/sau depozitare ne-corespunzătoare, în practică galvanizarea elementelor este inevitabil deteriorată la îmbinări și suprafețele de tăiere, gradul în care galvanizarea se distruge la îmbinări depinzând de tipul de îmbinare utilizat. Un mod de îmbinare întâlnit îl reprezintă sudura, care, dacă se realizează în puncte, volatilizează zincul de pe o porțiune mică, ne-afectând zonele adiacente, pe când sudura continuă distruge galvanizarea pe o porțiune extinsă. În ambele cazuri se impune refacerea stratului de protecție prin vopsire cu vopsea cu conținut de zinc, sau re-zincare, a doua metodă fiind însă costisitoare și necesitând utilaje speciale, nu este aplicată decât în cazuri de excepție.

În cazul îmbinărilor cu șuruburi nu se poate vorbi de distrugere a stratului protector, problema fiind mai degrabă protecția elementelor de îmbinare, șuruburi, piulițe, șuruburi autofiletante, etc. Protecția acestora se face, deasemenea, pe baza de zincare, s-au prin zincare și un strat protector suplimentar.

## II.8. CONCLUZII

Scopul acestui capitol a fost prezentarea unei viziuni de ansamblu a domeniului de utilizare a profilelor de oțel formate la rece pentru clădiri de locuit, prezentarea situației actuale și problemelor generale care apar.

Domeniul este unul de tradiție, putem spune, în Statele Unite, Japonia și Australia și cu o dezvoltare dinamică în Europa. Avantajele sistemului sunt numeroase, cea ce duce la dezvoltarea spectaculoasă a pieței de case și alte aplicații în majoritatea țărilor din lume. Deși piața Europeană de locuințe are o încărcătură puternic tradiționalistă, avantajele nu pot fi ignorate și segmentul de case cu structură din bare de oțel formate la rece este în creștere și în această zonă.

S-au identificat domeniile potențiale de utilizare: case de locuit unifamiliale, clădiri cu posibilități de modulare, supraetajări, și au fost prezentate sistemele structurale și tehnologiile de realizare mai uzuale. În urma prezentării posibilităților de îmbinare a elementelor de structură, s-au identificat avantajele folosirii îmbinărilor cu șuruburi autofiletante și a unor tehnici noi, cum ar fi îmbinările prin presare care nu deteriorează stratul de galvanizare a barelor de oțel.

În final s-au prezentat problemele specifice din punct de vedere structural, higrotermic, acustic, a rezistenței la foc și a durabilității clădirilor realizate din bare de oțel formate la rece. Proiectarea și realizarea unei astfel de structuri presupune o analiză amănunțită de către ingineri a particularităților din aceste puncte de vedere, și datorită utilizării unor tehnologii noi o atenție sporită la asigurarea calității construcțiilor.

Din punct de vedere higrotermic, se pot realiza performanțe egale sau superioare clădirilor clasice, dacă se asigură eliminarea: (1) punților termice în dreptul elementelor de oțel, (2) limitarea transferului de masă (aer cald) și (3) a pierderilor prin schelet spre zonele reci și fundații. Abordarea câtorva din aceste probleme, considerate implicit rezolvate la clădirile clasice, impune o analiză din partea proiectantului și disciplină din partea executantului.

Performanțe bune de izolare fonică la zgomot aerian pot fi obținute prin asigurarea de etanșeizare a penetrărilor la nivelul pereților, iar la zgomot de impact prin dispunerea de pardoseală flotantă.

De asemenea, prin structura peretelui cu stratificație uzuală se asigură o rezistență la foc a clădirilor de 40 minute, suficientă în majoritatea clădirilor de tip locuință, unde nu se presupun aglomerări importante de persoane. În locurile unde se impune îmbunătățirea performanțelor la incendiu se pot lua măsuri active de combatere prin dispunerea de sisteme automate de avertizare, stingere, etc.

Din punct de vedere al comportării structurale, se poate afirma că, nu apar probleme deosebite la transmiterea încărcărilor verticale ci mai ales la încărcări orizontale din cutremur. Totuși, datorită masei reduse a structurii, performanțele acesteia sunt bune, mai ales la aplicațiile cu un regim de înălțime redus. Comportarea structurilor la cutremur este influențată cel mai puternic de soluția de realizare și modul de distribuire a panourilor de pereți, reducerea forței seismice fiind însă acceptată în mică măsură în norme, datorită considerării structurilor ca structuri nedisipative.

Studii recente apărute în literatura de specialitate indică posibilitatea utilizării în mai mare măsură a capacității post-elastice și ductilității panourilor, pentru a putea mări valoarea factorului de reducere a încărcării la cutremur.

### III. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE PANOURI DE PERETE

#### III.1. INTRODUCERE

După cum s-a arătat în capitolul anterior, performanța la cutremur a unei clădiri din profile de oțel formate la rece cu panouri portante depinde de comportarea panourilor din care este formată structura. Tot acolo au fost prezentate și componentele panourilor care contribuie la performanțele acestuia. Din această cauză, înțelegerea comportării panoului individual este crucială pentru înțelegerea comportării întregii structuri (FIGURA III-1). Parametrii de bază care trebuie considerați la determinarea performanței la cutremur a oricărei structuri sunt: rigiditatea, capacitatea portantă, ductilitatea și capacitatea de disipare a sistemului. Abordarea acestora este urmărită și în cazul structurilor cu panouri de perete.

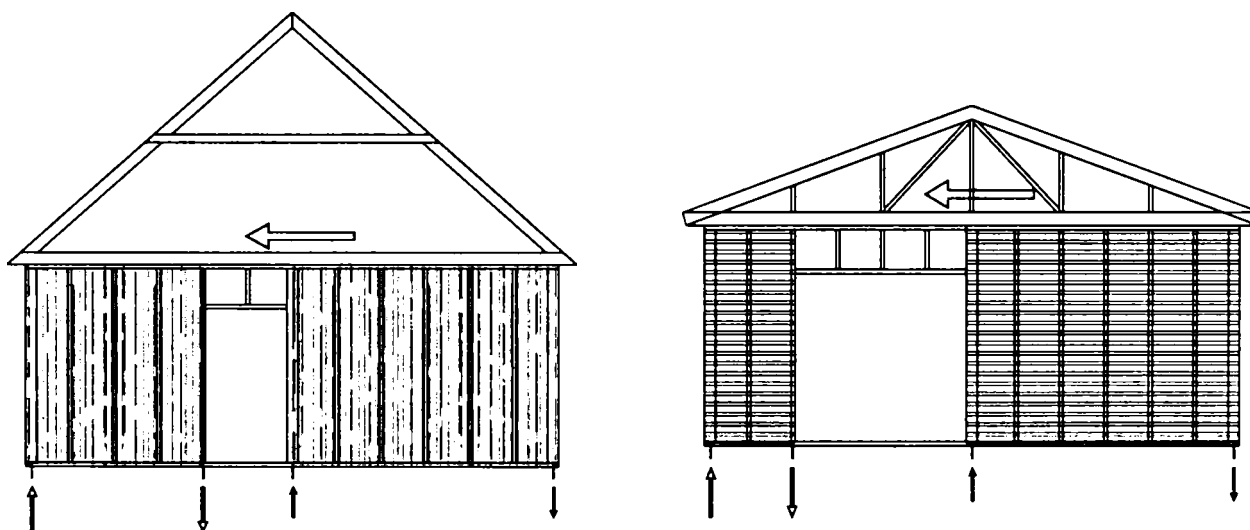


FIGURA III-1. MECANISMUL DE TRANSMITERE A ÎNCĂRCĂRII ORIZONTALE DE PANOUL DE PERETE

Datorită numărului mare de componente care intervin în alcătuirea unui panou (FIGURA III-2) și complexității comportării fiecărei componente, o abordare analitică a comportării, mai ales în domeniul nelinier este dificilă. De aceea, deseori se efectuează încercări experimentale pe panouri la scara 1:1, rezultatele cărora sunt prelucrate și utilizate la calibrarea unor modele de calcul simplificate.

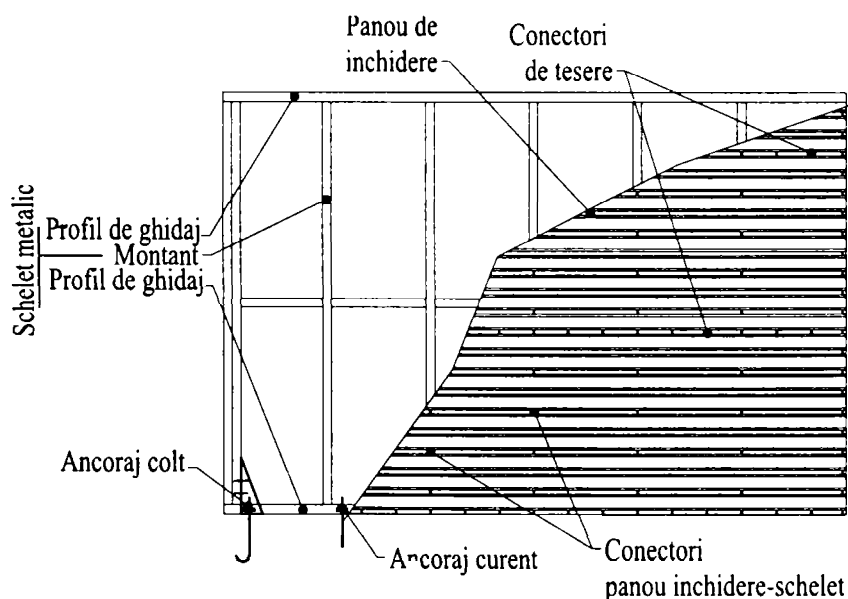


FIGURA III-2. COMPONENTE ALE UNUI PANOUL DE PERETE

### III.2. REZULTATE DIN LITERATURA DE SPECIALITATE

În continuare se încearcă o prezentare sistematizată a rezultatelor cercetărilor experimentale și analitice, atât cu referire la panourile de perete din bare cu pereți subțiri, cât și pentru panourile din bare de lemn.

#### III.2.1. Cercetări efectuate de Tarpy și Girard (1982)

A fost efectuat un program experimental pentru determinarea capacității portante la forfecare a unor panouri de perete în diferite soluții de alcătuire. Obiectivele principale au fost: (1) identificarea efectului diferitelor tehnici de execuție și detalieri asupra capacității portante și (2) determinarea gradului și modului de distrugere datorită deformației orizontale.

Panourile de perete au fost realizate din profile C 88.9x38.1x12.7 cu grosimea materialului de bază 0.91 mm și profile de ghidaj U92.0x38.1 cu grosime identică. Procedura de încercare monotonă a fost în conformitate cu procedeul ASTM E 564-95.

Cedarea tuturor panourilor de perete a fost similară, procesul de degradare fiind inițiat de deformarea locală a profilului de ghidaj la partea inferioară în jurul ancorajului la colțul de perete smuls.

În măsura creșterii încărcării s-a produs fisurarea plăcilor de închidere la colțuri.

Capacitatea portanta a fost cu 25% mai mare la panourile cu plăci din fibre lemnoase (Plywood) față de cele cu plăci de gips carton.

Nu a existat diferență semnificativă între comportarea panourilor la care prinderea montant-profil de ghidaj s-a realizat prin sudură, comparativ cu cele prinse cu șuruburi autofiletante.

Disponerea montanților la intervale de 40.64 față de 60.95 cm a influențat puțin performanțele panourilor, conducând la o ușoară creștere a capacității portante a acestora.

#### III.2.2. Experimente efectuate de Dolan (1989)

Scopul experimentelor a fost dezvoltarea unui model numeric pentru a determina deplasarea orizontală a unui panou de perete cu schelet de lemn, sub efectul încărcărilor orizontale monotone sau ciclice. În prealabil s-au efectuat încercări pentru determinarea caracteristicilor de comportare a conectorilor dintre elemente. La închidere s-au folosit plăci din așchii lemnoase (*Oriented Strength Board* - PAL) și plăci din fibre lemnoase (*Plywood* - PFL). Deoarece produsele autohtone PAL și PFL nu acoperă cu exactitate OSB și Plywood, în continuare se vor folosi OSB și Plywood, ca nume proprii pentru descrierea celor două tipuri de plăci. Dimensiunile panourilor de perete au fost de 2.44x2.44 m, patru dintre ele fiind realizate cu OSB și trei cu Plywood.

Concluziile în urma studiului au fost:

Nu există diferențe esențiale în comportarea îmbinărilor în funcție de direcția fibrelor din placă;

Diferențele de performanță între panourile de perete cu OSB și Plywood sunt nesemnificative;

Rigiditatea inițială a îmbinărilor în OSB și Plywood este identică, dar odată cu creșterea încărcării, rigiditatea îmbinării în placa Plywood scade mai rapid. Similar și capacitatea conectorilor în plăcile Plywood a fost ușor mai scăzută, și descreștea mai rapidă după atingerea forței limită;

Rigiditatea inițială a panoului de perete cu plăci OSB a fost puțin mai mare decât cele ale panourilor cu plăci de Plywood;

Panourile cu Plywood s-au dovedit a fi mai flexibile;

Capacitatea portantă și deplasarea orizontală corespunzătoare a panourilor cu Plywood a fost mai mare;

Concluzia finală a autorului a fost că nu există diferențe esențiale între cele două tipuri de plăci de închidere.

### III.2.3. Încercări și studii efectuate de Sugiyama și Matsumoto (1984)

Încercări experimentale au fost efectuate și de Sugiyama și Matsumoto pe panouri de perete scara 1:3, cu schelet de lemn și închidere cu plăci Plywood cu goluri. Aplicarea încărcării s-a făcut monoton până la atingerea rotirii de nivel (raportul între deplasarea colțului de sus și înălțimea panoului) de 1/60, 1/75, 1/100, 1/150 și 1/300 rad.

Sugiyama introduce conceptul de "sheeting area ratio"  $r$ , indice care măsoară cât din aria totală a panoului de perete este acoperit cu plăci (OSB, Plywood, etc.) și cât reprezintă golurile. Astfel:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{A_o}{H \sum L_i}} \quad (1)$$

unde:  $A_o$  – aria totală a golurilor

$H$  – înălțimea panoului de perete

$L_i$  – lungimea peretelui cu înălțime totală

Pe baza încercărilor efectuate, cei doi cercetători introduc o formulă empirică pentru calculul capacității portante a panourilor de pereți cu goluri, raportată la cea a panoului de dimensiuni identice, dar fără goluri:

$$F_{\text{cu gol}} = \frac{r}{3 - 2r} \cdot F_{\text{plin}} \quad (2)$$

### III.2.4. Experimente efectuate de Tissel (1993)

Scheletul panourilor de perete a fost alcătuit din montanți de oțel, cu grosimi de perete de 1.2, 1.5 și 1.9 mm. (0.047, 0.059 și 0.074 in.), o placă de OSB sau Plywood fiind fixată, cu ajutorul șuruburilor autofiletante, pe una din fețe. La două specimene această fixare s-a realizat cu bolțuri împușcate. Specific acestor panouri era faptul că montanții de capăt erau formați dintr-un singur profil.

Experimentele au fost efectuate conform codului American ASTM E72, la încărcare monoton crescătoare. În majoritatea cazurilor cedarea s-a produs prin flambajul montantului de capăt sau prin rupere în vecinătatea bolțurilor de ancoraj. Rezultatele obținute, transformate în unități SI se prezintă în *TABEL III-1*.

*TABEL III-1. REZULTATE EXPERIMENTALE TISSEL (AISI, 1998)*

Grosime montanți (mm)	Grosimea și tipul plăcii de închidere (mm)	Diametru conectori (mm)	Disponere conectori (mm)	Dimensiune panouri perete (m)	Forța nominală de forfecare (kN/m)
1.88	9.52-Plywood	4.83	101.6/304.8	2.44x2.44	24.30
1.50	9.52-Plywood	4.83	101.6/304.8	2.44x2.44	15.95
1.50	11.11-OSB	4.83	101.6/304.8	2.44x2.44	18.20
1.19	9.52-Plywood	4.16	152.4/304.8	2.44x2.44	10.91
1.19	9.52-Plywood	4.16	101.6/304.8	2.44x2.44	14.00

1.19	11.11-OSB	4.16	76.2/304.8	2.44x2.44	15.98
1.88	15.08-OSB	3.66-bolț	152.4/304.8	2.44x2.44	15.87
1.88	15.87-Plywood	3.66-bolț	101.6/304.8	2.44x2.44	27.21

Observații:

Placate: pe o singură față. Orientarea plăcilor: verticală.

Prin dispunerea conectorilor se înțelege: distanța pe contur/distanța între montanți intermediari.

Montanții folosiți au fost C 88.9x41.27 cu grosimi de 1.19 și 1.50 și C 63.5x41.27 cu grosime de 1.88. S-au folosit profile de ghidaj de grosime identică.

Pentru valoarea de calcul forța nominală se împarte cu coeficientul de siguranță.

### III.2.5. Teste efectuate de Dolan și Johnson (1996)

Încercările efectuate de Dolan și Johnson au avut dublu scop: pe de o parte să valideze rezultatele obținute de Sugiyama iar pe de altă parte să evalueze diferențele între rezultatele obținute din încercări în regim monoton și ciclic.

Au fost încercate panouri de pereți cu dimensiuni de 12.2x2.44 m, cu plăci de închidere de Plywood, dimensiuni și dispunere de cuie identice, dar raport de goluri "r" diferit, existând zece specimene pentru încercări monotone și alte zece pentru cele în regim ciclic. Capacitatea portantă a panourilor de perete a fost determinată ca înscriindu-se în marja de siguranță de 10% față de calculul cu formula lui Sugiyama. Modul de cedare al panourilor a fost cel tipic, de rupere a marginii plăcilor de fibră lemnoasă la prinderile pe contur.

### III.2.6. Încercări efectuate de Serrette (1996)

A fost efectuată o serie de încercări pe panouri de perete din profile C82.55x41.27x0.8, dispuse la 60.96 cm și placate cu OSB sau Plywood, cu scopul de a răspunde la unele întrebări de bază. Prin programul de încercări monotone au fost urmărite următoarele probleme: (1) comparația între rezistența panourilor de perete placate cu OSB și Plywood; (2) efectul orientării plăcilor, orizontal sau vertical; (3) pe baza reducerii capacității portante pe unitatea de lungime placată a peretelui, cum se comportă panourile de 2.44x2.44m față de cele de 2.44x1.22m; (4) care este efectul îndesirii conectorilor; (5) cum se comportă panourile de perete placate cu OSB pe o parte și plăci de gips carton pe cealaltă; (6) cum se comportă panourile de perete cu plăci de gips carton pe ambele părți.

Valorile capacității portante pentru fiecare panou încercat au fost publicate (AISI, 1998), aici făcându-se referire doar la concluziile calitative referitoare la diversele soluții adoptate.

Din comparația OSB – Plywood, reiese că panoul de perete placat cu Plywood de grosime 11.9mm are o capacitate portantă cu 17% mai mare decât panoul placat cu OSB de 11.11mm;

Panourile cu plăci dispuse orizontal au avut o capacitate portantă cu 11% mai mare decât cele cu plăci dispuse vertical;

Din comparația rezultatelor panourilor de lungimi diferite reiese că, capacitatea portantă pe unitate de lungime a unui panou este aceeași;

S-a realizat o serie de patru încercări, la care singurul parametru variabil a fost distanța între conectorii marginali care descreștea de la 15.2 la 5.08 cm. S-a putut obține astfel, o creștere de 2.1 ori a capacității portante a panoului de perete;

Plăcile de gips carton au fost prinse de scheletul metalic cu șuruburi autofiletante la distanțe de 17.8cm. S-a obținut o creștere de 30% a capacității portante, numai în cazul în care plăcile OSB de la exterior au fost conectate rar, la intervale de 15.2cm pe contur și 30.4cm



pe montanții intermediari. La o dispunere mai densă a conectorilor la plăcile OSB, efectul plăcilor de gips carton a fost nesemnificativ;

Panourile de perete placate cu gips carton pe ambele părți au avut o capacitate portantă mult mai mică în comparație cu panourile cu OSB sau Plywood, ele putând fi satisfăcătoare numai în zone cu seismicitate foarte redusă.

S-au efectuat încercări experimentale la încărcări ciclice pentru specimene similare, cu o durată de aplicare a unui ciclu de 1.5s. În aceste condiții s-a urmărit: (1) capacitatea portantă comparativă a panourilor placate cu OSB și Plywood, (2) efectul îndesirii șuruburilor de fixare asupra capacității portante și (3) compararea rezultatelor cu cele obținute din încărcări monotone. Din rezultatele obținute s-au tras următoarele concluzii:

Au fost obținute valori similare ale capacității portante în cazul plăcilor de OSB și Plywood cu aceeași grosime și dispunere a conectorilor;

S-a obținut o mărire a capacității portante de aproximativ 2.3 ori, prin îndesirea conectorilor de la 15.24 la 5.08cm pe contur, păstrând dispunerea pe montanții intermediari la 30.48cm;

Comparativ cu rezultatele obținute din încercările în regim monoton, se observă o scădere a capacității portante la 0.76 din valoarea inițială (în medie).

### III.2.7. Încercări efectuate de Serrette (1997)

Încercările monotone și ciclice s-au efectuat pe panouri de perete din montanți din profile C82.55x41.27 dispuse la intervale de 60.96 cm și montanți de capăt dublați. Panourile de perete au fost placate cu plăci OSB și Plywood, și au fost echipate cu benzi de contravântuiri în cruce și diafragmă de tablă din oțel. Scopul a fost completarea seriilor de încercări pe panouri de perete cu OSB și Plywood, respectiv obținerea unor date referitoare la panouri cu raport lungime/înălțime mare, și cele cu contravântuiri în cruce.

Specimenele au inclus panouri de perete cu plăci de OSB, raport lungime/înălțime 1:4, cu conectorii dispuși pe contur, la intervale de 5.08; 10.16 și 15.24 cm;

Contravântuirile în cruce s-au realizat din benzi de oțel de lățime 11.43, respectiv 19.05 cm și grosime de 0.83 mm, aplicate pe panouri de perete cu raport de dimensiune 1:2;

Panourile de perete cu diafragmă tablă de oțel au fost realizate în variantele de raport 1:2, 1:4 cu tablă cu grosime de 0.46 și 0.68 mm. Dispunerea șuruburilor pe contur a fost la intervale de 10.16 respectiv 15.24 cm.

Rezultatele obținute au condus la următoarele concluzii:

În cazul panourilor de perete cu OSB deplasarea orizontală maximă (la cedare) a depășit 5 cm. Restul rezultatelor confirmă concluziile din studiul lui Serrette din 1996;

În cazul panourilor de perete cu contravântuiri, folosind benzi de lățime 11.43 cm, cedarea s-a produs prin flambajul montanților de capăt, iar la lățimea de 19.05 cm prin cedarea locală a profilului de ghidaj superior și a montantului de capăt, fenomenul fiind accentuat de excentricitatea prinderii contravântuirii. Capacitatea benzii de oțel depășește valoarea evaluată prin limita de curgere, lucru care trebuie avut în vedere la dimensionarea prinderilor acesteia. Deplasările maxime, înregistrate la cele două tipuri de contravântuiri, au fost 1.78 și 2.08 cm respectiv;

În cazul diafragmei de tablă din oțel distrugerea s-a produs prin ruperea foii de tablă în lungul conectorilor de pe contur, capacitatea portantă a panoului putând fi mărită prin îndesirea prinderilor sau mărirea grosimii tablei de oțel, la o dispunere similară de șuruburi capacitatea portantă fiind de ordin de mărime similar cu cea constatată la panourile cu OSB.

Procedeul adoptat pentru setul de experimente supuse la încărcare ciclică a fost similar cu cel descris în cazul încercărilor lui Serette din 1996, dar viteza de aplicare a încărcării a fost mărită la 1 sec/ciclu. Concluziile rezultate în urma setului de încercări:

În cazul folosirii montanților din tablă de 1.1 mm modul de cedare preponderent a fost cel prin smulgerea peste capul șurubului, capacitatea portantă obținută la panourile de perete cu Plywood fiind cu 6-16% mai mare decât la cele cu OSB;

În cazul folosirii montanților cu grosimea de perete 1.37 mm, a apărut modul de cedare prin forfecarea șurubului și a crescut capacitatea portantă cu 15%;

Pentru panourile de perete cu raport dimensional 1:2, modul de cedare observat a fost similar cu cel de la încercările în regim monoton;

Și în cazul panourilor cu contravântuiri în cruce modul de cedare a fost similar cu cel de la panourile încercate în regimul monoton, capacitățile portante pentru cele două lățimi ale benzii fiind similare datorită dispunerii excentrice a contravântuirii;

În cazul panourilor cu diafragmă din tablă de oțel, cedarea s-a produs prin distrugerea șuruburilor de pe contur, printr-o combinație de smulgere din montant și ruperea tablei diafragmei.

### III.2.8. Încercări statice la NAHB Research Center (1997)

Folosind dimensiunile panourilor încercate de Dolan pe schelet de lemn, au fost realizate patru specimene folosind bare de oțel cu pereți subțiri, cu grosimea materialului de bază de 0.84 mm, dispuse la 60.96 cm.

Panourile au fost realizate conform practicii uzuale din Statele Unite, pe exterior fiind placate cu plăci de OSB de dimensiuni 1.22x2.44 m, cu grosime de 11.1 mm și fixate la intervale de 10.16 respectiv 15.24 cm. Pe interior panourile au fost placate cu gips carton de dimensiuni similare având grosimea de 12.7 mm și fixate la intervale de 17.78 și 25.4 cm. (FIGURA III-3) (AISI, 1997)

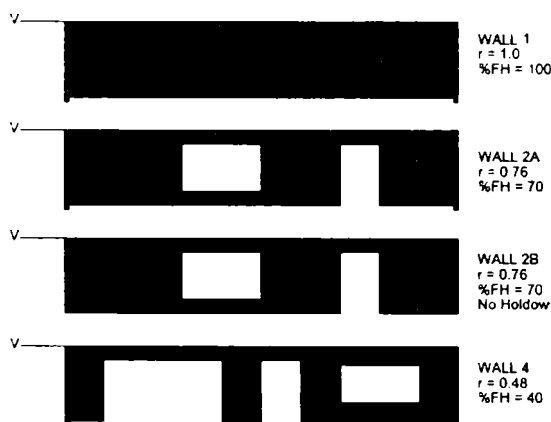


FIGURA III-3. PANOURI ÎNCERCATE LA NAHB

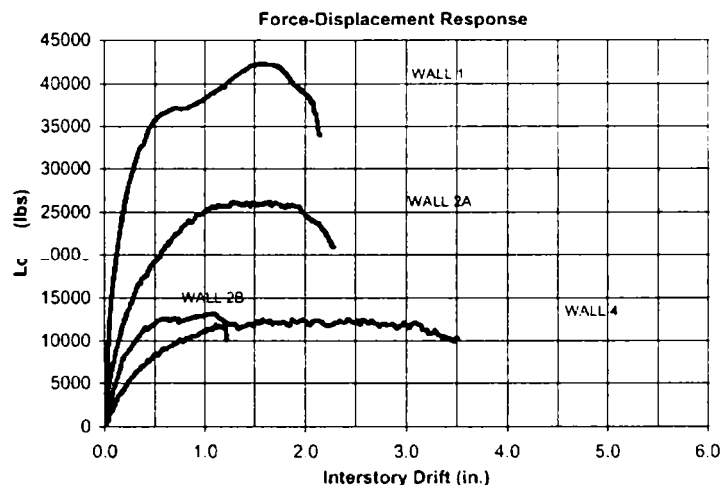


FIGURA III-4. CURBA CARACTERISTICĂ

În curbele caracteristice (FIGURA III-4), se poate observa o comportare liniară cu o rigiditate ridicată la încărcări mici, și că formula lui Sugiyama apreciază acoperitor capacitatea portantă a panourilor, propunându-se o nouă formulare derivată din aceste rezultate. O concluzie importantă a studiului a fost că, mecanismul de cedare întâlnit la panourile de perete cu schelet metalic este identic cu cel cunoscut de la panourile cu schelet de lemn.

### III.2.9. Studii efectuate de Gad, Duffield și Hutchinson

Programul experimental a debutat prin încercări efectuate pe panouri de perete cu dimensiuni de 2.4x2.4m, fără închideri laterale, echipate cu contravântuiri în cruce din foi de

tablă de 1x25mm (GAD, 1999). După cum se poate observa în FIGURA III-5 panourile de perete au fost realizate după schema obișnuită în practică, o grindă de 350kg de beton fiind fixată la partea superioară a panoului de perete pentru simularea masei în caz de cutremur.

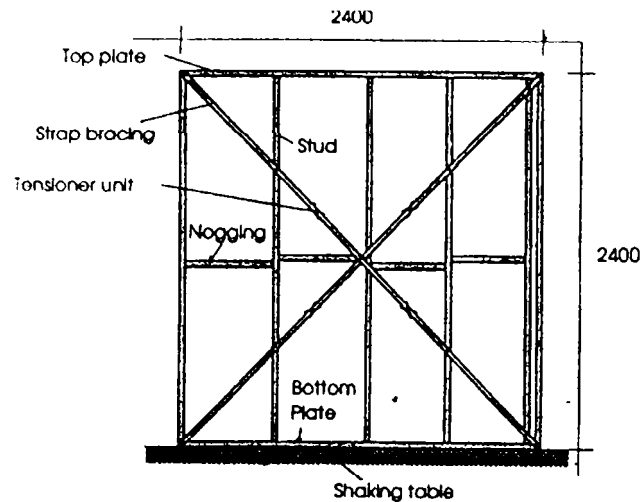


FIGURA III-5. PANOURI ÎNCERCATE LA MELBOURNE

Performanțele panoului de perete au fost guvernate de proprietățile contravânturilor în cruce și de tipul elementului de întindere (*tension unit*) folosit, în cazul încărcării statice cedarea fiind produsă de distrugerea prin forfecare a șuruburilor autofiletante la capătul contravânturii.

În regim dinamic, panourile au fost supuse înregistrării cutremurului El Centro, scalată la diferite nivele de intensitate. Distrugerii semnificative, incluzând plastificări în sistemul de contravântuire și lunecări în grupul de șuruburi la nivelul de fixare al acestora, s-au produs la intensități ale înregistrării de până la de două ori mai mari față de intensitatea reală a cutremurului.

În urma încercării s-a sintetizat concluzia că performanțele panourilor sunt guvernate de performanțele contravânturii și că tipul prinderii (șuruburi sau sudură) între montanți și profilul de ghidaj nu influențează comportarea.

În următoarea fază (GAD, 1999) încercările s-au efectuat pe specimene sub forma unei încăperi de dimensiuni 2.3x2.4x2.4m, fiind necesară efectuarea de încercări pe elemente spațiale deoarece prezența și tipul închiderilor de colț influențează în mod cert performanțele unei structuri în ansamblu, și deci este necesară includerea unor asemenea detalii în model.

Pentru a simula masa concentrată s-a folosit o placă de beton de 2300kg, ceea ce presupune că planșeul încăperii este rigid în planul lui, respectându-se deci condiția de diafragmă rigidă impusă în zone seismice. Încăperea a fost construită la Universitatea din Melbourne, pe o masă vibrantă pe două direcții, toate componentele și detaliile folosite fiind cele standard, în afară de ancoraje care au fost supradimensionate pentru a evita o eventuală cedare prin smulgere în zona acestora. Încercările s-au efectuat în diferite stadii de finisare ale încăperii, după cum urmează:

Faza 0: Pereți fără închideri laterale și fără contravânturii;

Faza 1: Pereți fără închideri laterale dar cu contravânturii în cruce montate;

Faza 2: Pereți cu închideri de plasterboard fără contravânturii în cruce;

Faza 3: Pereți cu închideri și contravânturii în cruce;

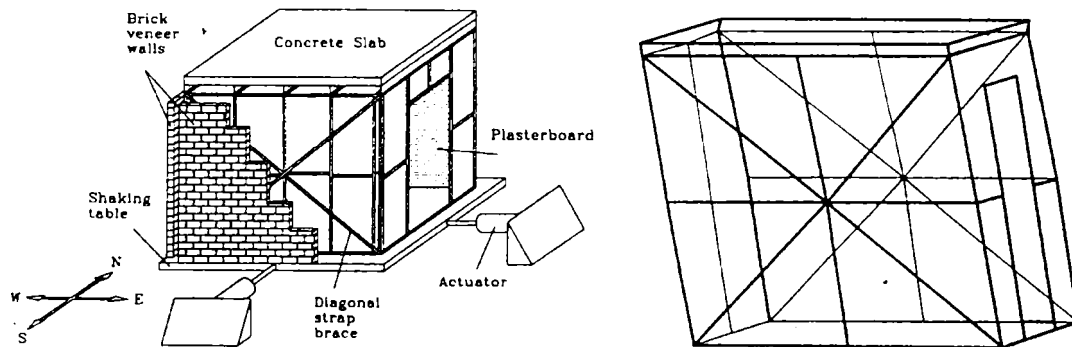
Faza 4: Pereți cu închideri și contravânturii pe direcția E-W, cu pereți ornamentali de zidărie.

Au fost efectuate încercări statice și dinamice pentru identificarea: curbei caracteristice la forțe horizontale, a ductilității și a capacității de disipare a energiei, pentru încărcare folosindu-se înregistrarea El-Centro, datorită efectului puternic pe care aceasta îl are asupra structurilor cu perioadă de vibrație aferentă modelului încercat (în jur de 0.2s). Au fost măsurate frecvența (perioada) proprie de vibrație și amortizarea pentru cele patru cazuri, care sunt prezentate în *TABEL III-2*.

*TABEL III-2. FRECVENȚA DE VIBRAȚIE ȘI AMORTIZAREA*

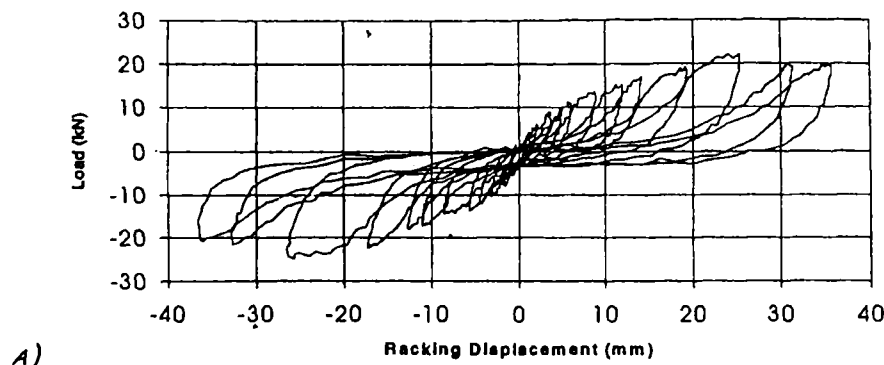
	Direcția E-W	
	Frecvența de vibrație (Hz)	Amortizarea (%)
Faza 1	3.85	4.2
Faza 2	4.10	8.2
Faza 3	4.45	10.3
Faza 4	4.00	10.0

Analizând rezultatele se pot trage unele concluzii referitoare la caracteristicile dinamice ale structurii astfel: structura placată cu plasterboard are o rigiditate laterală mai mare și o amortizare dublă față de faza inițială cu contravântuiri în cruce. În același timp în Faza 3, structura devine și mai rigidă, crescând și amortizarea, datorită efectului de suprapunere a aplicării contravântuirilor în cruce împreună cu panourile de plasterboard. În toate cazurile modul de vibrație semnificativ a fost găsit cel prezentat în *FIGURA III-6*, identic cu cel al unui pendul cu un singur grad de libertate.



*FIGURA III-6. SPECIMENUL ȘI MODUL DE VIBRAȚIE SPECIFIC ÎN TOATE FAZELE*

Încărcarea ciclică a fost aplicată în pași de 1mm de la 1 la 8mm, după care s-a aplicat câte un ciclu de 10,12,16 și 20mm consecutiv. Curbele histeretice observate în cele patru faze au caracteristici asemănătoare, cu efecte de lunecări (*pinching*) importante în ciclurile de încărcare subsecvente (*FIGURA III-7*).



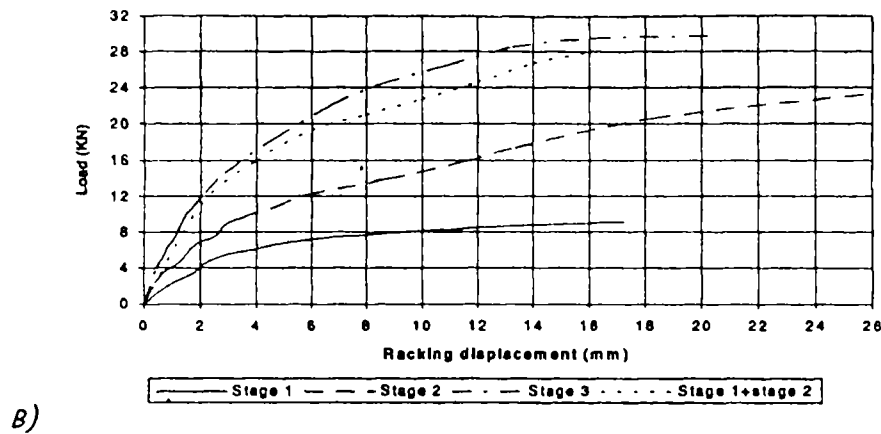


FIGURA III-7. CURBA HISTETICĂ TIPICĂ (A) ȘI ÎNFĂȘURĂTOARE PENTRU CELE TREI FAZE (B)

În baza încercărilor experimentale și a analizelor numerice efectuate, se estimează valoarea factorului de reducere a încărcărilor seismice datorită comportării post-elastice a structurii între 2.3 și 17.5. Parte din acesta se datorează ductilității (1.5-3.5) iar parte capacității portante post-elastice (1.5-5). Pentru determinarea acestui factor s-a folosit accepțiunea din codul american, care definește factorul „q” (R) ca fiind compus din factorul datorat ductilității ( $R_d$ ) și factorul datorat capacității suplimentare post-elastice ( $\Omega$ ).

### III.2.10. Studii efectuate în Japonia, de Kawai

Încercări experimentale au fost combinate cu simulări numerice de cercetători Japonezi, pentru a lua în considerare caracteristicile hysteretice reale ale panourilor și pentru a evidenția valori ale factorului de reducere a încărcărilor seismice (q) pentru practică (KAWAI, 1997). Prin teste de vibrații s-au evidențiat valori relativ mari ale amortizării, datorate închiderilor interioare și exterioare. Conform testelor, o valoare a amortizării de 6% a fost acceptată pentru calculul seismic. De asemenea, o limită a rotirii, la nivel de 1/50 rad, a fost sugerată pentru cutremure severe. În faza de analiză cu element finit, o structură de casă a fost supusă la două intensități de cutremure. Performanțele structurii au fost foarte bune la intensitatea maximă a cutremurului ajungându-se la o rotire de nivel de maxim 1/300 rad. Chiar și în cazul lungimii de panou de perete portant minim, rotirea orizontală nu a depășit 1/60 rad.

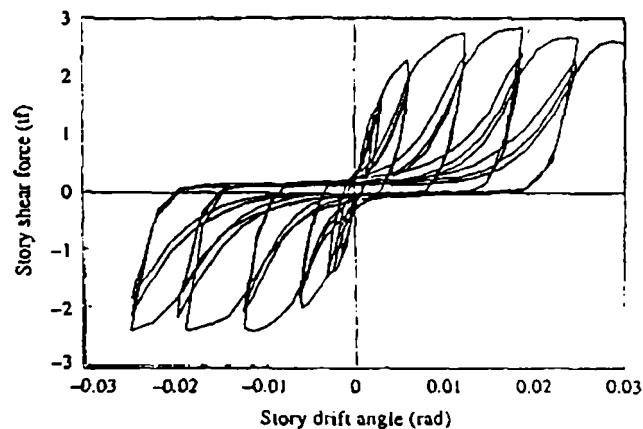


FIGURA III-8. COMPORTAREA HISTERETICĂ TIPICĂ A PANOULUI (KAWAI, 1999)

### III.2.11. Studii efectuate la Neapole

Încercări experimentale și analiză cu element finit au fost combinate și de cercetători Italiani (DE MATTEIS, 1998) pentru studierea comportării pereților din panouri sandwich, atât la clădiri cu un singur nivel, cât și la clădiri multietajate. S-au efectuat șase încercări monotone și șase încercări ciclice pe panouri de perete scara 1:1. Aceste încercări au fost completate cu

încercări pe îmbinările panourilor și s-au realizat modele numerice pentru a putea reda comportarea în regim monoton a panourilor. În stadiul final s-au realizat modelări dinamice, folosind înregistrări de cutremure, pe modele de clădiri reale, care integrau panouri de perete. Conform rezultatelor cercetării efectul de diafragmă poate înlocui contravântuirile clasice numai în cazul clădirilor joase și în zone cu seismicitate mică. La cadre multietajate panourile pot fi folosite doar pentru a împărți forța orizontală între panouri și structura cadrului.

### III.2.12. Moduri de cedare observate

În urma studiului literaturii de specialitate, în ceea ce privește încercările pe panouri de perete cu schelet metalic placate cu plăci pe bază de fibre lemnoase și gips carton, se pot trage concluzii referitor la parametrii principali care influențează comportarea, respectiv la modul de cedare.

Un mod de cedare fragil și de aceea periculos în caz de cutremur, se poate produce prin smulgerea sau forfecarea ancorajelor, respectiv cedarea elementelor care conectează elementul de ancoraj de scheletul panoului (FIGURA III-9). Fiind un mod de cedare ne-ductil, în practică se urmărește evitarea lui prin supradimensionarea zonei ancorajului, pentru ca acesta să rămână în domeniul elastic.

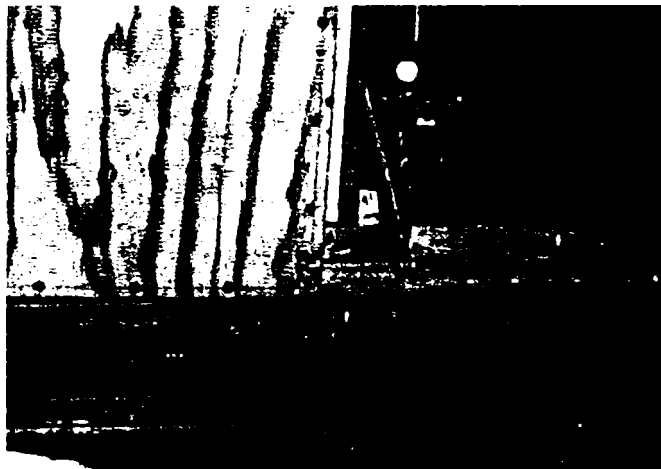


FIGURA III-9. CEDARE PRIN DISTRUGEREA ZONEI ANCORAJULUI

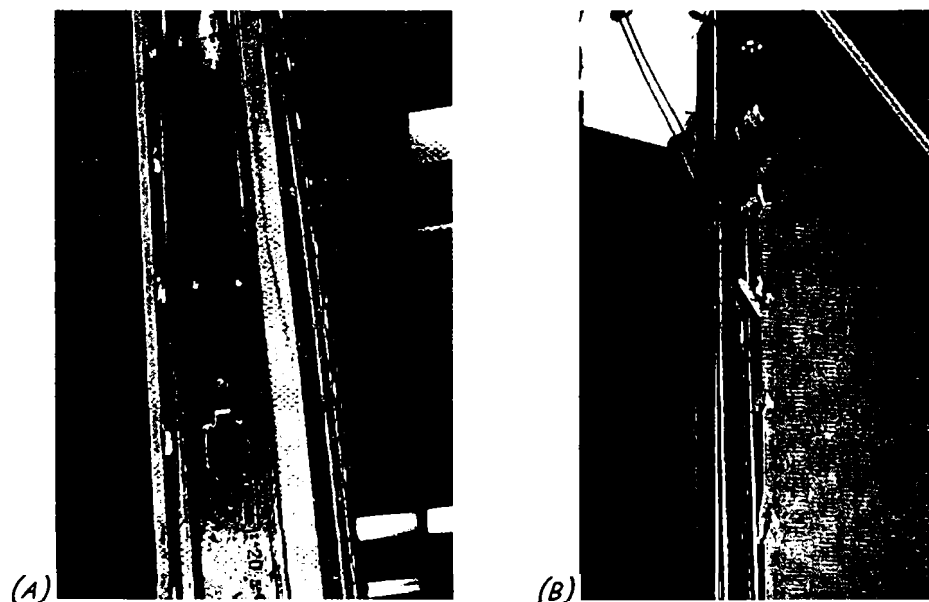


FIGURA III-10. DISTRUGERE PRIN SMULGERE PESTE CAPUL ȘURUBULUI

Alt mod de cedare se produce prin distrugerea prinderii între plăcile de închidere și scheletul metalic al panoului de perete. Deoarece rezistența metalului este mult mai mare decât cea a

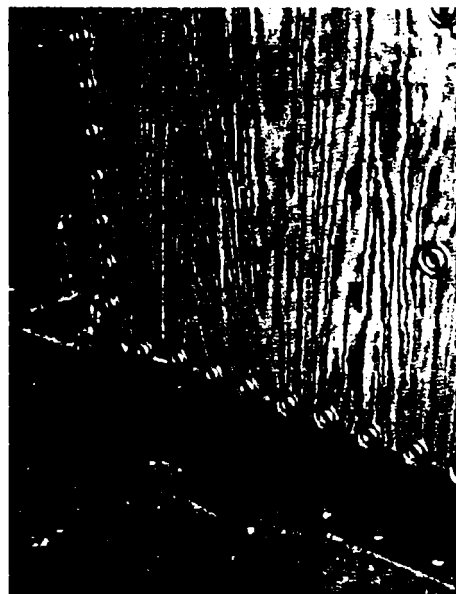
plăcilor de închidere, distrugerea se produce sau prin strivirea materialului plăcii sau eventual prin forfecarea tijei șurubului. Un exemplu de distrugere prin smulgerea plăcii de închidere peste capul șurubului este prezentat în *FIGURA III-10 (A)*, și este întâlnit mai ales în cazul folosirii plăcilor din fibre lemnoase, care au o rezistență mai mare în comparație cu plăcile de gips carton.

Similar, în cazul folosirii plăcilor din gips carton, cedarea se produce la nivelul îmbinării între plăci și scheletul panoului, mai des întâlnit fiind modul de cedare prin ruperea marginii plăcii prezentat în *FIGURA III-10 (B)*. În majoritatea cazurilor cedarea la nivelul îmbinărilor se produce mult înainte ca plăcile de fibră lemnoasă să-și fi epuizat capacitatea portantă, ceea ce face improbabilă apariția altor tipuri de cedare în plăcile de închidere.

Un alt mod de cedare este cel prezentat în *FIGURA III-11*, prin voalarea locală a montantului vertical din dreptul ancorajului de colț de la partea comprimată. Cedarea se evită în practică prin dublarea montanților la capetele panourilor de perete și în dreptul ancorajelor unde se leagă contravântuirile.



*FIGURA III-11. CEDARE PRIN VOALAREA LOCALĂ A MONTANTULUI*



*FIGURA III-12. ȘURUBURI CU ȘAIBĂ MĂRITĂ*

După cum se poate deduce, principalul mod de cedare al panourilor de perete este prin distrugerea îmbinării între placa de închidere și scheletul metalic. Pentru a mări capacitatea portantă a panoului se poate proceda la mărirea diametrului șuruburilor, la îndesirea acestora sau la mărirea diametrului șabei (*FIGURA III-12*), caz în care modul de cedare probabil devine forfecarea tijei șurubului de fixare.

### *III.3. DESCRIEREA PROGRAMULUI EXPERIMENTAL*

Pentru a completa cunoștințele asupra comportării panourilor de perete din bare de oțel formate la rece și pentru a le extinde la soluțiile uzuale întâlnite în România, la Facultatea de Construcții și Arhitectură din Timișoara s-a realizat un program experimental pe panouri de perete. Programul a fost întreprins în laboratorul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor și a cuprins 15 specimene de panouri de perete supuse la forfecare, având schelet de oțel identic și soluții de închidere diferite, dimensiunea panourilor fiind de 3.60x2.44m.

Scheletul de oțel s-a realizat din profile formate la rece, zincate, produse de firma Lindab. Montanții au fost formați din câte un profil C150/1.5 (C150x47x41x15-1.5) așezat la intervale de 600 mm, montanții de capăt și cei din vecinătatea golurilor de ușă fiind dublați. Montanții

au fost așezați în profile de ghidaj U155/1.5 (U150x55-1.5), profile așezate atât la partea superioară cât și cea inferioară (FIGURA III-13).

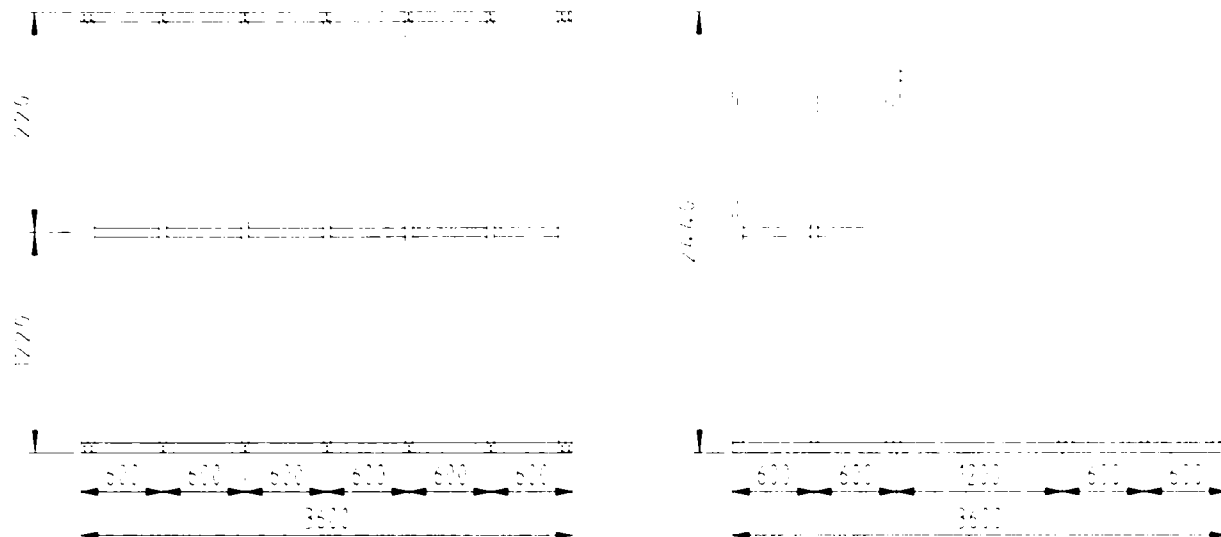


FIGURA III-13. DIMENSIUNILE PRINCIPALE ALE SCHELETULUI DE PANOU

Închiderea laterală s-a realizat din tablă cutată LTP20/0.5, respectiv plăci de gips carton pe partea interioară (unde este cazul) și au existat variante de panou de perete realizate cu contravântuiri în cruce. Variantele de panou considerate sunt prezentate în TABEL III-3, atât ca mod de alcătuire cât și ca mod de încărcare.

TABEL III-3. VARIANTE DE PANOU EXAMINATE

Seria	Nume	Schema panoului	Placare	Modul de încărcare	Viteza de încărcare	Nr. de specimene
0	FN-1		-	Monoton	1cm/min	1
I	I-1		Tablă cutată LTP 20/0.5	Monoton	1cm/min	1
	I-2			Ciclic	6min/cic	1
	I-3				3min/cic	1
II	II-1		Tablă cutată LTP 20/0.5 + Gips Carton Interior	Monoton	1cm/min	1
	II-2			Ciclic	6min/cic	1
	II-3				3min/cic	1
III	III-1		-	Monoton	1cm/min	1
	III-2			Ciclic	3min/cic	1
IV	IV-1		Tablă cutată LTP 20/0.5	Monoton	1cm/min	1
	IV-2			Ciclic	6min/cic	1
	IV-3				3min/cic	1
OSB I	OSBI-1		Plăci OSB 10 mm	Monoton	1cm/min	1
	OSBI-2			Ciclic	3min/cic	1
OSB II	OSBII-1		Plăci OSB 10 mm	Monoton	1cm/min	1
	OSBII-2			Ciclic	3min/cic	1



Prinderile în panou au fost realizate cu ajutorul șuruburilor autoperforant-autofiletante. Astfel, prinderile scheletului s-au realizat cu șuruburi SL4-F-4.8x16 (4.8 mm), prinderile tablelor cutate de schelet s-a realizat cu șuruburi SD3-T15-4.8x22 (4.8 mm), iar țeserea tablelor cu șuruburi SL2-T-A14-4.8x20 (4.8 mm).

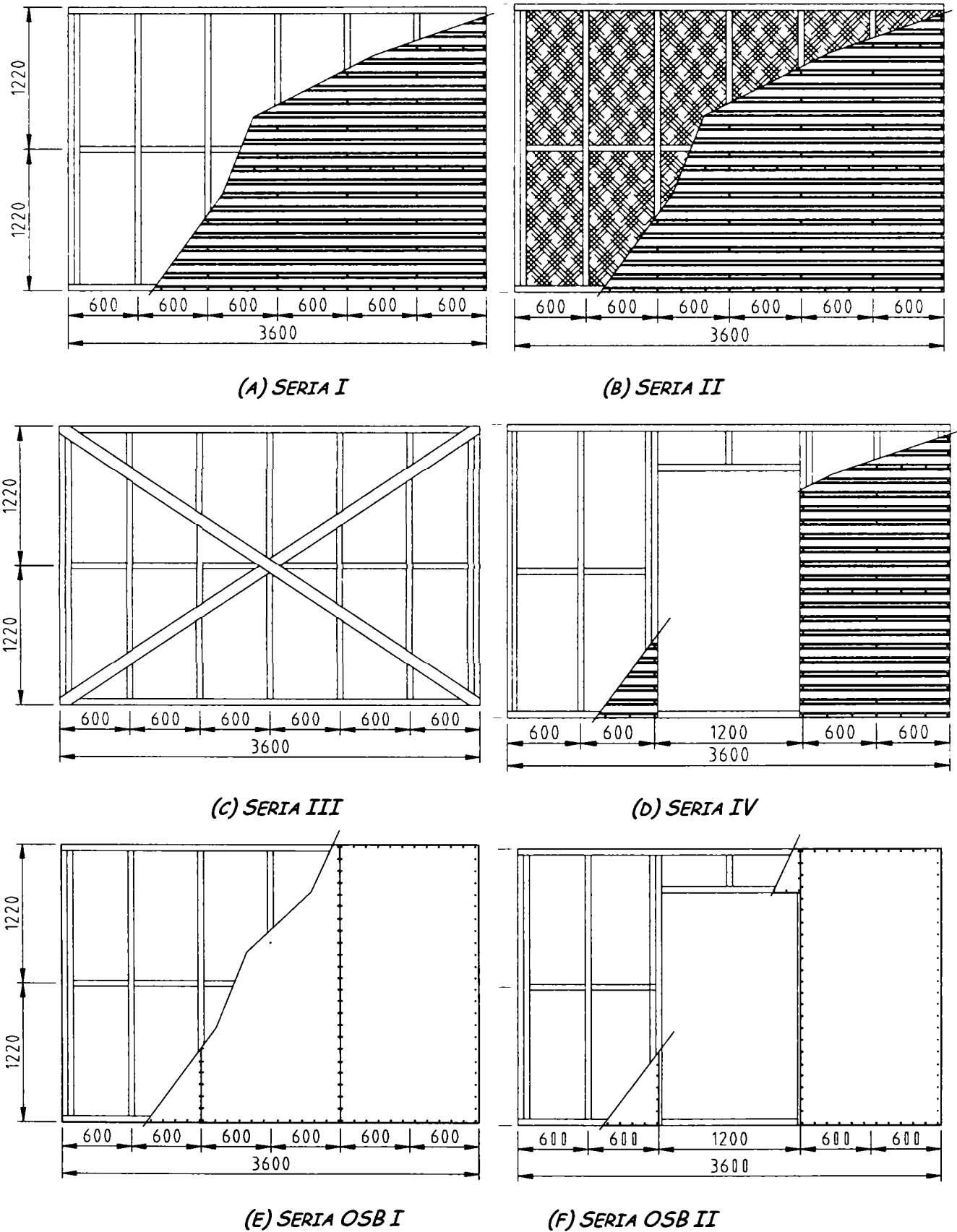


FIGURA III-14. SCHEMELE PANOURILOR, CU DIFERITE ÎNCHIDERI

Schema de prindere a fost cea recomandată de firma Lindab, adică prindere în fiecare cută a tablei la margine și prindere la fiecare a doua cută pe montanții intermediari. S-au dispus câte două șuruburi de țesere pe intervalul dintre montanți, adică la aproximativ 200mm.

Plăcile de gips carton au fost furnizate de către firma KNAUF, și fixarea lor s-a realizat în conformitate cu practica firmei, la intervale de 250mm pe fiecare montant vertical. Fiecare panou de perete a fost acoperit cu câte trei plăci de gips carton de 1200x2440 mm așezate vertical.

Contravânturi în cruce s-au dispus la trei dintre panouri, folosindu-se benzi de oțel de dimensiunea 110x1.5mm pe ambele fețe ale panoului. Benzile au fost fixate de scheletul panourilor la capete, cu șuruburi autofiletante SL4-F-4.8x16 (d=4.8mm) și SD6-T16-6.3x25 (d=6.3mm). Numărul șuruburilor s-a determinat în așa fel încât cedarea să se realizeze prin curgerea benzii și nu prin cedarea prinderilor, asigurându-se astfel o ductilitate mai mare.

Plăcile de OSB au fost așezate pe scheletul metalic în poziție verticală, similar cu plăcile de gips carton. Plăcile cu dimensiuni de 1200x2440mm și grosime de 10mm, au fost fixate de schelet cu ajutorul unor șuruburi autofiletante cu cap înecat cu diametrul d=4.2mm, la intervale de 10.5 cm pe montanții intermediari și 21 cm pe montanții de pe mijlocul plăcii OSB. Scopurile programului experimental au fost:

- Comparația între comportarea în regim static și ciclic, din punct de vedere al disipării;
- Să se confirme rezultatele privind efectul plăcilor de gips carton asupra capacității de disipare;
- Studiul efectului golurilor;
- Comparație între comportarea panourilor de perete cu contravânturi clasice și cele utilizând efectul de diafragmă;
- Să se obțină informații primare pentru calibrarea unui model numeric.

#### III.4. ARANJAMENTUL EXPERIMENTAL

Standul experimental, cu cadrul de încercare și panoul montat este prezentat în *FIGURA III-15*. Pentru încărcarea panourilor s-a utilizat un actuator (A) de 50 t (marca Quiri), montat orizontal, care transmitea forța părții superioare a panoului (STT) printr-un braț de pârgie (VC). Măsurarea forței s-a realizat prin intermediul unui captor de forță de 10t (LC) la nivelul transmiterii forței la panou. Conducerea încercării s-a efectuat cu ajutorul unității de comandă Quiri, care echipează standul pentru încercări statice și dinamice din Laboratorul CMMC (CEMSIG) de la UP Timișoara.

În diferite ipostaze ale programului de încercări au fost utilizați captori de deplasare așezați în diferite poziții (*FIGURA III-15*). Cele mai importante deplasări monitorizate pe parcursul încercării au fost deplasarea orizontală la partea superioară a panoului (H1, H2), măsurată prin intermediul a cinci captori (PSS1, PSS2, PSD1, PSD2 și PSSC), și deplasarea orizontală de lunecare, la partea inferioară a panoului (PJS și PJD). În afară de aceste valori fundamentale, în funcție de tipul panoului, au mai fost montați și alți captori.

Achiziția de date s-a realizat cu ajutorul unui sistem automatizat de citire HP Data Acquisition System 3852A cu 40 de canale.

Într-o primă fază au fost efectuate încercările monotone, cu controlul deplasării, cu o viteză de încărcare la actuator de 1cm/min. Pe baza curbei forță-deplasare obținute s-a determinat rigiditatea inițială ( $K_0$ ) ca fiind rigiditatea secantă până la nivelul de forță 0.4 din forța maximă ( $F_{max}$ ). Deplasarea elastică convențională ( $\Delta_{el}$ ) s-a determinat conform recomandărilor (ECCS, 1985), ca fiind punctul de intersecție între linia de rigiditate inițială ( $K_0$ ) și linia tangentă la curbă cu o rigiditate  $0.1K_0$  (*FIGURA III-16*).

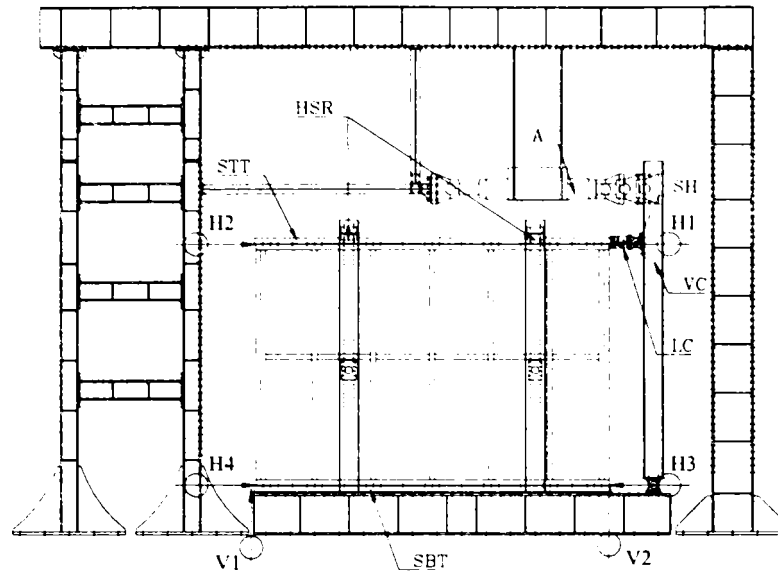


FIGURA III-15. STANDUL EXPERIMENTAL

Pe baza deplasării elastice convenționale s-au determinat amplitudinile de deplasare pentru încercarea ciclică. Urmărind recomandările ECCS (ECCS, 1985) s-a folosit următorul regim de încercare ciclică:  $\frac{1}{4} \Delta_{el}$ ,  $\frac{1}{2} \Delta_{el}$ ,  $\frac{3}{4} \Delta_{el}$ ,  $1 \Delta_{el}$ ,  $2 \Delta_{el}$ ,  $2 \Delta_{el}$ ,  $2 \Delta_{el}$ ,  $4 \Delta_{el}$ ,  $4 \Delta_{el}$ ,  $4 \Delta_{el}$ ,  $6 \Delta_{el}$ ,  $6 \Delta_{el}$ ,  $6 \Delta_{el}$ , ..., până la cedarea panoului sau scăderea semnificativă a capacității portante. Viteza de încărcare a fost de 6min/ciclu pentru primul specimen încercat ciclic și 3min/ciclu la al doilea, respectiv 3min/ciclu dacă a existat un singur specimen încercat în regim ciclic.

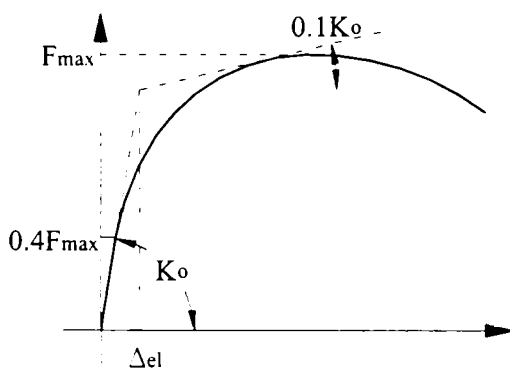


FIGURA III-16. DETERMINAREA LIMITEI ELASTICE

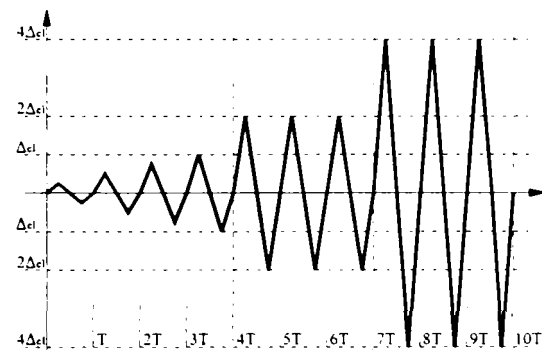


FIGURA III-17. REGIM DE ÎNCERCARE CICLIC

### III.5. DERULAREA PROGRAMULUI EXPERIMENTAL

#### III.5.1. SERIA O – Specimen FN-1

Scopul încercării a fost acela de a determina proprietățile unui schelet de perete fără închideri. Pentru a înțelege comportarea specimenelor placate, și pentru a putea identifica aportul plăcilor de închidere este important să se determine valori inițiale doar pentru schelet. Bineînțeles, comportarea scheletului se apropie de aceea a unui mecanism, atât rigiditatea inițială cât și capacitatea portantă fiind foarte mici. În decursul încercării s-a avut în vedere ca deplasarea laterală să nu fie prea mare pentru a nu deteriora scheletul care urma să fie reutilizat (FIGURA III-19).

Încărcarea a fost transmisă monoton cu viteza de 1cm/min până deplasarea orizontală la partea superioară a panoului a ajuns la +35mm, apoi panoul a fost readus la poziția de echilibru și la -35mm (FIGURA III-18). Cum se poate observa, după o valoare inițială mai mare rigiditatea panoului scade la o valoare foarte mică (12.2N/mm), capacitatea portantă ajungând la doar 1000N.

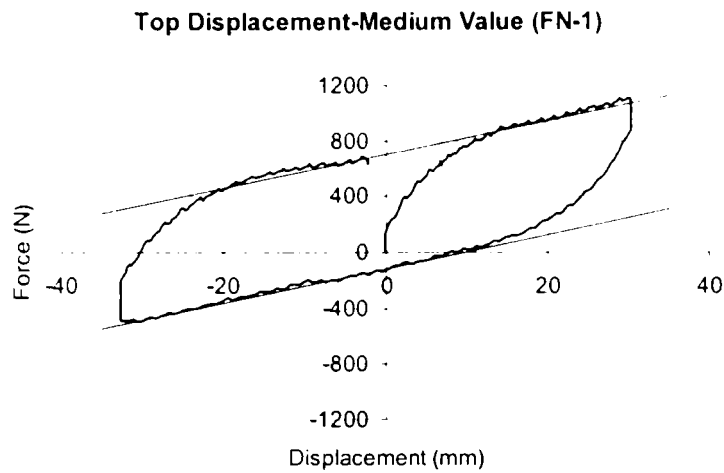


FIG. RA III-18. CURBA EXPERIMENTALĂ PENTRU SCHELETUL PANOULUI DE PERETE



FIGURA III-19. IMAGINE SCHELET

După terminarea experimentului scheletul de panou a fost inspectat și nu s-au găsit urme de deteriorare. Se poate concluziona că scheletul are doar contribuții minore la comportarea panoului de perete placat.

### III.5.2. SERIA I - Specimenul I-1

Specimenul I-1 a fost încărcat în primă fază, și fiind prima tentativă de încercare, au apărut probleme tehnice care au trebuit apoi remediate. La un nivel scăzut al încărcării s-a observat torsionarea (flambajul prin răsucire încovoiere) stâlpului pendular, care transmitea forța de la actuator la panou. De asemenea s-a constatat că sistemul de ancorare la colțuri este insuficient, și au apărut deformații elastice mari ale profilului U150/1.5, acesta ridicându-se de pe bază. Pe de altă parte s-a observat că articulația care realiza legătura prin captorul de deplasare a avut deplasare pe verticală, fiind necesară schimbarea ei în articulație glisantă.

În condițiile în care nu s-a ajuns la o încărcare prea mare, încercarea a fost oprită până la remedierea problemelor semnalate. Panoul de perete nu arăta distrugerii vizibile și deplasarea remanentă după descărcare a fost de 0.7 mm.

Încercarea a fost reluată și panoul a fost încărcat în regim static monoton, cu viteza de aplicare a solicitării de 10mm/min, până la epuizarea capacității de deplasare a montajului (180 mm). Primele deteriorări ale panoului au fost observate la prinderile de colț ale acestuia, în zona de ancoraj de jos, fiind deformat din cauza forței de smulgere (FIGURA III-20). După acest stadiu a urmat apariția deformațiilor de distorsiune la ambele capete a foilor de tablă cutată (FIGURA III-21).

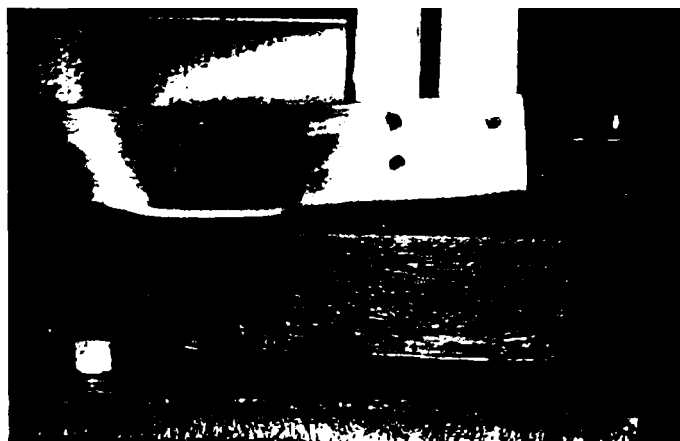


FIGURA III-20. DEFORMAREA LOCALĂ ÎN ZONA COLȚULUI SMULS



FIGURA III-21. DISTORSIUNEA CAPETELOR



FIGURA III-22. ÎNCEPEREA CEDĂRII ȘURUBURILOR DE ȚESERE

În continuare deteriorările s-au concentrat în îmbinările de țesere a foilor de tablă și în îmbinările dintre tabla cutată și scheletul panoului de perete. Cedarea panoului a fost inițiat prin alungirea găurilor din șirul de țesere superior (FIGURA III-23).



FIGURA III-23. DEFORMATA PANOULUI ÎN STADIUL FINAL

După această alungire, o foarte mare parte a deformației s-a concentrat la partea superioară a panoului de perete, deplasarea nefiind liniar distribuită. După atingerea nivelului de forță maximă, a urmat o scădere a capacității la aproximativ  $2/3 F_{max}$ , după care, acest nivel a rămas stabil până la sfârșitul experimentului. Distrugerea panoului s-a produs prin desprinderea țeserii fâșiei de tablă de sus față de cea de mijloc.

### III.5.3. SERIA I - Specimenul I-2

Specimenul I-2 a fost primul specimen încercat în regim ciclic. Pe baza rezultatelor de la specimenul I-1 s-a evaluat deplasarea elastică convențională ca fiind de 19.28 mm ( $F_e=47066.7N$ ). Pentru regimul de încercare ciclică s-a aplicat procedura ECCS, amplitudinea ciclurilor fiind prezentată în TABEL III-4. Deoarece deplasarea la nivelul superior al panoului nu este egală cu deplasarea din actuator, a fost necesară aplicarea unui coeficient de corecție de 1.25, rezultat din raportului brațelor aplicării forței. Pentru a putea realiza suficiente citiri și pentru a avea timp suficient de a observa distrugerile, s-a decis folosirea unei viteze de aplicare a forței de 6 min/ciclu.

TABEL III-4. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI I-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	4.82	6.025
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	9.64	12.05
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	14.46	18.075
$\Delta_{el}$	1	19.28	24.1
$2 \Delta_{el}$	3	38.56	48.2
$4 \Delta_{el}$	3	77.12	96.4
$6 \Delta_{el}$	3	115.68	144.6

În primele cicluri de încărcare deplasarea la nivelul superior al panoului a rezultat mai mică decât cea preconizată. Acest lucru s-a datorat lunecărilor inițiale de la nivelul superior al panoului, dintre profilul de ghidaj și profilul U prin care se aplică forța. Voalarea profilului de ghidaj de la colțuri a început chiar de la primele cicluri, revenind la ciclurile inverse. Cedarea a fost inițiată de lunecările din țeserea dintre fâșia de tablă superioară și cea de mijloc, după care, același fenomen s-a repetat și la țeserea dintre fâșia de jos și cea de mijloc. Distrugerea panoului s-a produs prin desprinderea fâșiei de tablă inferioare de cea de mijloc. Nu au fost înregistrate probleme de ordin tehnic în timpul derulării încercării.

TABEL III-5. COMENTARIII I-2

Ciclu	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	- Voalarea elastică a colțului stânga jos $+\frac{1}{4} e_y$ fenomenul repetându-se la fiecare ciclu consecutiv, cu amplitudine crescândă. Profilul U150/1.5 a revenit la forma inițială după terminarea experimentului
$\Delta_{el}$	- Distorsiunea capetelor de tablă pe partea comprimată - Șirul de șuruburi de țesere sus încep să se încline
$2 \Delta_{el} 1+$	- Colțul stânga jos se ridică - Lunecări în prinderile tablă schelet colțul stânga și dreapta jos și dreapta sus. Apariția unor adunări (voalări) ale tablei în fața șuruburilor respective. - Fâșia de tablă de sus lunecată față de cea de jos cu aproximativ 10 mm
$\Delta_{el} 2+$	- Lunecare în prinderile de tablă la marginea stânga și mijloc dreapta - Lunecare între tabla de jos și cea din mijloc de aproximativ 10 mm - Șuruburile de țesere cad din cauza lărgirii găurilor
$4 \Delta_{el} 1$	- S-au desprins prinderile dintre tabla de jos și cea de mijloc.
$6 \Delta_{el} 1-$	- Pierderea prin răsucire a stabilității montanților.

#### III.5.4. SERIA I - Specimenul I-3

Al doilea specimen a fost încercat la o viteză mai mare, de 3min/ciclu, ceea ce însemna 88 de citiri pe ciclu. De fapt viteza maximă a fost guvernată de posibilitățile limitate ale sistemului de achiziție. În privința amplitudinilor, secvența de încărcare a fost identică cu cea de la specimenul I-2. Poziția inițială a actuatorului a fost la 0.3 mm.

Nu au fost probleme de ordin tehnic în timpul încercării, cedarea panoului producându-se prin ruperea, destul de violentă, a șirului superior de țesere.

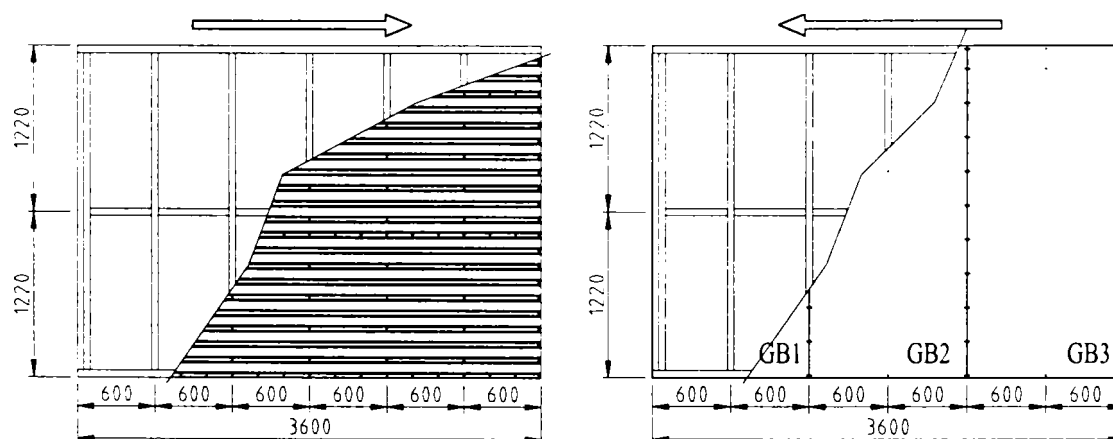
TABEL III-6. COMENTARIU I-3

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$ -	- Voalare talpă jos dreapta.
$1 \Delta_{el}$	- Voalare tablă țesere jos. Apariția primelor lunecări în dreptul șuruburilor de țesere (~1mm) între tabla de jos și tabla de mijloc. - Alunecare în dreptul șuruburilor de țesere între tabla de sus și cea de mijloc
$2 \Delta_{el} +$	- Apare voalarea tablei la marginea stângă a țeserii dintre tabla de mijloc și jos. Același fenomen la partea dreaptă a aceleiași țeseri.
$2 \Delta_{el} -$	- Lunecările dintre tabla de sus și cea de mijloc sunt mai mari decât în țeserea dintre tabla de mijloc și cea de jos.
$4 \Delta_{el}$	- Deplasări (lunecări) foarte mari în șirul de țesere de sus, urmate de cedarea bruscă a acestuia. - S-au îndepărtat captorii $D_{rel}$ .

## III.5.5. SERIA II - Specimenul II-1

Pentru a încerca panourile de perete cu plăci de gips carton, ele au fost întâi fixate în poziția de încercare, după care s-au montat plăcile de gips carton. Plăcile au fost furnizate de firma KNAUF, care a asigurat asistență și a asigurat și montajul plăcilor. Plăcile de dimensiunea 2.44x1.20m de grosime 12.5mm au fost montate în poziție verticală, pe 2 intervale dintre montanți, prinderea realizându-se, conform recomandărilor firmei, cu șuruburi autofiletante pe montanții verticali, la intervale de 25cm. Toate rosturile și capetele de șurub au fost chituite cu chit recomandat de firmă, operație executată de specialiștii acesteia.

Viteza de aplicare a forței a fost păstrată la 1cm/min, identică cu cea de la speciemenele din Seria I. Comportarea plăcilor de gips carton a fost considerată a fi foarte bună, ele nefiind distruse în decursul încercării, putând urmări deformarea scheletului chiar la deplasări mari. Distrugerea care a apărut la un nivel scăzut al forței a fost crăparea rostului chituit între două plăci datorită lunecării relative a acestora (FIGURA III-25).



(A) TABLĂ CUTATĂ (EXTERIOR)

(B) GIPS CARTON (INTERIOR)

FIGURA III-24. DISPUNERE PRINDERI GIPS CARTON

Distrugerea, la deplasări foarte mari a apărut prin desprinderea plăcilor de gips carton de pe schelet prin smulgere peste capul șuruburilor (FIGURA III-26). Din acest punct de vedere se recomandă folosirea de șuruburi cu cap cât mai mare, pentru ca acest mod de cedare să fie întârziat. Momentul exact al cedării prin smulgere peste capul șurubului nu a putut fi identificat cu exactitate din cauza chituirii, care a rămas intactă deasupra capului de șurub deja dislocat.

TABEL III-7. COMENTARIII II-1

Deplasare PSS1(mm)	Comentarii referitoare la derularea încercării
10	- Primele deformații ale profilului de ghidaj la colțul smuls al panoului.
13	- Apare prima fisură între panoul 1 și 2 de gips carton.
19	- Apar primele semne de distorsiune a capetelor tablelor. - Colțul smuls a ajuns să fie ridicat cu 7 mm.
37	- Primele lunecări în șirul de țesere atât sus cât și jos; șuruburile sunt înclinate dar nu au apărut ovalizări importante.
40	- A apărut fisura între panoul 2 și 3 de gips carton (chituire realizată pe margini de fabricație)
52	- Se pot observa deformări din cauza forfecării la tabla de mijloc. Voalarea rămâne în domeniul elastic.
67	- Cedarea liniei de țesere de sus. - Panourile de gips carton sunt intacte. Într-un singur loc șurubul a rupt marginea panoului.
110	- Panoul de gips carton este desprins de pe schelet, fenomen care probabil a apărut mai devreme, dar a trecut neobservat.
130	- Desprinderea totală a țeserii de sus.

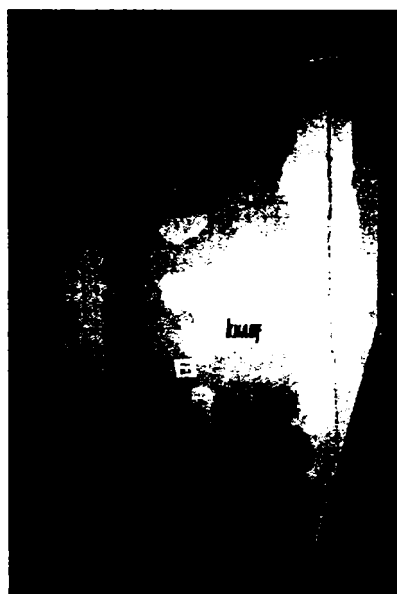


FIGURA III-25. DISTRUGEREA ROSTURILOR ÎNTRE PLĂCILE DE GIPS CARTON



FIGURA III-26. SMULGEREA PESTE CAPUL ȘURUBULUI A PLĂCILOR DE GIPS CARTON

Toate distrugerile puteau fi remediate, fără a îndepărta placa de gips carton, prin înlocuirea șuruburilor și rechituirea plăcilor. Restul componentelor, scheletul și tabla s-au comportat similar cu speciemenele din Seria I, cedarea dezvoltându-se în șirul superior de țesere.

### III.5.6. SERIA II - Specimenul II-2

Pe baza încercării monotone s-a determinat deplasarea elastică convențională și modul de încărcare pentru experimentul II-2 (TABEL III-8). Deplasarea elastică convențională a fost evaluată la 15.05 mm, folosindu-se un multiplicator unic de 1.25 pentru determinarea deplasării la nivelul actuatorului. Viteza de încărcare a fost fixată la 6min/ciclu, similar cu cazul speciemenului I-2.



TABEL III-8. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI II-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	3.76	4.70
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	7.52	9.40
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	11.29	14.11
$\Delta_{el}$	1	15.05	18.81
$2 \Delta_{el}$	3	30.10	37.63
$4 \Delta_{el}$	3	60.20	75.25
$6 \Delta_{el}$	3	90.30	112.87

Specimenul a prezentat modurile de cedare cunoscute, inițiate de apariția lunecărilor între foile de tablă. Cedarea specimenului s-a produs prin desprinderea șirului superior de țesere.

TABEL III-9. COMENTARIII II-2

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$ -	- Apare prima micro-fisură între plăcile de gips carton 1 și 2.
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Apare distorsiunea la capătul foilor de tablă cutată.
$1 \Delta_{el}$	- Se dezvoltă fisura între plăcile 1 și 2 de gips carton și apare prima fisură între placa 2 și 3. - Se poate observa starea de tensiune a tablei sub forma unor unde (tăiere).
$2 \Delta_{el} +$	- Colțurile sunt ridicate cu aproximativ 1-1.5cm
$2 \Delta_{el} 2+$	- Șirul de țesere de sus are deplasări relative; apar primele lunecări dintre foile de tablă.
$2 \Delta_{el} 3+$	- Apare desprinderea plăcilor KNAUF la colțul dreapta jos al panoului. Fenomenul se petrece fără distrugerii vizibile la fața panoului. - Prima burdușire a tablei la prinderea între tablă și schelet în țeserea de jos.
$4 \Delta_{el}$	- Capul șuruburilor de prindere al plăcii de gips carton se înfundă în material și dispăre. Se distrug mai ales prinderile laterale ale plăcilor de gips carton, cea de mijloc rămânând intactă.
$4 \Delta_{el} -$	- Se dezvoltă lunecări importante în șirurile de țesere dintre placa de mijloc și cele de sus și jos. Lunecări aparent mai mari în șirul de sus.
$6 \Delta_{el} -$	- Se descos prinderile de pe montanții de capăt. - Captorul PSSC a fost dezactivat. - Cedarea completă (ieșirea din lucru) a șirului superior de țesere. Se dezactivează captorii care măsurau lunecarea relativă. ( $D_{rel} SS -SJ$ )

### III.5.7. SERIA II - Specimenul II-3

Specimenul a fost realizat identic cu cele două precedente. Închiderea cu chit s-a realizat numai pe o porțiune mică a suprapunerii. Modul de încărcare a fost similar cu cel de la specimenul anterior, doar că au fost aplicate cicluri cu viteza de 3min/ciclu. Comportarea a fost foarte asemănătoare cu cele observate la specimenului II-2.

De menționat că, încercarea a fost efectuată la câteva zile după montarea plăcilor de gips carton, respectând timpul recomandat de întărire pentru chit. Acesta a contribuit, credem, la o mai bună comportare a îmbinărilor dintre plăcile de gips carton, care au cedat mult după nivelul de deplasare observat în cazul anterior (Specimen II-2).

TABEL III-10. COMENTARII II-3

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
1 $\Delta_{el}$ -	- Apere prima fisură între plăcile 1 și 2 de gips carton.
2 $\Delta_{el}$ +	- Colțurile sunt ridicate cu aproximativ 7-10 mm. - Distorsiunea la capetele tablei apare foarte evident.
2 $\Delta_{el}$ 2	- Apar primele lunecări în țeseri, ele neajungând însă la valori semnificative. - Apare lunecarea tablei la colțul dreapta jos, evidențiată prin voalarea locală a tablei la baza șurubului.
2 $\Delta_{el}$ 3	- Se dezvoltă lunecările din șirul de țesere de jos și la capăt apare „îngrămădirea” tablei în dreptul șurubului de fixare pe montant. - Deplasările între placa KNAUF 1 și 2 ajung la 0.3-0.4 cm.
4 $\Delta_{el}$	- Lunecări de 3-4 mm în țeseri atât sus cât și jos.
4 $\Delta_{el}$ 2-	- Placa de gips carton se desprinde pe colțuri. - Colțul smuls se ridică cu 1-1.5 cm la amplitudinea maximă.
6 $\Delta_{el}$	- Cedare simetrică în cele două țeseri. - Se dezactivează captorul de măsurare a lunecării $D_{rel}$ JS.
6 $\Delta_{el}$ 2+	- Cedare în șirul de țesere de jos. Șirul de sus are lunecări importante, dar rămâne intact.

III.5.8. SERIA III - Specimenul III-1

Specimenul III-1 a fost primul specimen cu contravântuiri în cruce, realizate din benzi de tablă, dorința fiind ca cedarea panoului să se realizeze prin intrarea în curgere a benzilor de contravântuire. Pentru a se dimensiona prinderea contravântuirilor s-au efectuat încercări de tracțiune, atât pe benzi de tablă debitate din contravântuire, cât și pe îmbinări cu șuruburi autofiletante, preconizate a se utiliza la prinderea acestuia în colțuri.

S-a decis, ca pentru evitarea cedării prinderii, aceasta să fie puternic supra-dimensionată. Astfel s-a ajuns la dispunerea a 12 șuruburi SL4-F-4.8x16 și 5 șuruburi SD6-T16-6.3x25 pe fiecare colț. S-a anticipat că panoul va avea o capacitate portantă care depășește posibilitatea de măsurare prin intermediul captorului de 10t, de aceea acesta a fost înlocuit cu doi captori de 10t legați în paralel.



FIGURA III-27. FLAMBAJUL BENZILOR DE CONTRAVÂNTUIRE COMPRIIMATE



FIGURA III-28. REDISTRIBUȚIA EFORTURILOR DUPĂ CEDAREA COLȚULUI

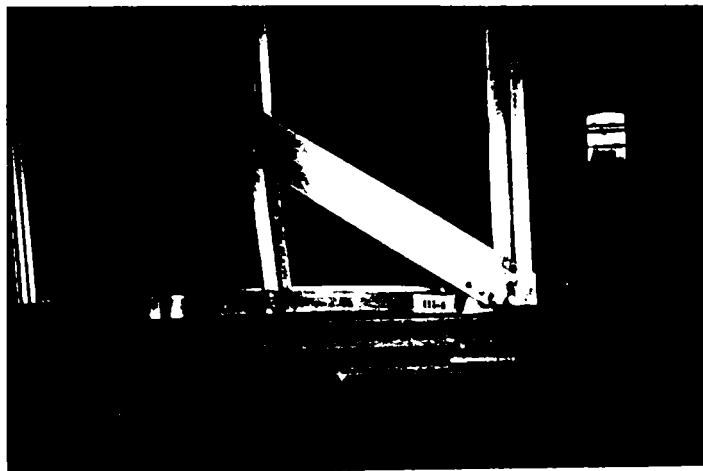


FIGURA III-29. CEDAREA COLȚULUI SMULS

Specimenul a fost încărcat în regim static cu o viteză de 10mm/min. Scurt timp după începerea încărcării au început să flambeze benzile de contravântuire supuse la compresiune (FIGURA III-27).

Prinderile de capăt ale contravântuirii au rezistat solicitărilor, un mod de cedare neașteptat a făcut însă ca specimenul să nu atingă capacitatea portantă preconizată din calcul. Cedarea s-a dezvoltat angrenând tot colțul panoului de perete, ea fiind inițiată de voalarea foarte puternică a profilului de ghidaj (FIGURA III-29). Montantul de colț a fost puternic ridicat și colțul distrus, profilul de ghidaj fiind rupt. După o puternică deformare a colțului o parte din efort s-a redistribuit și montantului următor, care a avut și el tendințe de smulgere (FIGURA III-28).

Se poate afirma că specimenul s-a distrus prematur din cauza ancorării neadecvate a contravântuirii. Pe de altă parte, este adevărat că această variantă de panou de perete concentrează efortul foarte puternic pe colțuri, fiind necesară conceperea unei prinderi puternice a acestuia.

TABEL III-11. COMENTARIII III-1

Deplasare PSS1(mm)	Comentarii referitoare la derularea încercării
6	- Flambează contravântuirile supuse la compresiune.
8	- Apare voalarea profilului de ghidaj în colțul întins de jos al panoului.
24	- Apar alungiri vizibile ale îmbinărilor la capetele contravântuirii, mai ales la șuruburile SL4. Se ridică foarte puternic colțul întins, profilul de ghidaj fiind rupt.
30	- Montantul 2 și 3 de la colțul întins flambează.
48	- Smulgeri foarte puternice la montantul 2 și 3.

După terminarea experimentului și îndepărtarea captorilor de deplasare specimenul a fost încărcat cu viteză maximă în sens invers până la deplasarea maximă în sens negativ a actuatorului, respectiv -200mm. Cedarea celorlalte două contravântuiri s-a inițiat similar dar la deplasări mari a cedat prin flambaj montantul de pe capătul opus al panoului.

#### III.5.9. SERIA III - Specimenul III-2

Specimenul a fost identic cu III-1, încercat ciclic cu o viteză de încărcare de 3min/ciclu. Limita convențională elastică a fost găsită din experimentul anterior de 12.3 mm, cu ajutorul căreia s-au determinat amplitudinile pentru ciclurile de încărcare.

TABEL III-12. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI III-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	3.075	4.15
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	6.15	8.30
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	9.225	12.15
$\Delta_{el}$	1	12.3	16.60
$2 \Delta_{el}$	3	24.6	33.21
$4 \Delta_{el}$	3	49.2	66.42
$6 \Delta_{el}$	3	73.8	99.63
$8 \Delta_{el}$	3	98.4	132.84
$10 \Delta_{el}$	3	123.0	166.05

TABEL III-13. COMENTARIII III-2

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	- Primele semne de flambaj a benzilor de contravântuire comprimate.
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Flambajul contravântuirilor comprimate apare foarte clar.
$\Delta_{el}$	- Apar primele semne de deformare a colțurilor smulse.
$2 \Delta_{el}$	- Concentrarea deformării pe colțuri devine din ce în ce mai evidentă.
$2 \Delta_{el}$	- Cedarea colțurilor foarte clară cu o ridicare ale acestora prin smulgere de 0.5 cm.
$4 \Delta_{el}$	- După cedarea colțului smuls, a început redistribuția smulgerilor spre montantul al doilea și al treilea, fenomenul repetându-se în fiecare ciclu.
$6 \Delta_{el}$	- Capacitatea portantă s-a stabilizat datorită redistribuirii la colțuri, după care a început descreșterea capacității datorită deformării excesive a colțului.

Modul de cedare al panoului de perete a fost identic cu cel monoton, cu o puternică concentrare a deformațiilor la colțurile de jos ale panoului. Benzile de contravântuire au intrat în curgere la întindere, după care, la ciclul invers au flambat.

#### III.5.10. SERIA IV - Specimenul IV-1

Primul specimen cu gol de ușă a fost încercat în regim monoton, în aceleași condiții ca și panoul I-2, la viteza de 10mm/min. Poziția inițială a actuatorului a fost la 11.4 mm.

Cedarea panoului s-a produs prin desprinderea șirului de țesere dintre tabla de jos și cea de mijloc în ramura din dreapta ( ). De asemenea, s-a observat o mai puternică tendință de ridicare a colțului smuls în comparație cu speciemenele pline. La fel, a apărut o tendință de smulgere, mai mică ca intensitate, în dreptul montanților de ușă.

La nivelul buiandrugului s-a observat tendința de tăiere la cele două capete, conducând la voalări locale de tablă la cele două capete ale buiandrugului (FIGURA III-30).

TABEL III-14. COMENTARIII IV-1

Deplasare PSS1(mm)	Comentarii referitoare la derularea încercării
7	- Apare voalarea tălpii pe colțul stânga, la partea întinsă
18	- Voalare talpă montant ușă dreapta, în măsură mult mai mică decât la colțuri

20	- Voalare talpă montant ușă stângă - Distorsiunea capetelor tablei la prinderile de montantul de ușă stânga
30	- Distorsiunea capetelor tablelor se extinde la toate capetele - Apare voalarea locală a cutei superioare de tablă, în formă de voalare din tăiere, sub un unghi de 45 grade. Începe să se formeze un mecanism de cedare al buiandrugului, mai ales la capete.
45	- Lunecarea între foile de tablă de jos și cea de mijloc.
55	- Accentuată ridicare a colțului din stânga (colțul supus la smulgere)
66	- Se dezvoltă mecanismul de cedare din buiandrug, apar voalări noi.
71	- Lunecarea țeserii dintre tabla de jos și cea de mijloc pe toată lungimea, în ramura din dreapta. - Țeserea dintre șirul de tablă din mijloc și cel de sus lunecată pe toată lungimea mai puțin în zona golului.
113	Eliminat captorul $D_{relJS}$ , lunecări mari între tabla de jos și cea de mijloc, pe ramura din dreapta (aici se concentrează cedarea).



FIGURA III-30. FORFECAREA ZONEI BUIANDRUGULUI



FIGURA III-31. PANOUL DE PERETE CEDAT

III.5.11. SERIA IV - Specimenul IV-2

Primul experiment în regim ciclic pentru panouri cu gol s-a efectuat la viteza de 6 min/ciclu. Poziția inițială a actuatorului a fost la  $-4.2$  mm. Din interpretarea rezultatelor de la panoul IV-1, s-a identificat deplasarea elastică convențională ca fiind de 23.5mm ( $F_e=33500N$ ). Se vede deci flexibilitatea mărită față de panoul plin, ciclurile aplicate panoului fiind:

TABEL III-15. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI IV-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	5.875	7.34
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	11.75	14.69
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	17.63	22.03
$\Delta_{el}$	1	23.5	29.37
$2 \Delta_{el}$	3	47.0	58.75 (94)
$4 \Delta_{el}$	3	94.0	117.5
$6 \Delta_{el}$	3	141.0	176.25

Datorită unei erori, ciclul  $2e_y$  a fost aplicat până la deplasarea de 94 mm la nivelul actuatorului. Panoul a avut o cedare uniformă, inițiată în șirul de țesere superior și care s-a propagat apoi spre celelalte țeseri. În nici unul dintre aceste șiruri de țesere, deformarea nu a fost exagerată până la momentul cedării simultane a tuturor țeserilor.

TABEL III-16. COMENTARII IV-2

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	- Începerea voalării tălpii la bază, în fază de început. Același fenomen la montantul de ușă dreapta, cu o intensitate mult mai mică.
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Se accentuează fenomenul de voalare la colțuri și la montant. - Apare distorsiunea capetelor tablei în dreptul montanților de ușă, și la capete.
$\Delta_{el}$	- Colțul opus (smuls) se ridică cu aprox. 0.5-0.8 cm. - Începe distrugerea șirurilor de țesere, apărând lunecări de aprox. 0.5 mm, la toate șirurile de țesere.
$2 \Delta_{el}$	- Apare voalarea cutei de sus, sub formă tipică de tăiere. - Se accentuează lunecările dintre foile de tablă, șirul de sus și cel din ramura din stânga. Lunecări importante în șirul de țesere dreapta sus, lunecări de aprox. 1 cm. - Voalarea capătului buiandrugului, pe ambele extremități.
$2 \Delta_{el} 2+$	- Lunecări mult mai puternice în șirul de sus.
$4 \Delta_{el} 2+$	- Lunecarea foilor de tablă pe ramura din stânga sus cu 1-1.5 cm; ramura din stânga mai distrusă; lunecări în ramura stânga jos de 1 cm.
$6 \Delta_{el}$	- Cedarea în ramura dreaptă a panoului prin ruperea șirului de șuruburi de pe montantul de ușă și voalarea tablei de mijloc. - Același mod de cedare la ramura din stânga la ciclul invers.

III.5.12. SERIA IV - Specimenul IV-3

Specimenul IV-3 a fost încărcat în același regim ca și specimenul IV-2, viteza de încărcare fiind mărită însă la 3min/ciclu. Poziția inițială a verinei a fost la -1.1 mm. Specimenul a arătat comportare foarte echilibrată, nici una dintre țeseri nefiind afectată la ciclurile de la început. Derularea cedării a fost identică cu cea de la specimenul IV-2, formându-se liniile tipice de cedare la capătul buiandrugilor. Diferența importantă a fost aceea că, pe ramura din stânga s-a observat voalarea locală a foi de tablă de mijloc. Voalarea acestei foi poate avea două explicații: a existat o porțiune afectată de o lovitură, probabil din timpul transportului, care ar fi putut iniția voalarea sau țeserile puternice, care nu au cedat foarte târziu să fi contribuit la voalarea tablei.

TABEL III-17. COMENTARII IV-3

Ciclul	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	- Primele semne de deformare locală a colțurilor
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Apare distorsiunea capetelor tablei
$\Delta_{el}$	- Distorsiunea la capetele tablei devine accentuată. Apar deformațiile de forfecare în zona buiandrugului, la partea superioară a panoului. Șuruburile din șirurile de țesere încep să se încline.
$2 \Delta_{el} 1-$	- Lunecarea din șirul de țesere jos-stânga ajunge la 0.5-1cm și deformația de forfecare la buiandrug se accentuează. Apar deformații de smulgere la montanții intermediari de ușă.

2 $\Delta_{el}$ 3	- Lunecarea țeserilor se concentrează mai ales în zona de țeseri de mijloc, ajungând la 2-3cm pe partea din dreapta.
4 $\Delta_{el}$ 1	- Alunecările din țeserile de jos-dreapta cresc în continuare până se ajunge la o cedare bruscă prin voalare a foii de tablă cutată de mijloc de pe partea stângă.
4 $\Delta_{el}$ 2	- Țeserea de pe partea dreaptă jos a fost distrusă complet, urmată și de cea de pe partea stângă.
6 $\Delta_{el}$	- Capacitatea portantă fiind deja în descreștere, forța a fost preluată de către prinderile de pe montanții verticali, care încep treptat să se desprindă.

III.5.13. SERIA OSB I – Specimen OSB I-1

Panourile de perete au fost încercate la viteza de încărcare de 10mm/min, identic cu toate panourile în regim monoton. Datorită capacității portante sporite, efectul de smulgere la colțuri a crescut simțitor. Mecanismul de cedare a panoului a fost diferit față de cel de la tabla cutată, datorită aranjării diferite a plăcilor de închidere. Cele trei plăci de OSB, dispuse vertical, au produs rotiri de corp rigid iar diferențele de deformație între schelet și plăci au fost preluate de șuruburile de prindere (FIGURA III-32). Acest lucru a condus la deformații importante în prinderile tablei prin alunecări verticale relative ale plăcilor de OSB. Cedarea specimenului a fost bruscă în momentul în care a cedat un șir vertical de prinderi între OSB și schelet (FIGURA III-33).

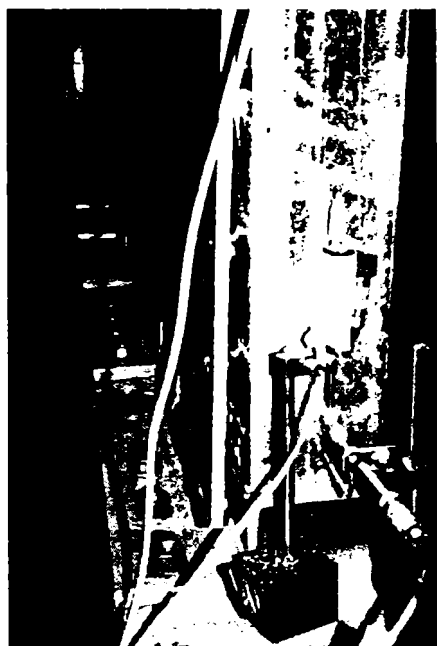


FIGURA III-32. DEFORMAȚII EXCESIVE ÎN PRINDERILE PLĂCILOR DE OSB

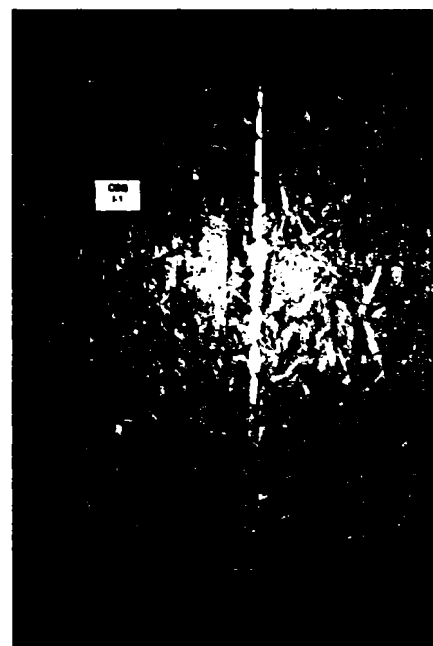


FIGURA III-33. CEDAREA PANOULUI DE PERETE

TABEL III-18. COMENTARIII OSB I-1

Deplasare PSS1(mm)	Comentarii referitoare la derularea încercării
15	- Deformația verticală la colțul panoului deja de 8mm.
30	- Deformații locale în colțuri mai ales datorită deformării profilului U de la bază și distrugerea locală a plăcilor de OSB și a prinderilor plăcii de schelet. Deformația verticală a colțului de 1.5 cm.
50	- Distrugerea accentuată a prinderilor plăcii OSB de schelet și înclinarea șuruburilor de prindere pe montanți și de profilele U de jos și de sus.

60	- Lunecarea relativă a plăcilor de OSB a depășit 1 cm, iar cedarea a fost datorată ruperii bruste a unei linii verticale de prindere pe montanți a plăcilor OSB. Deoarece rotirea plăcilor OSB s-a petrecut în jurul mijlocului plăcii, șuruburile din această zonă nu au fost afectate, iar deformația în șuruburi a crescut proporțional cu distanța lor față de mijlocul plăcii.
----	---

III.5.14. SERIA OSB I – Specimen OSB I-2

Limita convențională elastică a fost determinată a fi de 19.2mm, și cu această valoare s-au determinat amplitudinile pentru încercarea ciclică, care s-a efectuat cu o viteză de 3min/ciclu. Modul de cedare al panoului a fost identic cu cel descris la Specimenul OSB I-1.

TABEL III-19. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI OSB I-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	4.8	6.48
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	9.6	12.96
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	14.4	19.44
$\Delta_{el}$	1	19.2	25.92
$2 \Delta_{el}$	3	38.4	51.84
$4 \Delta_{el}$	3	76.8	103.68
$6 \Delta_{el}$	3	115.2	155.52
$8 \Delta_{el}$	3	153.6	207.36

Încercarea a decurs în condiții normale, neexistând probleme de ordin tehnic. Cedarea specimenului s-a produs brusc, în una din șirurile verticale de prindere ale plăcii OSB de scheletul panoului de perete, similar cu cedarea de la Specimenul OSB I-1.

TABEL III-20. COMENTARIII OSB I-2

Ciclu	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	- Au apărut primele semne de deformare locală a colțurilor panoului, alternativ la ciclurile pozitive și negative.
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Ridicarea colțurilor panoului a fost de 0.7-1 cm, dar nu s-a observat încă lunecare relativă între plăcile de OSB.
$\Delta_{el}$	- Datorită deformării excesive a colțurilor de jos, îmbinările din zona de colț, dintre plăcile de OSB și profilul U inferior, au fost deteriorate.
$2 \Delta_{el} 1+-$	- Șuruburile de fixare între OSB și schelet au avut înclinări importante, atât pe montanți cât și la prinderile de profilele de ghidaj (U) de sus și de jos. Ridicarea colțului panoului atinge valoarea de 1.5 cm iar lunecarea relativă dintre plăcile de OSB de 0.5 cm. Deteriorări importante în zona colțurilor.
$4 \Delta_{el}$	- La primul ciclu de $4\Delta_{el}$ s-a produs ruperea bruscă a unui șir de prinderi verticale de montant urmată de descreșterea capacității portante.

III.5.15. SERIA OSB II – Specimen OSB II-1

Specimenul a fost încărcat cu o viteză de 1cm/min. Deformarea similară a colțului supus la smulgere a fost identificată cu cea de la OSB II-1, pe tot parcursul aplicării încărcării. Deformarea a fost observată în măsură mai mică în vecinătatea montanților din dreptul golului de ușă. Cedarea s-a produs prin ruperea bruscă a șirului de șuruburi din dreapta-jos, care fixa plăcile de OSB de profilul de ghidaj (U) de jos.



TABEL III-21. COMENTARIILE OSB II-1

Deplasare PSS1(mm)	Comentarii referitoare la derularea încercării
12	- Deformații locale ale colțului smuls, ridicarea colțului cu aprox. 0.5-0.7 cm.
22	- Deformația colțului se accentuează în timp.
32	- Deformarea colțului crește, apărând deformări și ridicări similare în dreptul montanților de ușă.
40	- Ridicarea colțului ajunge la 1.5-2 cm iar ridicarea bazei în dreptul montantului de ușă ajunge de 0.7-1 cm.
53	- Înclinări importante ale șuruburilor care leagă plăcile de OSB de profilul de ghidaj U de la partea inferioară a panoului.
65	- Panoul de perete a cedat brusc, prin ruperea șirului de conectori OSB de pe profilul de ghidaj al scheletului din dreapta-jos.

III.5.16. SERIA OSB II – Specimen OSB II-2

Limita elastică convențională s-a determinat a fi 25.7 mm, și un specimen identic cu OSB II-1 a fost încercat în regim ciclic. Ciclurile de încărcare au fost identificate pe baza acestei deplasări convenționale elastice ( TABEL III-22), viteza de deformare fiind de 3min/ciclu.

TABEL III-22. AMPLITUDINILE CICLURILOR APLICATE PANOULUI OSB II-2

Ciclu	Nr. cicluri asemenea	Deplasare panou (mm)	Deplasare la actuator (mm)
$\frac{1}{4} \Delta_{el}$	1	6.42	8.67
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	1	12.85	17.35
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	1	19.27	26.02
$\Delta_{el}$	1	25.7	34.69
$2 \Delta_{el}$	3	51.4	69.39
$4 \Delta_{el}$	3	102.8	138.78
$6 \Delta_{el}$	3	154.2	208.17

Specimenul a avut o comportare similară cu perechea sa monotonă. Unul din colțurile panoului de perete a avut deformări neprevăzute în prindere, din care cauză curbele histeretice au rezultat nesimetrice, rigiditatea inițială fiind puternic afectată. Din această cauză partea pozitivă a curbelor nu furnizează rezultate corecte și a fost ignorată în interpretările ulterioare. Cedarea specimenului s-a produs, ca și în cazul lui OSB II-1, în șirul de prindere dintre OSB și schelet.

TABEL III-23. COMENTARIILE OSB II-2

Ciclu	Comentarii referitoare la derularea încercării
$\frac{1}{2} \Delta_{el}$	- Mecanismul de deformare a colțurilor este deja vizibil.
$\frac{3}{4} \Delta_{el}$	- Deformația de ridicarea a colțului ajunge la 1-1.2 cm.
$\Delta_{el}$	- Deformarea profilului de ghidaj de la partea inferioară devine vizibilă și în dreptul montanților de ușă.
$2 \Delta_{el}$	- Ridicarea colțului ajunge la valoarea de 1.5 cm. Prinderile între OSB și schelet de la colțuri au fost și ele distruse, mai ales prin smulgerea capului șurubului prin placa OSB. Cedarea s-a produs prin distrugerea șirului de prindere OSB – profil U de bază de la partea inferioară.

## III.6. REZULTATE EXPERIMENTALE

După cum s-a menționat, rezultatele cele mai importante ale experimentelor constă în curbele caracteristice, forță tăietoare/deplasare orizontală. Deplasările orizontale au fost măsurate la partea superioară a panoului de perete prin intermediul a cinci captori de deplasare, iar forța corespunzătoare prin intermediul unui captor de forță. În plus s-au măsurat la ambele colțuri deplasările orizontale și verticale la partea inferioară a panourilor.

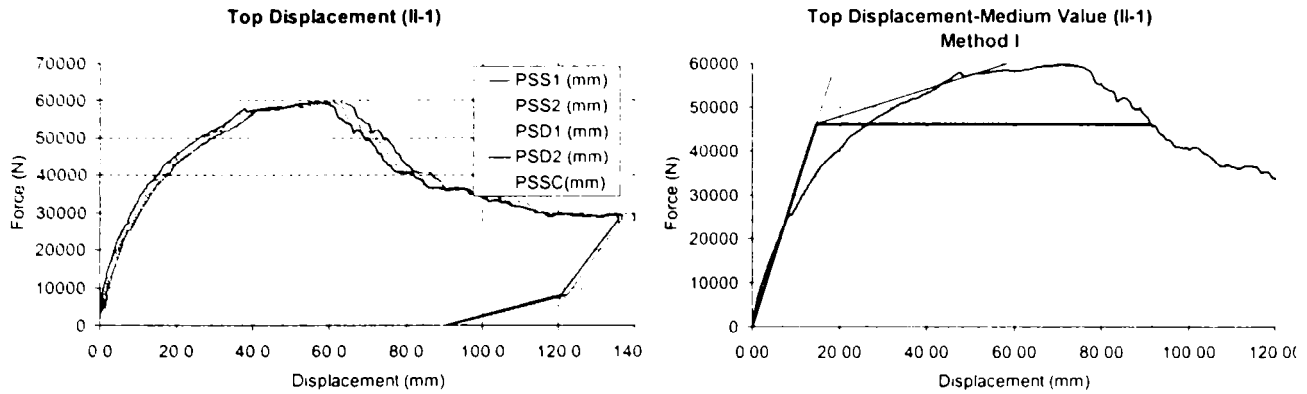
La al doilea experiment, când s-a evidențiat modul de cedare al panourilor cu tablă cutată, prin cedarea țeserilor, s-au montat captori de deplasare pentru măsurarea deplasărilor relative dintre foile de tablă. Un set complet de rezultate pentru un panou încercat în regim monoton constă deci din:

- Curbe inițiale forță–deplasare la partea superioară a panoului, măsurate de fiecare captor de deplasare, respectiv curba medie a acestora. În cazul curbelor monotone valoarea deplasării la partea superioară a fost corectată și prin scăderea deplasării orizontale la partea inferioară (lunecare). Aceeași metodă s-a găsit a fi greu aplicabilă în cazul încercărilor ciclice, deoarece există un defazaj în înregistrările celor două tipuri de deplasări și interpretarea lunecărilor a fost îngreunată și de deformarea locală a colțului supus la smulgere. Oricum lunecările înregistrate au fost de ordinul milimetrilor și au o influență minoră asupra rezultatelor. (FIGURA III-34. A.)
- Interpretarea curbei forță tăietoare–deplasare în vederea asimilării curbei experimentale cu o curbă echivalentă elasto-plastică. (FIGURA III-34. B.)
- Curbe care reprezintă lunecarea la baza panoului de perete, funcție de timp sau funcție de forța aplicată. Este important de menționat faptul că rezultatele sunt perturbate de deformările locale de la nivelul colțului panoului. Astfel, deplasarea orizontală din colțul unde apare smulgerea este suma lunecării orizontale și a deformării locale a colțului. Lunecarea propriu-zisă se poate asimila cu deplasarea orizontală a colțului care nu este supus smulgerii. (FIGURA III-34. C.)
- Curbe reprezentând deplasarea verticală a colțului de jos al panoului, funcție de timp sau de forța aplicată. După cum s-a menționat, deformarea verticală se datorează efectului local din colțul panoului și poate avea valori semnificative la forțe mari (FIGURA III-34. D.)
- În cazul specimenelor cu tablă cutată, s-au măsurat deplasările orizontale relative în dreptul țeserilor orizontale între scheletul metalic și foile de tablă cutată. Aceste măsurători s-au efectuat începând cu al doilea specimen.

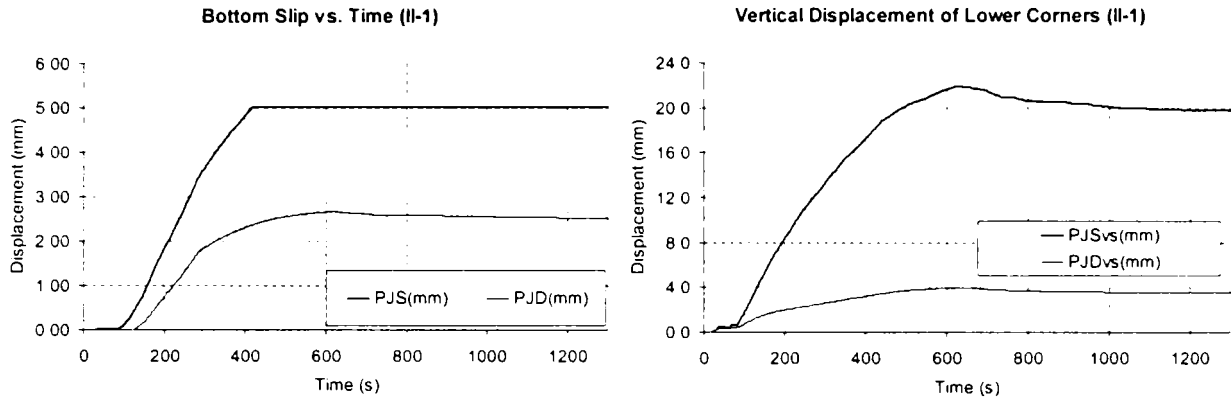
În cazul specimenelor încercate ciclic aceste curbe se suplimentează cu următoarele:

- Curbe reprezentând înfășurătoarea curbelor ciclice, împreună cu curba ciclică din care au fost obținute.
- Asimilarea curbelor înfășurătoare cu o curbă echivalentă elasto-plastică, interpretarea făcându-se pentru curba înfășurătoare nestabilizată (primul ciclu de încărcare) și cea stabilizată (al treilea ciclu de încărcare).
- Curbe reprezentând pierderea de capacitate portantă în ciclurile consecutive, ca și procent din valoarea obținută în primul ciclu, pentru a evalua efectul acumulării distrugerilor în cicluri consecutive.
- Valoarea energiei disipate în fiecare ciclu.

Setul de rezultate experimentale monotone pentru Specimenul II-1 este reprezentat în FIGURA III-34.



(A) DEPLASAREA LA PARTEA SUPERIOARĂ (B) CURBA MEDIE ȘI ECHIVALAREA ELASTO-PLASTICĂ

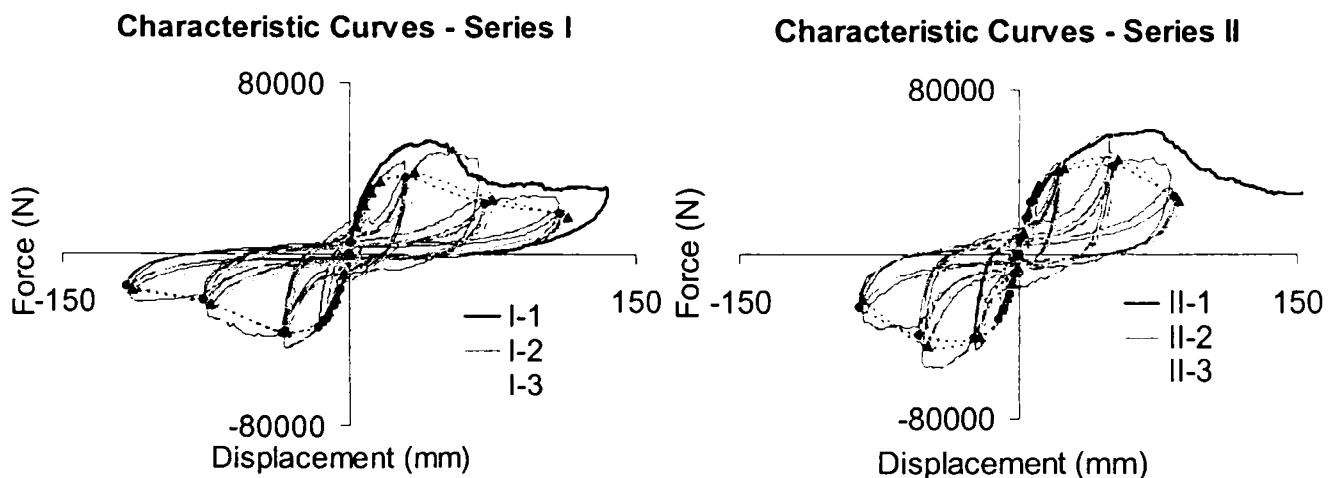


(C) ALUNECAREA LA BAZA PANOULUI (D) DEPLASAREA VERTICALĂ LA COLȚ

FIGURA III-34. EXEMPLU DE SET DE REZULTATE EXPERIMENTALE MONOTONE

Fiind prima încercare, la acest panou de perete nu au fost înregistrate deplasările orizontale în țeserile dintre foile de tablă. Alunecările orizontale la colțul panoului măsurat în partea stângă (PJS) au valori mult mai mari decât valorile din partea dreaptă (PJD), datorită tocmai deformației locale din colțul stâng al panoului. În mod similar deplasarea verticală PJSvs este foarte mare, tocmai datorită acestei deformații locale. Pentru a corecta valoarea deplasării orizontale la partea superioară a panoului s-a utilizat valoarea alunecării din partea dreaptă (PJD).

Detalii cu privire la curbele experimentale obținute pentru fiecare specimen în parte se găsesc în Anexa A, în continuare fiind prezentate curbele experimentale primare pentru fiecare serie de specimene (FIGURA III-35). Pe aceste curbe se pot identifica: curba caracteristică monotonă, respectiv ciclică, pentru speciamele din seria respectivă, împreună cu curbele înfășurătoare stabilizate pentru speciamele încercate în regim ciclic.



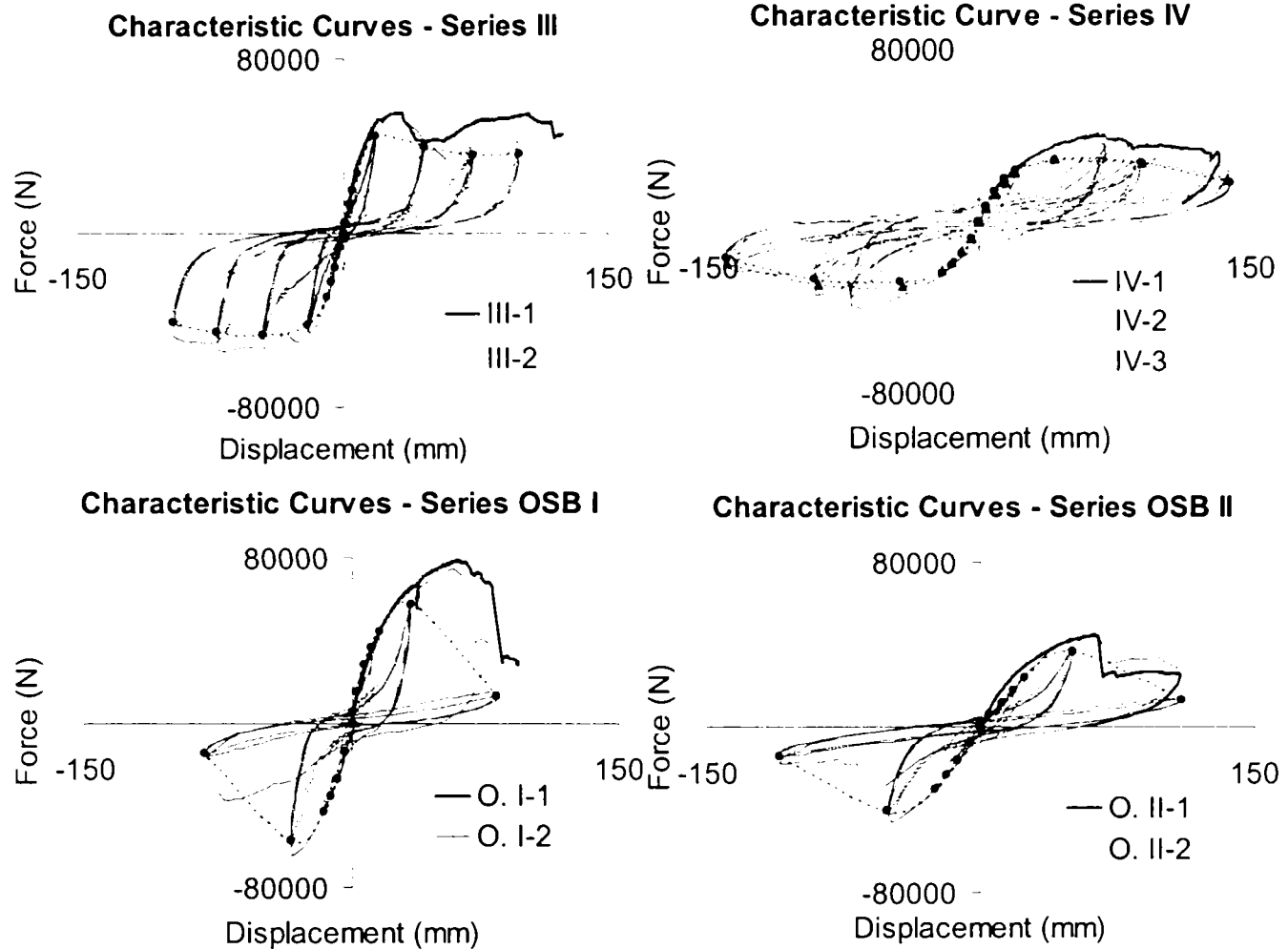


FIGURA III-35. CURBE EXPERIMENTALE PENTRU TOATE SPECIMENELE

Analizând curbele experimentale se pot identifica caracteristicile principale ale panourilor de perete, acestea fiind:

- Comportare neliniară chiar de la începutul încercării;
- Scăderea forței capabile la cicluri consecutive de aceeași intensitate, fenomen care subliniază prezența unei degradări importante acumulate în ciclul anterior;
- Lunecări foarte puternice, întoarcerea curbei realizându-se la un nivel foarte scăzut al forței și cu o rigiditate practic nulă. Acest fenomen conduce la capacitate de disipare limitată a panourilor;
- Degradare datorită deplasărilor mari în regim monoton și ciclic.

Analizând toate aceste fenomene se poate trage concluzia că, panourile au o comportare histeretică complexă, dezavantajoasă din multe puncte de vedere în ceea ce privește comportarea la cutremur a acestora.

### III.7. METODE PENTRU EVALUAREA COMPORTĂRII ELASTO-PLASTICE ECHIVALENTE

După cum s-a observat, panourile de perete au avut o comportare neliniară complexă. Pentru a putea defini proprietăți cum ar fi rigiditate inițială, forță ultimă sau ductilitate era nevoie de aplicarea unor metode convenționale pentru determinarea unor curbe elasto-plastice echivalente. Metodele convenționale utilizate pentru setul de curbe experimentale au fost:

- Rigiditatea inițială ( $K_0$ ) s-a evaluat ca fiind rigiditatea secantă la nivelul de forță  $0.4 F_{max}$ . Evaluarea limitei de curgere convenționale s-a bazat pe recomandările ECCS (ECCS, 1985), considerându-se la intersecția dintre linia elastică și o linie reprezentând rigiditatea  $0.1K_0$ , tangentă la curba experimentală. Pe baza acestei limite elastice convenționale ( $F_{ini}$ ), deplasarea ultimă ( $D_u$ ) s-a determinat la punctul de intersecție al orizontalei dintre  $F_{ini}$  cu partea descrescătoare a curbei experimentale (FIGURA III-36. A). Această metodă va fi denumită în continuare Metoda I.
- Cea de-a doua metodă (Metoda II) a fost propusă de Kawai & all. (KAWAI, 1997). Rigiditatea inițială se definește ca fiind rigiditatea secantă până la unghiul de înclinare de  $1/400$  ( $D_{400}$ ). Limita convențională de curgere a fost determinată prin echivalare energetică, punând condiția ca ariile celor două porțiuni hașurate din FIGURA III-36. B. să fie egale. Forța capabilă pentru proiectare se determină ca fiind minimul dintre forța corespunzătoare unghiului de înclinare  $1/300$  ( $F_{300}$ ) și  $2/3 F_{max}$ .

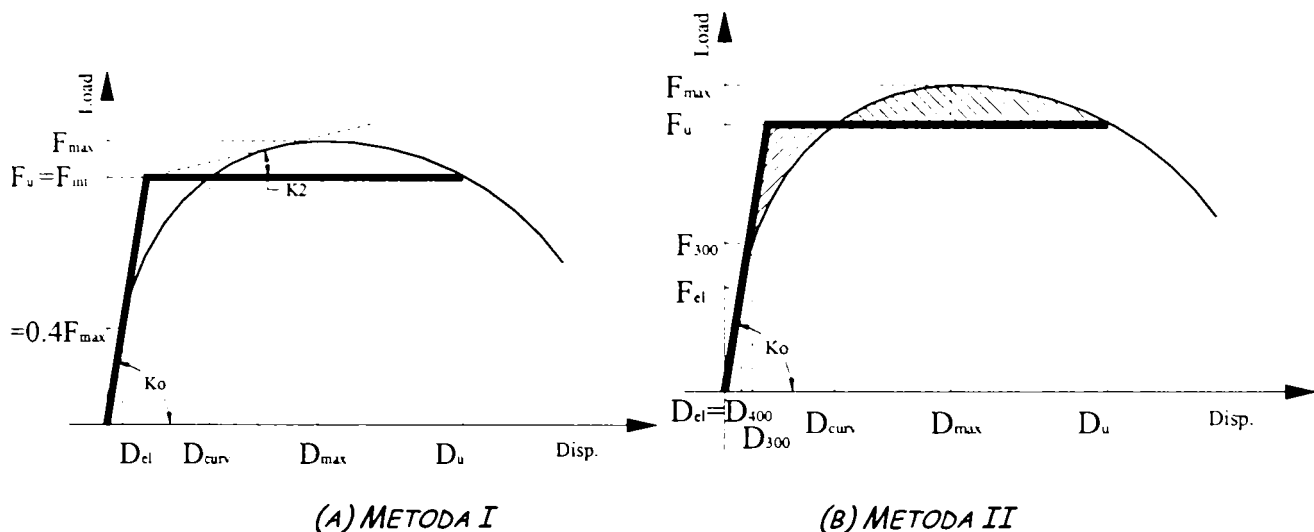


FIGURA III-36. METODE DE DETERMINARE A COMPORTĂRII ECHIVALENTE ELASTO-PLASTICE

Tendința este ca Metoda I să furnizeze valori mai mici ale limitei de curgere convenționale, rezultând valori mai mari ale ductilității, pe când Metoda II furnizează valori ale limitei de curgere mai mari, cu o ductilitate mai mică. Aceste două metode au fost aplicate curbelor experimentale monotone și curbelor înfășurătoare de la încercările ciclice. La încercările ciclice s-au considerat curbele înfășurătoare în direcție negativă și pozitivă, atât pentru curbele nestabilizate cât și pentru cele stabilizate.

### III.8. ANALIZA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Rezultatele aplicării celor două metode sunt prezentate în TABEL III-24, TABEL III-25, atât pentru curbele monotone cât și pentru înfășurătoarea curbelor ciclice.

TABEL III-24. REZULTATE EXPERIMENTALE, METODA I

Seria – Curba		$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$
I-1	Mon	4500.5	20556.0	16.29	52876.4	41444.4	6.35
I-2	1 (+)	4090.3	18795.4	15.68	47086.7	35111.1	10.60
	3 (+)			10.18		29000.0	7.12
	1 (-)	4013.4	17355.2	15.95	44061.0	35222.2	6.78
	3 (-)			12.90		31333.3	6.53
I-3	1 (+)	3462.1	18907.5	20.33	47360.2	38555.6	6.47
	3 (+)			14.19		31888.9	5.86
	1 (-)	3287.2	17362.8	20.54	44077.2	38555.6	4.39
	3 (-)			13.57		30666.7	5.47
II-1	Mon	3140.5	23860.9	26.23	59715.4	46111.1	6.23
II-2	1 (+)	3766.2	22654.0	20.66	57796.0	45111.1	6.47
	3 (+)			12.77		35000.0	7.48
	1 (-)	4382.5	21777.6	16.81	55069.6	41111.1	7.78
	3 (-)			11.41		34333.3	8.55
II-3	1 (+)	3936.3	23389.8	21.35	60034.2	47222.2	6.25
	3 (+)			12.08		36000.0	7.76
	1 (-)	3522.2	22161.9	25.14	56820.6	47111.1	4.78
	3 (-)			13.35		36444.4	6.09
III-1	Mon	4071.7	21532.9	16.86	55147.6	48333.3	3.17
III-2	1 (+)	3619.1	19875.7	16.22	52682.9	44444.4	4.52
	3 (+)			14.39		41666.7	3.00
	1 (-)	3627.6	21120.3	17.10	54364.9	44666.7	7.96
	3 (-)			12.25		39111.1	9.09
IV-1	Mon	1643.2	15837.6	36.26	40220.2	33111.1	4.22
IV-2	1 (+)	1669.8	14045.1	32.56	35128.9	31777.8	5.83
	3 (+)			21.06		25000.0	7.01
	1 (-)	1648.8	13962.6	32.54	34981.1	31444.4	5.45
	3 (-)			19.86		24444.4	7.02
IV-3	1 (+)	1388.0	15626.1	38.08	40843.0	33888.9	4.87
	3 (+)			24.89		26444.4	5.07
	1 (-)	1480.6	15199.1	34.61	40026.6	32277.8	5.32
	3 (-)			23.28		26777.8	5.81
OSB I-1	Mon	3419.1	31251.8	32.71	78776.5	65000.0	4.14
OSB I-2	1 (+)	4032.8	28582.4	24.38	74715.7	59111.1	3.27
	3 (+)			18.21		51555.6	3.25
	1 (-)	3789.5	25426.1	24.58	64972.3	58888.9	2.96
	3 (-)			19.84		51666.7	3.12
OSB II-1	Mon	1570.6	17651.1	40.08	44379.8	38666.7	2.62
OSB II-2	1 (+)	1007.9	17717.1	46.02	46049.7	42222.2	1.46
	3 (+)			36.17		35666.7	1.54
	1 (-)	1403.2	17225.1	41.56	45808.8	43333.3	1.89
	3 (-)			34.66		38666.7	2.09

TABEL III-25. REZULTATE EXPERIMENTALE, METODA II

Seria Curba		K <sub>o</sub> (N/mm)	F <sub>400</sub> (N)	F <sub>300</sub> (N)	D <sub>curv</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	D <sub>uct</sub>	2/3 F <sub>max</sub>	F <sub>200</sub> (N)
I-1	Mon	4088.1	24467.2	28691.0	24.75	47821.0	4.65	35250.9	35110.9
I-2	1 (+)	3670.4	21623.5	25273.0	24.69	41488.6	6.57	31391.1	30053.7
	3 (+)				12.65	32127.5	4.59		
	1 (-)	3554.5	21324.3	24772.3	20.93	38685.0	4.46	29374.0	30367.5
	3 (-)				15.95	34886.6	4.18		
I-3	1 (+)	3386.8	19833.3	23805.0	23.90	40312.5	5.34	31573.5	28743.7
	3 (+)				16.92	34589.1	4.36		
	1 (-)	3174.9	19363.7	22495.9	20.55	38300.2	4.15	29384.8	28536.8
	3 (-)				14.27	32637.9	4.35		
II-1	Mon	3311.5	20088.5	24349.9	40.96	53801.3	5.03	39810.3	30508.6
II-2	1 (+)	3766.2	22654.0	26872.8	30.66	49185.6	5.22	38530.6	33635.1
	3 (+)				16.07	38868.1	5.73		
	1 (-)	4023.7	24276.4	27238.0	29.42	48126.1	5.11	36713.1	34898.2
	3 (-)				14.75	38751.3	5.68		
II-3	1 (+)	3936.3	23389.8	27339.5	30.15	50985.9	5.20	40022.8	35284.9
	3 (+)				16.02	41920.7	5.62		
	1 (-)	3676.4	21297.5	24812.4	27.81	47821.4	4.65	37880.4	32281.1
	3 (-)				15.48	39734.3	5.14		
III-1	Mon	4187.5	25120.4	31980.0	19.21	51139.6	2.81	36765.1	40193.0
III-2	1 (+)	3626.1	21398.0	27286.2	17.13	45599.5	4.10	35122.0	35963.5
	3 (+)				13.52	40602.5	3.35		
	1 (-)	3627.6	21120.3	26626.8	25.94	50427.8	6.41	36243.3	36230.7
	3 (-)				16.06	43901.9	6.68		
IV-1	Mon	1598.3	9349.6	13723.8	41.67	35532.7	3.79	26813.5	18048.4
IV-2	1 (+)	1837.9	11032.8	13490.3	34.43	32768.5	5.82	23419.2	18057.5
	3 (+)				22.99	26756.3	6.38		
	1 (-)	1808.9	10953.4	13318.1	34.39	31849.7	5.68	23320.7	17689.1
	3 (-)				21.95	26046.7	6.50		
IV-3	1 (+)	1616.7	9374.3	11960.1	40.47	34730.9	5.25	27228.7	16464.5
	3 (+)				24.89	26908.7	5.55		
	1 (-)	1801.9	10305.0	12710.8	39.36	33719.6	5.73	26684.4	16897.3
	3 (-)				25.28	27537.2	6.45		
OSB I-1	Mon	3909.6	23797.3	28470.2	37.22	68162.0	4.26	52517.7	37953.9
OSB I-2	1 (+)	4406.2	25807.2	30159.0	21.32	55142.0	4.07	49810.4	38457.9
	3 (+)				16.68	49368.6	3.73		
	1 (-)	3988.4	23482.0	27725.9	21.44	54088.4	3.68	43314.9	35930.3
	3 (-)				18.30	48520.5	3.61		
OSB II-1	Mon	1814.9	10702.5	13779.6	36.45	37014.8	3.19	29586.5	18732.5
OSB II-2	1 (+)	Na.	Na.	Na.	Na.	Na.	Na.	Na.	Na.
	3 (+)				Na.	Na.	Na.		
	1 (-)	1610.5	9511.3	11850.5	32.28	37426.0	2.93	30539.2	16495.4
	3 (-)				27.76	33908.3	3.11		

Deoarece pierderea de capacitate portantă la cicluri consecutive este mare, distrugerile acumulate fiind importante, curba înfășurătoare stabilizată reprezintă mai fidel capacitatea portantă a panourilor la încărcări repetate. Bineînțeles, valorile legate de partea inițială, aproximativ elastică a curbei, cum ar fi rigiditatea inițială, sau forțele la unghiuri de rotire mici, sunt egale pentru curba înfășurătoare stabilizată și nestabilizată, pe când valorile legate de comportarea post elastică, ductilitate și forța ultimă, sunt diferite.

Comparând cele două metode de evaluare propuse putem observa similarități, dar și diferențe importante. Se poate vedea că evaluarea rigidității inițiale se bazează esențial pe același concept, rezultatele fiind similare. De reținut este și faptul că ductilitatea și forța convențională de curgere sunt în interdependență directă. Cu cât forța de curgere crește, în conformitate cu criteriile alese, ductilitatea scade. Pentru capacitatea portantă acceptată în proiectare, minimul dintre  $2/3F_{max}$  și  $F_{300}$  respectiv  $F_{200}$ , sunt valori semnificative, ele reprezentând valorile corespunzătoare normei Japoneze, respectiv Americane.

### III.9. ANALIZA COMPARATIVĂ A REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Pentru a putea compara rezultatele monotone cu cele ciclice, toate valorile semnificative ale comportării echivalente elasto-plastice de la experimentele ciclice au fost raportate la valorile de la încercarea monotonă. În graficele din FIGURA III-37 și FIGURA III-38 se pot observa tendințele de creștere, respectiv scădere, a valorilor datorită încărcărilor repetate.

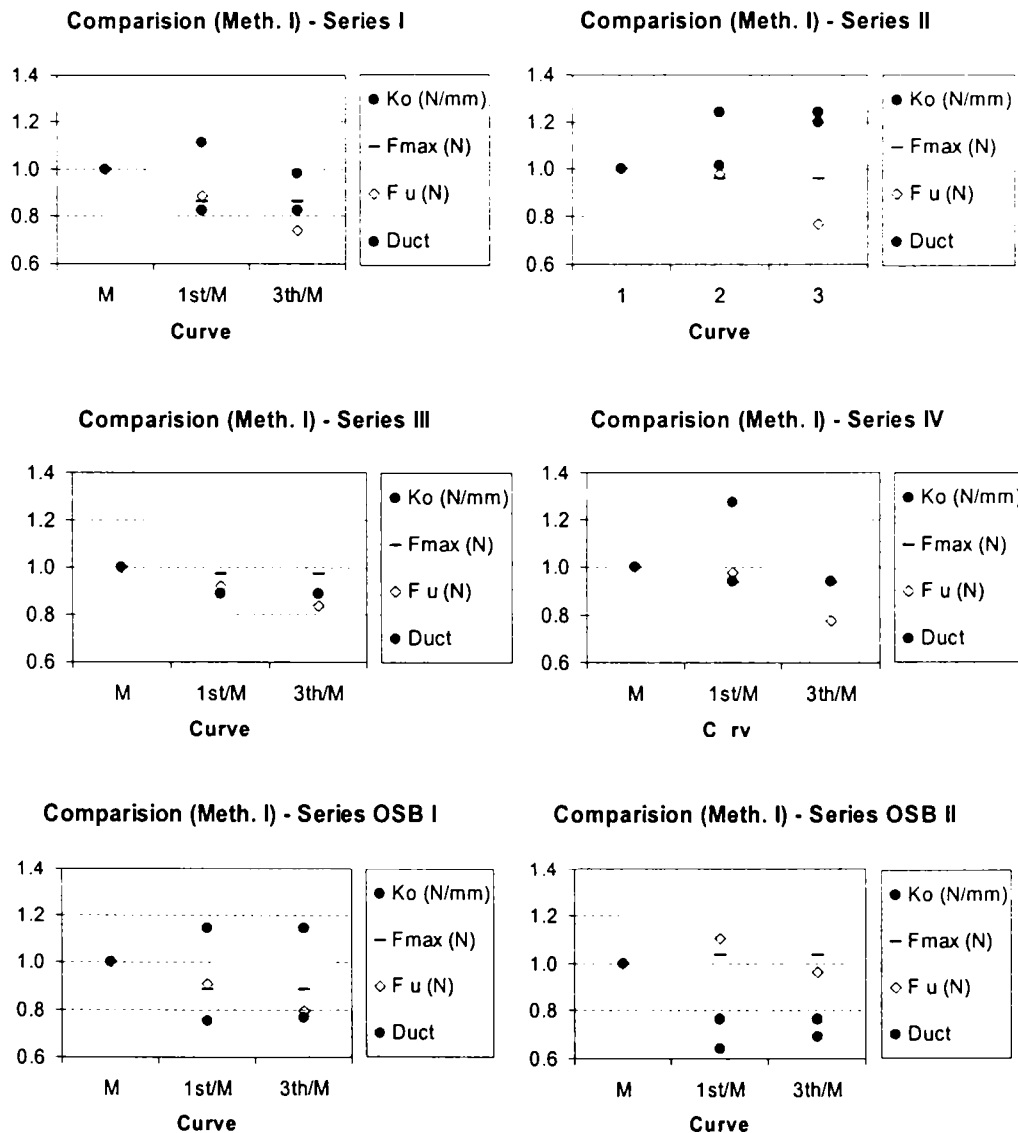


FIGURA III-37. REZULTATE COMPARATIVE. METODA I.



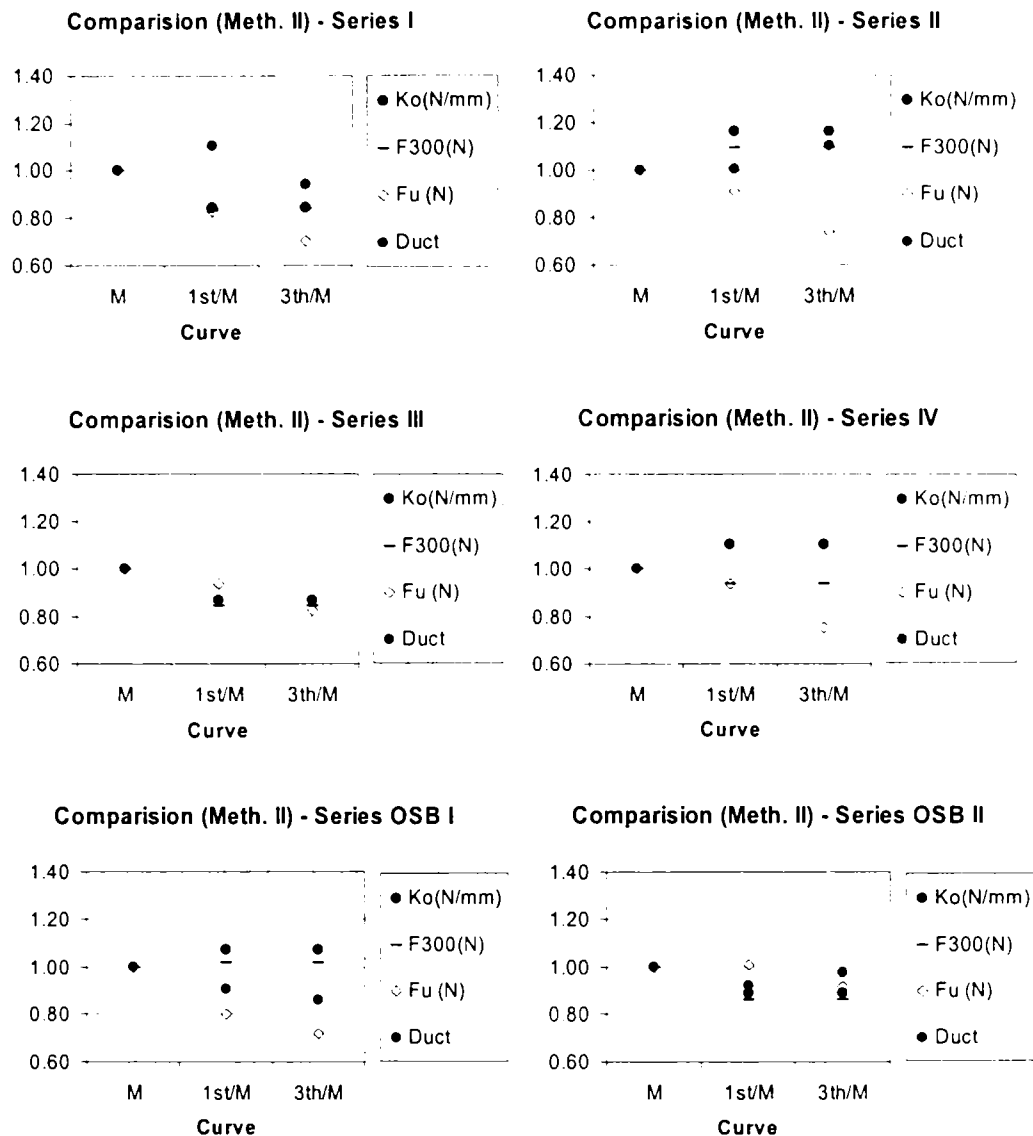


FIGURA III-38. REZULTATE COMPARATIVE. METODA II

Privitor la rigiditatea inițială nu se pot distinge tendințe clare de creștere sau scădere de la monoton la ciclic, toate rezultatele aflându-se într-o marjă de  $\pm 20\%$ . Același lucru se poate afirma și despre comparația ductilității în regim monoton și ciclic. Variația nu pare să aibă o regulă definită. Pe de altă parte se observă o tendință de scădere a nivelului de forță de curgere convențională, care în cazul curbelor înfășurătoare inițiale (1<sup>st</sup>) are o magnitudine de 5-10%, iar pentru curba înfășurătoare stabilizată, de 20-30% în comparație cu valoarea monotonă. Se poate afirma deci că, capacitatea portantă în regim monoton supraevaluează valoarea reală a acesteia în cazul încărcării ciclice.

Pentru a compara diferitele soluții constructive din punct de vedere al caracteristicilor importante care determină performanțele la cutremur, s-au analizat: rigiditatea inițială, forța ultimă, ductilitatea și rezerva de capacitate portantă pentru toate seriile de panouri încercate. De asemenea, valoarea rigidității și a forței ultime au fost raportate la lungimea efectiv placată a panoului de perete, pentru a se compara valori normalizate ale acestora.

Din punct de vedere al rigidității se pot observa valori similare pentru toate configurațiile de panou de perete (FIGURA III-39). De asemenea, nu sunt diferențe importante între rigiditatea determinată din încercarea monotonă respectiv ciclică. Se poate observa o scădere semnificativă, chiar și a valorilor normalizate, a rigidității inițiale la panourile de perete cu gol. Nu trebuie uitat însă că valorile prezentate sunt convenționale și această scădere este influențată și de metoda de determinare adoptată.

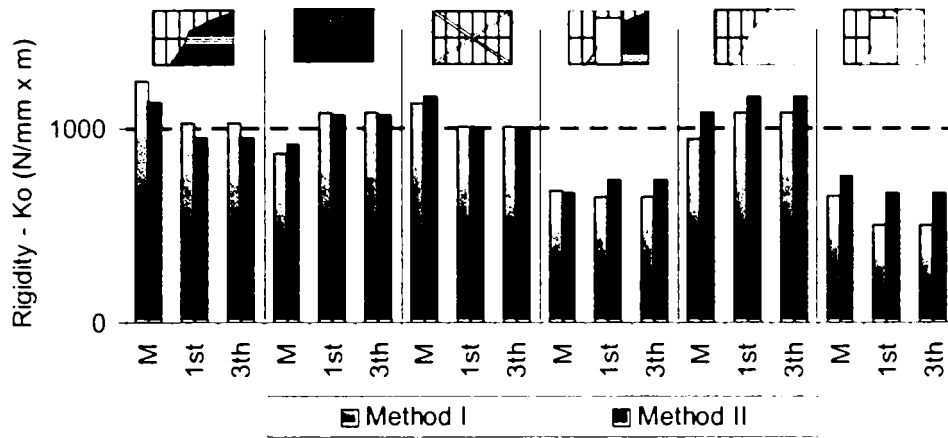


FIGURA III-39. COMPARAȚIE RIGIDITATE INIȚIALĂ

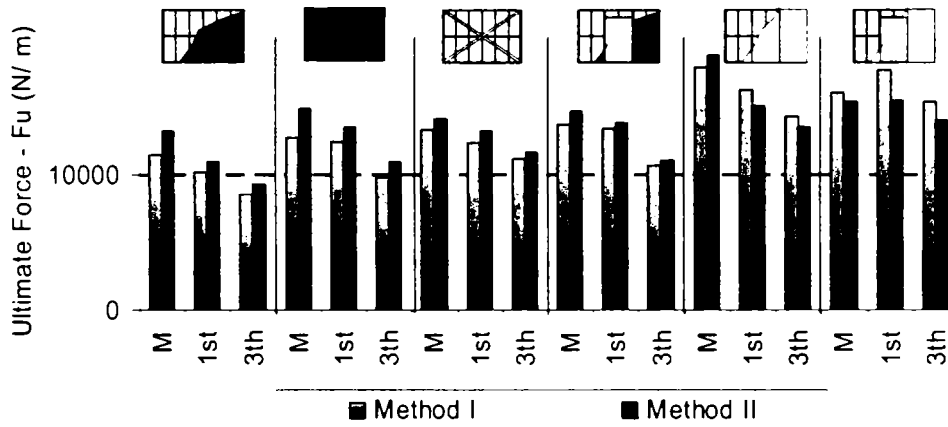


FIGURA III-40. COMPARAȚIE FORȚĂ ULTIMĂ

Referitor la forța ultimă se poate observa o tendință clară de scădere a valorii ciclice față de cea monotonă, la toate panourile studiate (FIGURA III-40). De asemenea, se poate identifica o scădere a forței ultime, dacă ea se determină din curba înfășurătoare stabilizată, față de cea nestabilizată, datorită acumulării de distrugereri în ciclurile anterioare. Această scădere este mai semnificativă în cazul panourilor de perete cu tablă cutată, și ceva mai mică în cazul celor cu OSB, arătând un factor de deteriorare mai mare la panourile cu tablă cutată.

Se poate observa că panourile de perete placate cu OSB au o capacitate portantă mai mare decât celelalte cu alte configurații, cu observația că valorile scăzute de la panoul cu contravântuire se datorează și modului de cedare prematur observat în cazul acestora.

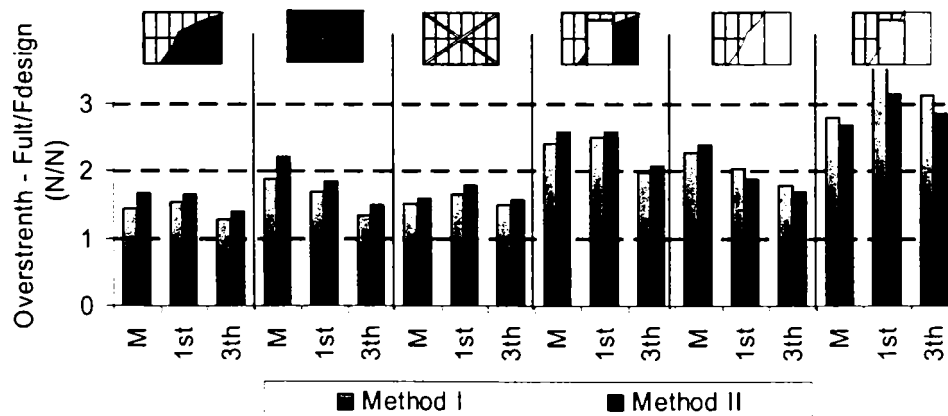
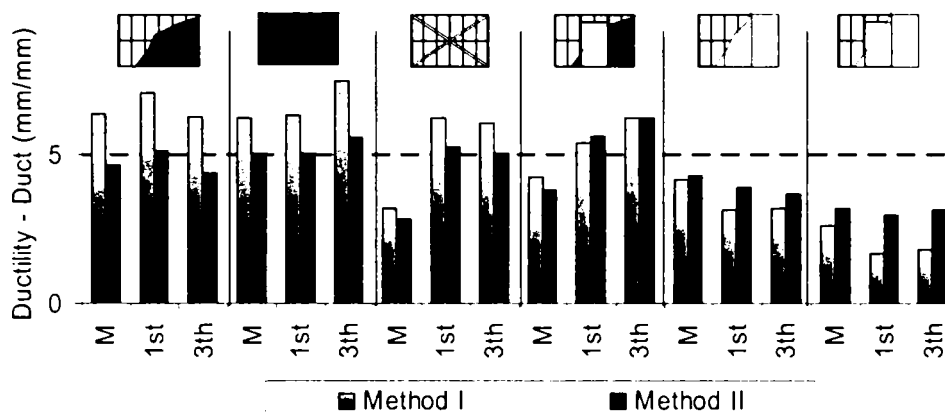


FIGURA III-41. CAPACITATEA SUPLIMENTARĂ

Capacitatea portantă suplimentară reprezintă raportul dintre valoarea capacității portante reale a panoului și valoarea capacității portante presupuse la dimensionare. Rezervă de capacitate portantă suplimentară este un factor care influențează în mod direct performanțele la cutremur ale oricărei structuri. Se poate observa o rezervă importantă, de 1.5-2 la panourile de perete fără gol (*FIGURA III-41*). Valorile foarte mari, de la panourile de perete cu gol de ușă se datorează însă în primul rând subevaluării capacității portante a acestor panouri, cea ce pune sub semnul întrebării aplicabilitatea metodelor de evaluare de la panourile fără gol ori, la cele cu goluri.



*FIGURA III-42. COMPARAȚII DUCTILITATE*

Un ultim parametru global, important din punct de vedere al performanței la cutremur, îl reprezintă ductilitatea. Se poate identifica (*FIGURA III-42*) o scădere semnificativă a ductilității panourilor de perete placate cu OSB, față de cele cu tablă cutată, rezultat care putea fi anticipat, având în vedere modul de cedare fragil al acestor panouri. De asemenea, la panoul cu contravântuire se observă o scădere semnificativă a ductilității, mai ales în regim monoton, datorită cedării premature a colțului panoului.

Pentru a compara diferitele soluții constructive de închidere s-au mediat valorile caracteristice pentru toate curbele experimentate din seriile respective, rezultatele fiind prezentate în *TABEL III-26* și *TABEL III-27*.

Seria I – Seria II: După cum s-a văzut, singura diferență între speciunile din Seria I și Seria II o constituie dispunerea de plăci de gips carton pe partea opusă a foilor de tablă cutată (partea interioară). Diferențele cele mai însemnate sunt: o creștere de 16.2% respectiv 17.8% a forței elastice convenționale și forței ultime a panoului. De asemenea se poate observa o creștere, destul de mică, a valorii ductilității, determinată cu ambele metode. În ceea ce privește valorile legate de începutul curbei experimentale ( $K_0$ ,  $F_{400}$ ,  $F_{300}$ ,  $F_{200}$ ), acestea nu suferă modificări însemnate.

Seria I – Seria IV: Există o scădere semnificativă a rigidității inițiale (60.3% - 53.3%), și mai mică a capacității portante a panoului (16.4% - 21.0%), iar valorile ductilității sunt nemodificate.

*TABEL III-26. SINTEZA REZULTATELOR. METODA I.*

	$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$
I	3975.7	18922.1	15.7	48056.3	36342.6	6.55
II	3648.0	22950.8	19.9	58191.9	42231.5	6.67
III	3772.8	20843.0	15.6	54065.2	44425.9	5.15
IV	1579.0	15084.7	31.0	38570.0	30375.0	5.27
OSB I	3747.1	28420.1	25.4	72821.5	58537.0	3.48
OSB II	1327.2	17531.1	39.8	45412.8	39537.0	2.04

TABEL III-27. SINTEZA REZULATATELOR. METODA II.

	$K_o(N/mm)$	$F_{400}(N)$	$F_{300}(N)$	$D_{curv}$ (mm)	$F_u(N)$	$D_{uct}$	$2/3 F_{max}$	$F_{200}(N)$
I	3660.5	21846.5	25621.3	20.7	40359.3	4.72	32037.5	31320.6
II	3671.0	21965.8	25827.1	28.7	47549.9	5.20	38794.6	32852.7
III	3813.7	22546.2	28631.0	18.5	47135.2	4.36	36043.4	37462.4
IV	1710.3	10060.8	13154.5	34.2	31870.7	5.21	25713.3	17534.2
OSB I	4101.4	24362.2	28785.0	25.4	57240.5	3.94	48547.7	37447.4
OSB II	1678.6	9908.3	12493.5	32.2	36116.4	3.08	30221.7	17241.1

Seria I – Seria III: Comparația între aceste două serii este mai mult calitativă, deoarece panourile cu tablă cutată nu pot avea aceeași comportare cu cele cu contravântuiri în cruce. Rigiditatea inițială este de aceeași magnitudine, dar s-a preconizat o creștere a ductilității pentru panourile cu contravântuiri. Această creștere nu s-a realizat datorită modului de cedare dezavantajoasă a acestor panouri. Pe de altă parte, panourile cu contravântuiri au avut o comportare histeretică mai stabilă, cu valori ale eroziunii mai mici.

Seria I – Seria OSB I: De asemenea, comparația este mai mult calitativă, datorită sistemului de închidere diferit pentru cele două grupuri de specimene. Rigiditatea inițială este similară, dar există o creștere semnificativă a forței ultime pentru speciemenle cu OSB. Cedarea speciemenelor cu OSB a fost mai bruscă, reflectată și de valorile mai mici ale ductilității acestor speciemenle.

Seria OSB I – OSB II: Prezența golului de ușă a produs rezultate similare ca și în cazul perechii din Seria I – Seria IV. Rigiditatea inițială a scăzut cu 64.6% - 59.1%, pe când forța ultimă a scăzut cu 32.5% - 36.9%. Deasemenea există o scădere a ductilității speciemenelor datorită modului de cedare diferit al celor două speciemenle.

### III.10. CRITERII DE PERFORMANȚĂ

Un aspect important al încercărilor îl constituie posibilitatea de a găsi o relație între deplasarea laterală, gradul de distrugere al panourilor și obiectivele de performanță urmărite. Propuneri recente de obiective de performanță au fost înaintate sub forma unor enunțuri generale pentru clădiri (Rosowsky, 2002):

- stare limită în condiții de exploatare în condiții normale;
- exploatare după evenimente de intensitate moderată;
- siguranța ocupanților în condiții de cutremur de dimensionare;
- prevenirea colapsului la cutremure maxime considerate.

Asemenea enunțuri generale se pot traduce în practica inginerescă prin corelarea acestor obiective de performanță cu deformații acceptabile. În cazul încărcărilor laterale, rolul deformației poate fi jucat de deplasarea relativă de nivel ( $\delta$ ). În acest mod criteriile de performanță pot fi interpretate cu ajutorul unor mărimi simple, palpabile pentru inginerul proiectant. Putem avea un exemplu după cum urmează: exploatare normală  $\delta < 0.005$ , ocupare imediată  $\delta < 0.01$ , siguranță ocupanților  $\delta < 0.05$ , evitarea prăbușirii  $\delta < 0.05$ .

În cazul panourilor cu tablă cutată, distrugerile sunt concentrate în mare măsură, în îmbinările de țesere dintre foile de tablă. Dacă deformarea acestor îmbinări crește, stratul de închidere își pierde rolul de izolare hidrofugă și trebuie înlocuit s-au remediat. Pentru a defini criterii globale de performanță, se pot limita deformațiile plastice din îmbinări după cum urmează:

- Dacă deformațiile de la nivelul îmbinărilor de țesere nu depășesc limita elastică a îmbinării ( $0.6F_u$ ) ele pot fi practic neglijate. Închiderea rămâne impermeabilă și deci nu trebuie remediată. Această stare poate să corespundă condițiilor normale de exploatare.
- Deformația plastică este limitată la diametrul șurubului de țesere (4.8mm). În acest caz închiderea necesită reparații. Există deteriorări, dar nu semnificative și prin reparații minore, înlocuirea unor șuruburi cu unele de diametru mai mare, etc. structura poate fi repusă în condițiile de siguranță originale. Acest stadiu poate corespunde condițiilor normale de exploatare imediată după cutremure minore.
- Criteriul ultim, de siguranță a ocupanților poate corespunde momentului atingerii forței maxime, sau scăderii capacității portante cu un anumit procent, de exemplu 10%, pe curba descrescătoare.

Deoarece lunecarea relativă între foile de tablă a fost măsurată pentru speci­menele I-3, IV-2 și IV-3, primele două criterii pot fi ușor aplicate pentru aceste panouri, și se poate găsi o relație de dependență între alunecarea din țeseri și deplasarea laterală (TABEL III-28).

TABEL III-28. CRITERII DE PERFORMANȚĂ

Specimen	Deformarea în țeseri (mm)	Forța (N)	Deplasarea orizontală a panoului (mm)	Drift (%)
I-3	0.197	21423	6.71	0.274
	4.8	43885	29.22	1.197
IV-2	0.197	10106	7.96	0.326
	4.8	35613	44.13	1.808
IV-3	0.197	8849	8.11	0.332
	4.8	26332	42.22	1.730

Urmărind principiul enunțat se pot sugera următoarele criterii de performanță pentru panourile de perete cu închideri de tablă cutată:

- exploatabil fără reparații - se acceptă deformații elastice și deformații plastice foarte mici în îmbinările de țesere, fără a afecta impermeabilitatea închiderii ( $\delta < 0.003$ );
- exploatabil cu reparații - deformații plastice în îmbinările de țesere acceptabile care pot fi reparate cu intervenții minore ( $\delta < 0.015$ );
- reparații capitale - distrugerile în tabla cutată impun schimbarea acesteia. În acest caz deplasarea orizontală trebuie limitată ( $\delta < 0.025$ );

Primul nivel de performanță nu asigură ductilitate, deoarece panoul de perete lucrează doar în domeniul elastic. Acesta poate fi criteriu de dimensionare pentru cutremure frecvente de intensitate mică. În cazul cutremurelor de intensitate mare al doilea și al treilea criteriu pot fi utilizate, cu luarea în considerare ductilității panourilor la evaluarea performanței globale a structurii luate în considerare.

### III.11. CONCLUZII

În toate variantele studiate, capacitatea portantă și rigiditatea panourilor, datorate efectului de "diafragmă" a plăcilor de închidere, sunt însemnate. Comportarea histeretică a panourilor de perete este caracterizată de, neliniaritate, efecte de alunecare importante, disipare de energie redusă și acumulare de distrugerii în cicluri repetate.

Principalii parametri care influențează comportarea panoului individual de perete sunt:

- raportul dimensiunilor panoului;
  - prezența, dimensiunea și dispunerea unor goluri de ușă sau fereastră;
  - tipul și grosimea plăcilor de închidere laterală;
  - dacă plăcile sunt numai pe o parte sau pe ambele părți;
  - tipul și dispunerea șuruburilor de fixare a plăcilor;
  - prezența, tipul și dimensiunile contravântuirilor;
  - modul de ancorare a panoului de perete;
- 

Deoarece la toate panourile încercate primele semne de cedare au fost depistate în zona colțurilor (în zona ancorajelor), este clar că întărirea acestei zone este absolut necesară, cel mai bun mod de concepere a detaliului de ancorare fiind astfel încât să nu se inducă încovoieri în elemente, ci efortul să se scurgă, din montant sau contravântuire, direct în ancoraj.

Țeserile dintre foile de tablă, și prinderile dintre plăcile de placare și schelet s-au dovedit a fi cele mai vulnerabile părți ale speciimenelor; în toate cazurile scheletul panoului având o comportare foarte bună, el rămânând în urma experimentului cu distrugerii nesemnificative.

Pentru speciimenele cu tablă cutată se poate concepe un sistem de proiectare bazat pe criteriile de performanță în următorul mod:

- **exploatabil fără reparații** - se acceptă deformații elastice și deformații plastice foarte mici în îmbinările de țesere, fără a afecta impermeabilitatea închiderii;
  - **exploatabil cu reparații** - deformații plastice în îmbinările de țesere acceptabile care pot fi reparate cu intervenții minore;
  - **reparații capitale** - distrugerile în tabla cutată impun schimbarea acesteia. În acest caz deplasarea orizontală trebuie limitată;
- 

Pe de altă parte există caracteristici care influențează puțin sau nu influențează deloc comportarea panoului, cum ar fi grosimea materialului de bază al profilelor metalice din schelet sau tipul acestor profile.

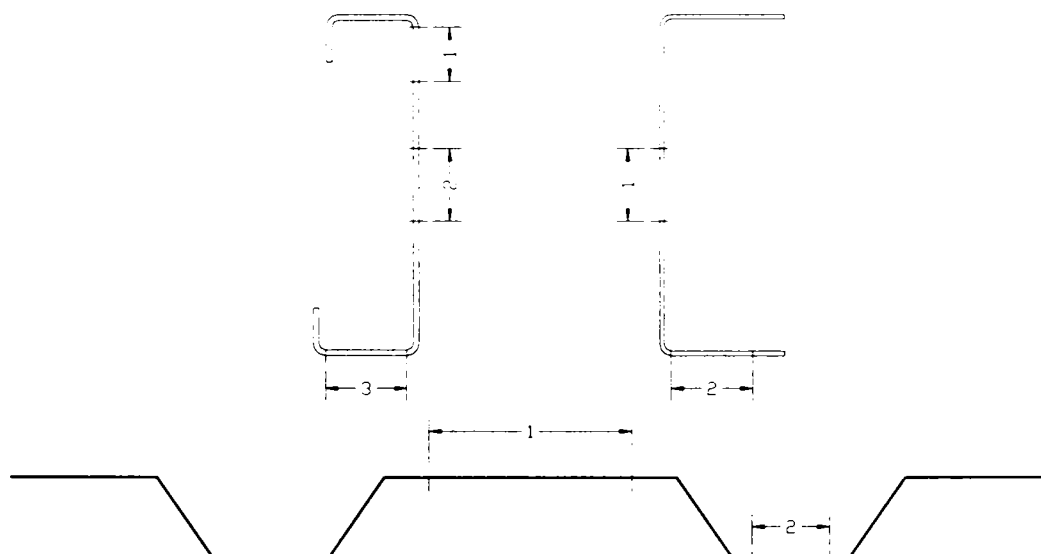
## IV. ÎNCERCĂRI PE MATERIALE ȘI ÎMBINĂRI

### IV.1. SPECIMENE DE OȚEL (SCHELET, CONTRAVÂNTUIRI, TABLĂ CUTATĂ)

#### IV.1.1. Prepararea specimenelor

După terminarea încercărilor pe panourile de perete s-a întreprins un program de încercări la tracțiune a materialelor și îmbinărilor componente ale panourilor, o parte a încercărilor fiind efectuată la laboratorul Universității Politehnica din Timișoara (UPT), iar altă parte la laboratorul Universității din Manchester.

În prima fază s-au prelevat specimene din elementele scheletului de oțel al panourilor și a tablei cutate, din zonele nealterate ale profilelor. Pentru a ține seama de eventualele efecte de ecruisare, proprii barelor formate la rece, s-au prelevat probe din diferite locații de pe profile (*FIGURA IV-1*). Se pot observa cele trei poziții de pe profilul de montant (C150/1.5), cele două de pe profilul de ghidaj (U155/1.5) și cele două de pe profilul de tablă cutată (LTP20/0.5), de unde s-au extras specimene. Deoarece scopul nu a fost studiul acestor efecte de ecruisare, locațiile au fost alese astfel încât să conducă la determinarea, în linii mari, a proprietăților modificate ale profilelor, fără a se urmări însă explicit acest scop.



*FIGURA IV-1. POZIȚIA PE SECȚIUNEA TRANSVERSALĂ DE UNDE S-AU PRELEVAT SPECIMENE*

În conformitate cu norma Europeană EN10002-1 "Metallic materials- Tensile testing- Part 1: Method of testing (at ambient temperature)" (EN10002-1, 1990) datorită subțiririi tablelor, care nu permitea realizarea unor specimene la care lungimea să fie proporțională cu aria secțiunii transversale, cea ce ar fi condus la lungimi foarte mici, s-au realizat specimene de tracțiune neproporționale, de formă dreptunghiulară de 20x220 mm și grosimea de bază a tablei (*TABEL IV-1*).

#### IV.1.2. Metodologia de încercare a specimenelor de tablă cutată

Încercările la tracțiune a specimenelor de tablă cutată au fost realizate în laboratorul Universității din Manchester. Aparatura a fost similară cu cea de la Timișoara, nefiind însă echipată cu extensometru separat, citirile deplasărilor s-au făcut la nivelul bacurilor de fixare a specimenelor (*FIGURA IV-2*).

TABEL IV-1. SPECIMENE DE OȚEL PENTRU TRACȚIUNE

	Profil	Poziția de prelevare	Viteza de încercare			
			Mică ( $V_1=10\text{Nmm}^2/\text{s}$ )		Mare ( $V_2=420\text{mm}/\text{min}$ )	
			Nr. Probe	Codul	Nr. Probe	Codul
Material	Tablă cutată LTP 20/0.5	Poziția 1	7	M-TC1-V1-1...7*	7	M-TC1-V2-1...7*
		Poziția 2	7	M-TC2-V1-1...7*	7	M-TC2-V2-1...7*
	Montant C 150/1.5	Poziția 1	7	M-PC1-V1-1...7*	7	M-PC1-V2-1...7*
		Poziția 2	7	M-PC2-V1-1...7*	7	M-PC2-V2-1...7*
		Poziția 3	7	M-PC3-V1-1...7*	7	M-PC3-V2-1...7*
	Contravântuire 110x1.5		7	M-CV-V1-1...7*	7	M-CV-V2-1...7*
	Profil ghidaj U155/1.5	Poziția 1	7	M-PU1-V1-1...7*	7	M-PU1-V2-1...7*
		Poziția 2	7	M-PU2-V1-1...7*	7	M-PU2-V2-1...7*

\* În codul specimenului: M – încercare de Material; PC – Profil C (montant); 1 – Poziția 1 de pe secțiunea transversală a profilului (FIGURA IV-1); V1 – Viteza de aplicare a încărcării; și 1-7 – Numărul curent al specimenului.

Imposibilitatea măsurării deplasărilor cu ajutorul unui extensometru a făcut imposibilă obținerea unor valori realiste a modului de elasticitate, acesta fiind extrem de sensibil la măsurarea exactă a alungirii. Pe de altă parte, s-a putut obține rezistența la curgere și rezistența ultimă a specimenelor.



FIGURA IV-2. ECHIPAMENT DE ÎNCERCARE, UNIVERSITATEA DIN MANCHESTER

Specimenele au fost prinse în bacurile aparatului, având o lungime efectivă de 140mm, după care s-a aplicat încărcarea, vitezele fiind de  $V_1=10\text{Nmm}^2/\text{s}$ , respectiv  $V_2=420\text{mm}/\text{min}$ .



### IV.1.3. Metodologia de încercare a speciimenelor din schelet și contravântuire

Specimenele de grosime nominală de 1.42 mm au fost încercate pe aparatul TESTWELL de la Universitatea Politehnica din Timișoara (FIGURA IV-3). Echipamentul este legat de un calculator, atât controlul experimentului cât și achiziția de date realizându-se prin acesta.



FIGURA IV-3. ECHIPAMENTUL TESTWELL DE LA UPT

În conformitate cu EN 10002-1 extensometrul a fost montat să măsoare alungirea unei porțiuni de 80 mm de la mijlocul speciimenelor. Dat fiind forma dreptunghiulară, unele speciimene au cedat în afara acestei porțiuni, aceste rezultate nefiind luate în considerare. Totuși, în fiecare serie încercată, din cele 7 speciimene cel puțin 3 au cedat în interiorul intervalului de măsurare, fiind astfel posibilă interpretarea statistică a rezultatelor.

Pentru a simula condiția de încărcare cvazistatică, în EN 10002-1 se sugerează folosirea unei viteze de aplicare a încărcării în intervalul de  $6-30\text{Nmm}^2/\text{s}$ . Deoarece în cazul unui cutremur încărcarea nu este aplicată lent, mai ales dacă discutăm de cutremure de suprafață, de tip șoc, s-a optat pentru dublarea setului de încercări, prima serie fiind încercată conform normei, la viteză mică ( $V_1=10\text{Nmm}^2/\text{s}$ ), iar cealaltă la viteza maximă a echipamentului ( $V_2=420\text{mm}/\text{min}$ ).

Lățimea fiecărui speciimen a fost măsurată în trei poziții, la cele două extremități și la mijlocul lungimii inițiale (80mm) și a fost introdusă în calcule valoarea medie a acestor măsurări. Măsurarea grosimii speciimenelor s-a dovedit a fi mai dificilă, datorită prezenței galvanizării pe cele două fețe ale acestora. Din această cauză s-a renunțat la aceste măsurători și s-a considerat valoarea nominală a grosimii speciimenelor de 1.42mm.

Dat fiind numărul mare de speciimene, în continuare se vor prezenta doar câteva curbe caracteristice, cu imagini pentru exemplificarea modului de cedare a speciimenelor și un sumar al rezultatelor finale și interpretarea acestora.

### IV.1.4. Rezultate (tablă cutată)

Distrugerea speciimenelor s-a produs prin gătuirea acestora. Curbele caracteristice (FIGURA IV-4) sunt cu platou de curgere, limita de curgere situându-se în jurul valorii de  $400\text{N}/\text{mm}^2$ .

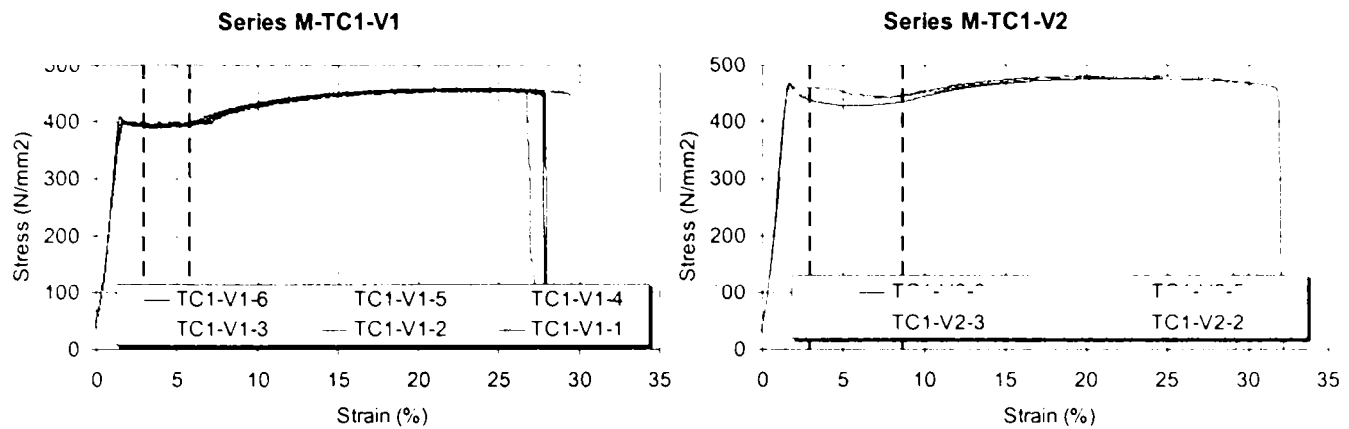


FIGURA IV-4. CURBE CARACTERISTICE MATERIAL TABLĂ CUTATĂ

După cum s-a putut preconiza, valorile modului de elasticitate obținute sunt total nerealiste, ajungând să fie de opt ori mai mici decât cele uzuale la oțel (TABEL IV-2). Se poate observa o creștere a limitei de curgere pentru specișenele din seria M-TC2, față de cele din seria M-TC1, la ambele viteze de aplicarea a încărcării. Acest rezultat putea fi anticipat, dat fiind faptul că specișenele din seria M-TC2 au fost supuse la un efect mai puternic de ecruisare datorită poziției lor în secțiunea transversală a tablei cutate. Deasemenea, creșterea vitezei de aplicare a încărcării mărește atât limita de curgere cât și limita de rupere a materialului.

TABEL IV-2. REZULTATE EXPERIMENTALE TABLĂ CUTATĂ

Viteza	Codul	E (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	D <sub>Fmax</sub> (%)	D <sub>ult</sub> (%)
V <sub>1</sub> =10Nmm <sup>2</sup> /s	M-TC1-V1	28244.5	392.66	457.82	22.95	28.04
	M-TC2-V1	28555.6	405.79	466.73	19.75	24.37
V <sub>2</sub> =420mm/min	M-TC1-V2	31779.1	441.28	478.72	21.12	30.15
	M-TC2-V2	31545.5	441.82	484.69	19.20	25.90

#### IV.1.5. Rezultate (schelet, contravântuiri)

Cedarea specișenelor de tracțiune s-a produs în mod obișnuit pentru specișene de oțel, prin găuirea acestora și apoi ruperea în secțiunea slăbită (FIGURA IV-6). Pentru majoritatea specișenelor încercate nu a fost identificat un platou de curgere, limita de curgere fiind identificată la punctul unde alungirea remanentă depășește 0.2%. Curbe caracteristice tipice, pentru toate specișenele, sunt prezentate în FIGURA IV-5.

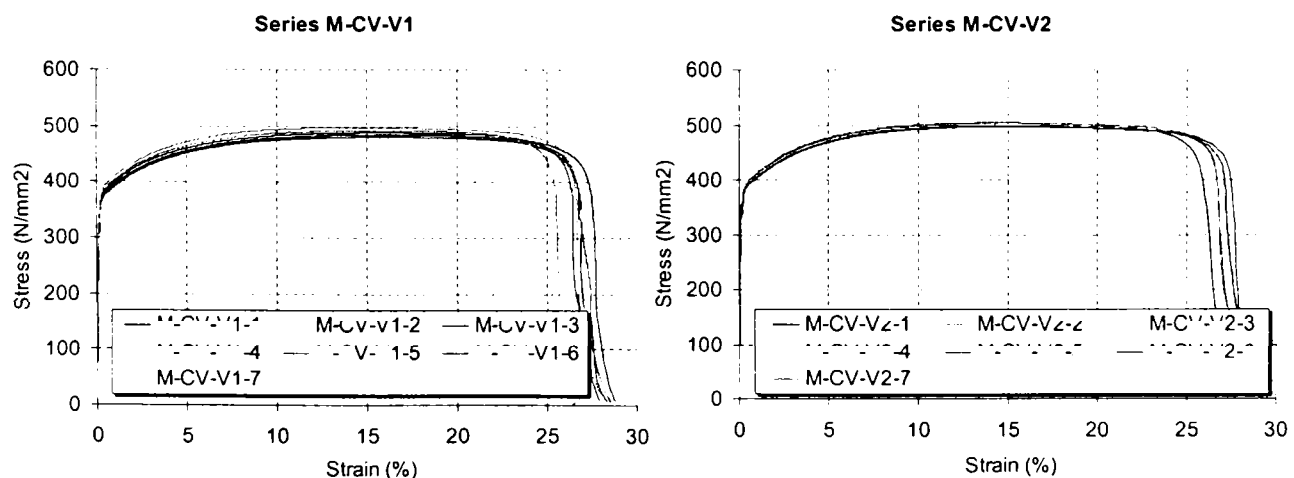


FIGURA IV-5. CURBE CARACTERISTICE TIPICE

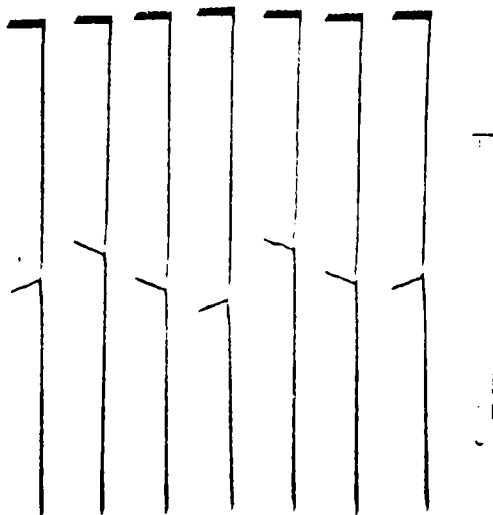


FIGURA IV-6. MODUL DE CEDARE A SPECIMENELOR

În urma prelucrării rezultatelor experimentale s-a ajuns la valorile caracteristice ale oțelului folosit pentru profile respectiv benzile de contravântuire (TABEL IV-3).

TABEL IV-3. REZULTATE SPECIMENE TRACȚIUNE

Viteza	Codul	E (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	D <sub>Fmax</sub> (%)	D <sub>ult</sub> (%)
V <sub>1</sub> =10Nmm <sup>2</sup> /s	M-CV-V1	221211	373.77	486.98	16.31	26.58
	M-PU1-V1	227025	433.05	517.24	11.87	21.35
	M-PU2-V1	252125	455.14	533.67	11.58	19.63
	M-PC1-V1	216600	442.74	523.44	10.83	18.62
	M-PC2-V1	270651	432.79	516.65	11.04	19.56
	M-PC3-V1	219513	453.77	534.86	11.74	20.31
V <sub>2</sub> =420mm/min	M-CV-V2	261012	387.82	502.80	14.65	26.73
	M-PU1-V2	263138	443.10	535.72	11.19	19.45
	M-PU2-V2	280307	449.07	540.96	11.06	20.03
	M-PC1-V2	238018	446.20	538.34	11.03	19.81
	M-PC2-V2	271184	448.07	534.52	10.78	18.81
	M-PC3-V2	234816	468.98	555.31	11.02	19.44

Analizând rezultatele este clar că banda de contravântuire și profilele C, respectiv U, nu au același material de bază. Contravântuirea a fost produsă dintr-un oțel mai moale, diferențele fiind mari chiar dacă le comparăm cu rezultatele speciemenelor de la partea plană, ne-supusă ecrisării a profilelor.

Profilele C și U au fost produse din același material de bază, dar se pot identifica efectele locale de ecrisare a colțurilor îndoite din profil. Astfel, pentru Seria PC (C150/1.5), este clar că,  $F_{y3} > F_{y1} > F_{y2}$  și  $F_{max3} > F_{max1} > F_{max2}$  după cum se putea anticipa și din poziția relativă de recoltare a speciemenelor din secțiunea transversală. Deasemenea, viteza de aplicare a încărcării influențează caracteristicile oțelului,  $F_y$  și  $F_{max}$  crescând odată cu creșterea vitezei, dar efectul pare să nu fie foarte important în cazul vitezelor aplicate în acest studiu.

Referitor la modulul de elasticitate (E) se pot observa valori rezonabile dar ușor supraestimate. Dat fiind imposibilitatea de a măsura grosimea exactă a speciemenelor, din cauza prezenței galvanizării, și ținând cont de sensibilitatea la determinarea lui E, în funcție de aria secțiunii, rezultatele pot fi considerate satisfăcătoare, deși în mod sigur nu reprezintă

valorile reale ale modului de elasticitate. Având în vedere aceste observații, se propune folosirea în modelul cu element finit, pentru barele scheletului panoului a valorilor reprezentative  $E=2100000\text{N/mm}^2$ ,  $F_y=445\text{N/mm}^2$  și  $\Delta_{ult}=20\%$ .

#### IV.2. SPECIMENE OSB

O abordare complet diferită a fost necesară pentru încercările la tracțiune ale plăcilor din aşchii lemnoase (OSB). Proprietățile acestui material depind de factori cum ar fi umiditatea, direcția fibrelor în specimen, dimensiunea secțiunii transversale a specimenului etc., rezultând o serie de incertitudini în legătură cu rezultatele încercărilor. Deoarece determinarea proprietăților plăcilor de OSB este un subiect care depășește scopurile acestui studiu, s-a încercat simplificarea problemei. Scopul primordial a fost determinarea unor curbe caracteristice pentru plăcile de OSB utilizate la panouri, în vederea folosirii rezultatelor în modelele cu EF.

S-a decis prelevarea, din plăci, de specimene pe două direcții, longitudinal și transversal (FIGURA IV-7) și efectuarea de încercări la tracțiune simple, pentru determinarea unor proprietăți de bază (TABEL IV-4). În acest sens studiul întreprins acoperă o minusculă parte din necesarul de încercări care trebuiau realizate pentru a afla proprietățile plăcilor OSB, dar a putut furniza exact rezultatele care erau indispensabile pentru scopul propus.

TABEL IV-4. SPECIMENE OSB

Material	Poziția de prelevare	Nr. Specimene	Codul
Plăci OSB	Longitudinal	5	M-OSB1-1...5
	Transversal	5	M-OSB2-1...5

Alegerea formei specimenelor de tracțiune s-a făcut între specimenul descris în norma Românească STAS 6204-80 (STAS 6204, 1980) și norma americană ASTM D3500 (ASTM D3500, 1995). Deoarece, STAS 6204-80 se referă la metodologia de încercare la tracțiune pentru plăci din aşchii lemnoase, și nu specific la OSB, care este diferit de produsele din aşchii lemnoase autohtone, s-a optat pentru specimenul din ASTM D3500 (FIGURA IV-7).

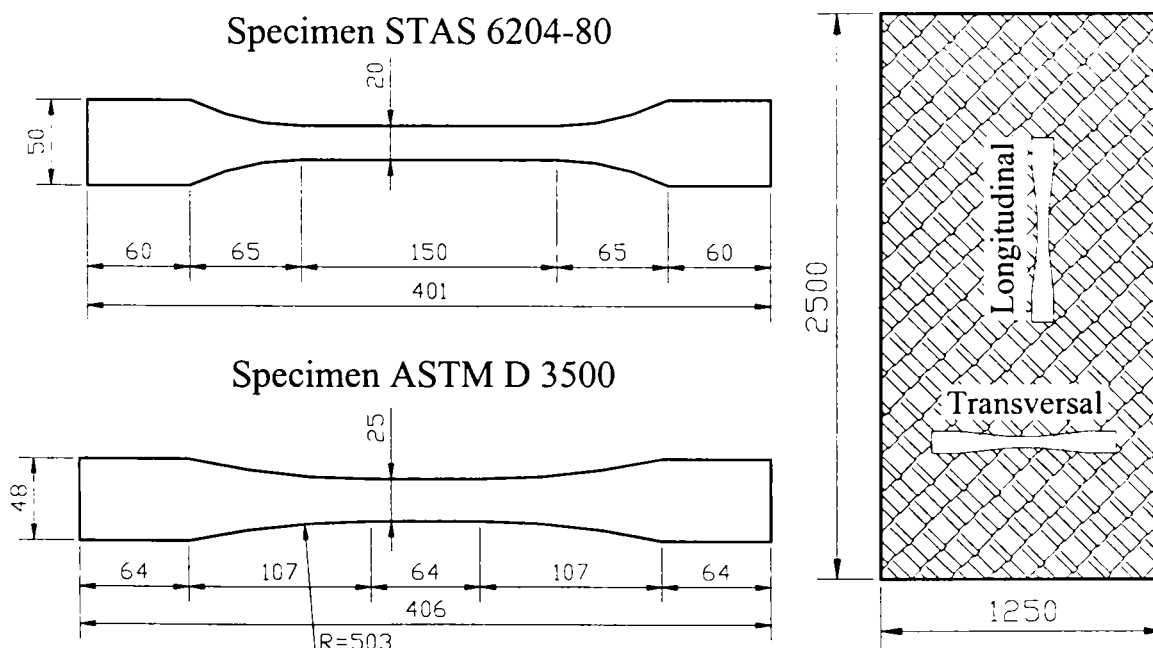


FIGURA IV-7. SPECIMENE OSB ȘI DIRECȚIA DE PRELEVARE DIN PLACĂ

IV.2.1. Metodologia de încercare a speci­menelor de OSB

Metodologia utilizată la încercarea speci­menelor a fost cea descrisă în ASTM D3500, pentru speci­mene mici de tip A. Experimentul a fost condus în laboratorul UPT, speci­menele fiind fixate pe o porțiune de 60mm în bacuri, iar măsurarea cu extensometrul făcându-se pe o lungime inițială de  $L_0 = 60\text{mm}$  simetrică față de mijlocul speci­menului. Viteza de aplicare a încărcării a fost de  $0.1\text{mm/s}$ , adică foarte lentă simulând condiția de încărcare statică.



FIGURA IV-8. SPECIMENE DE OSB ȘI PROCEDURA DE ÎNCERCARE

La încărcări mici s-a observat o comportare lineară a speci­menelor urmată de o rupere ne­ductilă și scăderea rapidă a capacității portante. Datorită neomogenității materialului rezultatele obținute arată diferențe mari, atât ca valoare a modului de elasticitate cât și a capacității portante ultime.

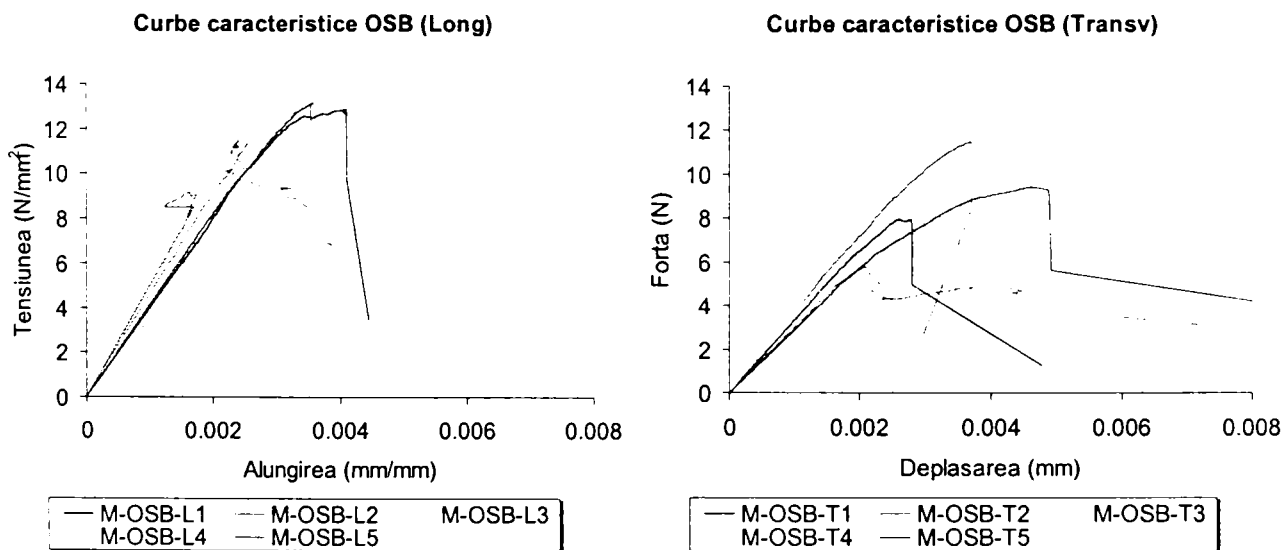


FIGURA IV-9. CURBE CARACTERISTICE A SPECIMENELOR DE OSB

Deși rezultatele sunt oarecum neomogene se poate trage concluzia că plăcile au o comportare de tip elastic, dar un mod de rupere fragil. S-au determinat valorile rigidității și a capacității portante pe setul de speci­mene încercate, valorile fiind prezentate în *TABEL IV-5* și *TABEL IV-6*. Modulul de elasticitate pentru speci­menele a fost determinat ținând seama de partea lineară a curbei de comportare, până la limitele tensiunilor de  $6\text{N/mm}^2$ , respectiv  $4\text{N/mm}^2$ .

TABEL IV-5. REZULTATE SPECIMENE OSB LONGITUDINAL

	M-OSB-L1	M-OSB-L2	M-OSB-L3	M-OSB-L4	M-OSB-L5	Medii
Eps. (6N/mm <sup>2</sup> )	0.002	0.001	0.001	0.002	0.001	
E(N/mm <sup>2</sup> )	3948.848	5007.937	4622.459	3529.416	4137.928	4249.318
F <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	12.893	9.167	11.521	12.438	13.176	11.839

TABEL IV-6. REZULTATE SPECIMENE OSB TRANSVERSAL

	M-OSB-T1	M-OSB-T2	M-OSB-T3	M-OSB-T4	M-OSB-T5	
Eps(4)	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	Medii
E(N/mm <sup>2</sup> )	3347.180	3743.720	3029.130	3731.526	2903.219	3350.955
F <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	7.970	11.476	5.793	4.950	9.411	7.920

Pentru a se compara valorile obținute cu alte referințe, a fost consultată literatura de specialitate, valorile tipice pentru OSB fiind prezentate în TABEL IV-7.

TABEL IV-7. VALORI SPECIFICE PENTRU OSB (J. A. YOUNGQUIST, 1999)

	Min	Max	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
E (Gpa)	4.83	8.27	4830	8270
Tens. Str. (Mpa)	6.9	10.3	6.9	10.3

### IV.3. ÎNCERCĂRI PE ÎMBINĂRI

#### IV.3.1. Îmbinări oțel-oțel

Există o mare varietate de tipologii de îmbinări mecanice care pot fi utilizate la bare de oțel cu pereți subțiri, cele mai întâlnite fiind îmbinările cu șuruburi autoperforant-autofiletante, care au fost utilizate și la panourile de perete încercate. Fiind foarte răspândite există un mare număr de studii referitoare la aceste tipuri de îmbinări, norma de calcul fiind Eurocode 3, Part 1.3 Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting (EC3. PART 1.3, 2001) și variantele lui naționale.

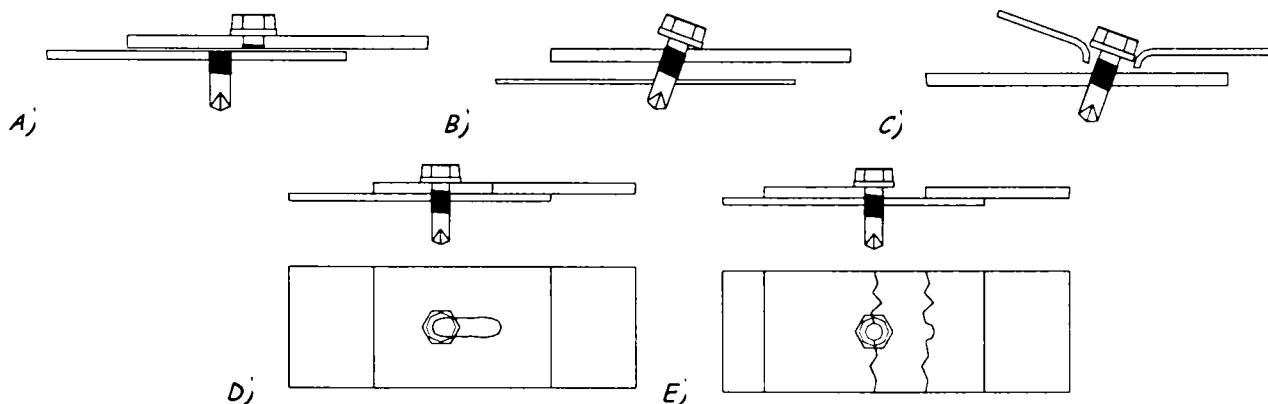


FIGURA IV-10. MODURI DE CEDARE TIPICE ALE ȘURUBURILOR AUTOFILETANTE

Capacitatea portantă a unei îmbinări cu șurub autofiletant depinde de mecanismul de cedare a acestuia, mecanism care poate fi: (a) cedarea prin forfecare a șurubului; (b) înclinarea șurubului și smulgerea lui din foaia de jos; (c) smulgerea capului șurubului prin foaia superioară; (d) și cedarea din presiune pe gaură a foii mai subțiri. La aceste moduri de

cedare se poate adăuga și unul suplimentar, care nu se referă neapărat la îmbinare, (e) cedarea în arie netă a foii îmbinate.

Dintre modurile enumerate (a) este un mod de cedare fragil și trebuie evitat. Deasemenea, modul (c) trebuie evitat prin dimensionarea corespunzătoare a capului șurubului. Modurile (b) și (d) sunt ductile și sunt avantajoase, mai ales în zone seismice. De fapt aceste două moduri de cedare au fost observate la speciemenle de panou de perete în îmbinările dintre tabla cutată și schelet, respectiv în îmbinările de țesere a tablelor cutate.

#### IV.3.2. Pregătirea speciemenelor

Speciemenle au fost alese în așa fel încât să acopere toată gama de tipologii de îmbinări utilizate în montajul panourilor de perete. Forma și dimensiunile speciemenelor au fost luate din *Standard shear test of fastenings in light gauge steel* (ECCS P21, 1983), dimensiunea plăcilor îmbinate fiind de 50x220mm (FIGURA IV-11). Au fost încercate două tipuri de îmbinări, cu șuruburile identice cu cele folosite la panoul de perete, adică SD3-T15-4,8x22 (4.8 mm) pentru îmbinări între tablă cutată și schelet (tablă de 0.417mm la tablă de 1.42mm), respectiv SL2-T-A14-4,8x20 (4.8 mm) pentru îmbinări de țesere (tablă de 0.417mm pe tablă de 0.417mm) (TABEL IV-8). Distanța până la marginea tablei în sensul forței a fost de 30mm, iar în partea laterală de 25mm, pentru a facilita modul de cedare (d), observat în timpul încercărilor pe panouri.

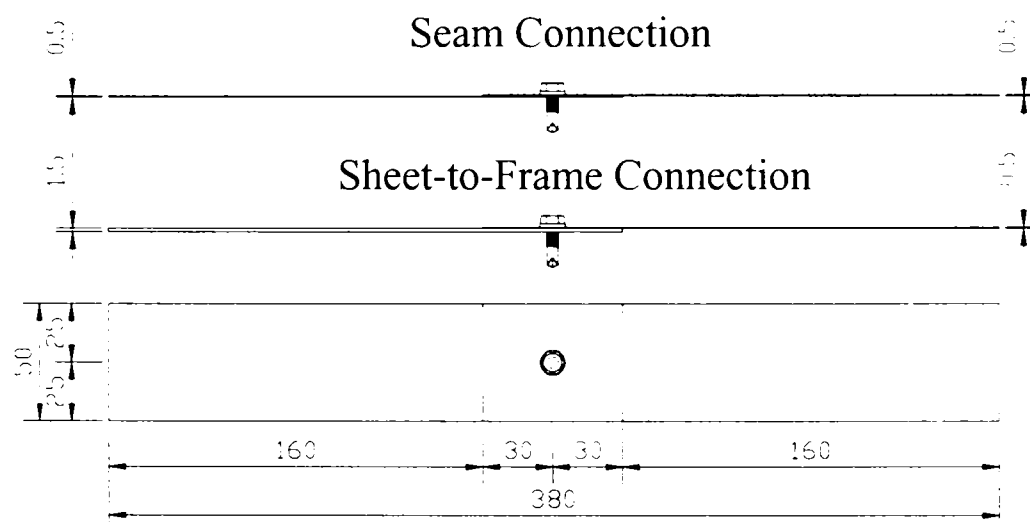


FIGURA IV-11. SCHEMA ÎMBINĂRILOR OȚEL-OȚEL ÎNCERCATE

Îmbinările pentru încercări au fost realizate cu aceeași bormașină ca și îmbinările în panourile de perete, pentru a se asigura aplicarea aceluiași moment de strângere. În cazul îmbinărilor dintre tabla de grosime 1.42mm și cea de 0.417mm în zona de fixare în baciuri a tablei subțiri a fost prevăzută o furură suplimentară de 1.42mm pentru a se asigura încărcarea centrică a îmbinării.

TABEL IV-8. SPECIMENE ÎMBINĂRI TABLĂ OȚEL-TABLĂ OȚEL

	Grosime tablă de bază (mm)	Grosime tablă conectată (mm)	Diametrul șurubului (mm)	Viteza de încercare			
				Mică ( $V_1=1\text{mm/min}$ )		Mare ( $V_2=420\text{mm/min}$ )	
				Nr. Probe	Codul	Nr. Probe	Codul
îmbinări	1.42	0.417	4.8	4+2	I-TP-M-V1-1...4, 6, 7	4	I-TP-M-V2-1...4
	0.417	0.417	4.2	4	I-TS-M-V1-1...4	3	I-TS-M-V2-1...3

Numărul de încercări asemenea a fost de minim 3, în cazul în care s-au înregistrat probleme în timpul încercării, numărul încercărilor fiind mărit la 5 sau 7.

#### IV.3.3. Procedura de încercare

Încercările s-au efectuat în laboratorul UPT la Timișoara, cu echipamentul TESWELL deja prezentat. Au fost alese viteze de  $V_1=1\text{mm/min}$ , pentru viteza mică de aplicare a încărcării, respectiv  $V_2=420\text{mm/min}$  pentru viteza mare. Pentru îmbinări cu un singur șurub autofiletant este uzuală folosirea vitezei de aplicare a încărcării de  $0.8\text{mm/min}$  pentru regimul static (FAN, 1997), valoare care nu este departe de cea adoptată în acest caz.

Pentru a elimina efectul alungirii foilor de tablă și pentru a măsura cât mai corect lunecările din îmbinări, extensometrul a fost montat pe o lungime de  $80\text{mm}$  în zona de mijloc a speciemenelor,

Modul de cedare observat nu a fost întotdeauna acela al cedării prin presiune pe gaură a tablei subțiri, observat la încercările pe panouri de perete, motiv pentru care au fost necesare mijloace artificiale de a forța acest mod.

#### IV.3.4. Rezultate (tablă subțire - tablă groasă)

Primele patru specimene din seria I-TP-M-V1 ( $0.417\text{-}1.42\text{mm}$ ) au cedat în diferite moduri (FIGURA IV-12), I-TP-M-V1-2 și I-TP-M-V1-3 fiind modul dorit de distrugere a foii de tablă subțire la presiune pe gaură, iar la celelalte două s-a produs o încovoieră spre exterior a capătului tablei subțiri și apoi ruperea în aria netă a acesteia (FIGURA IV-12). Acest mod de cedare nu a fost observat la îmbinările de pe panourile de perete, din cauza prezenței cutelor de tablă, care joacă rolul de rigidizare și împiedică încovoierea tablei în afara planului ei.

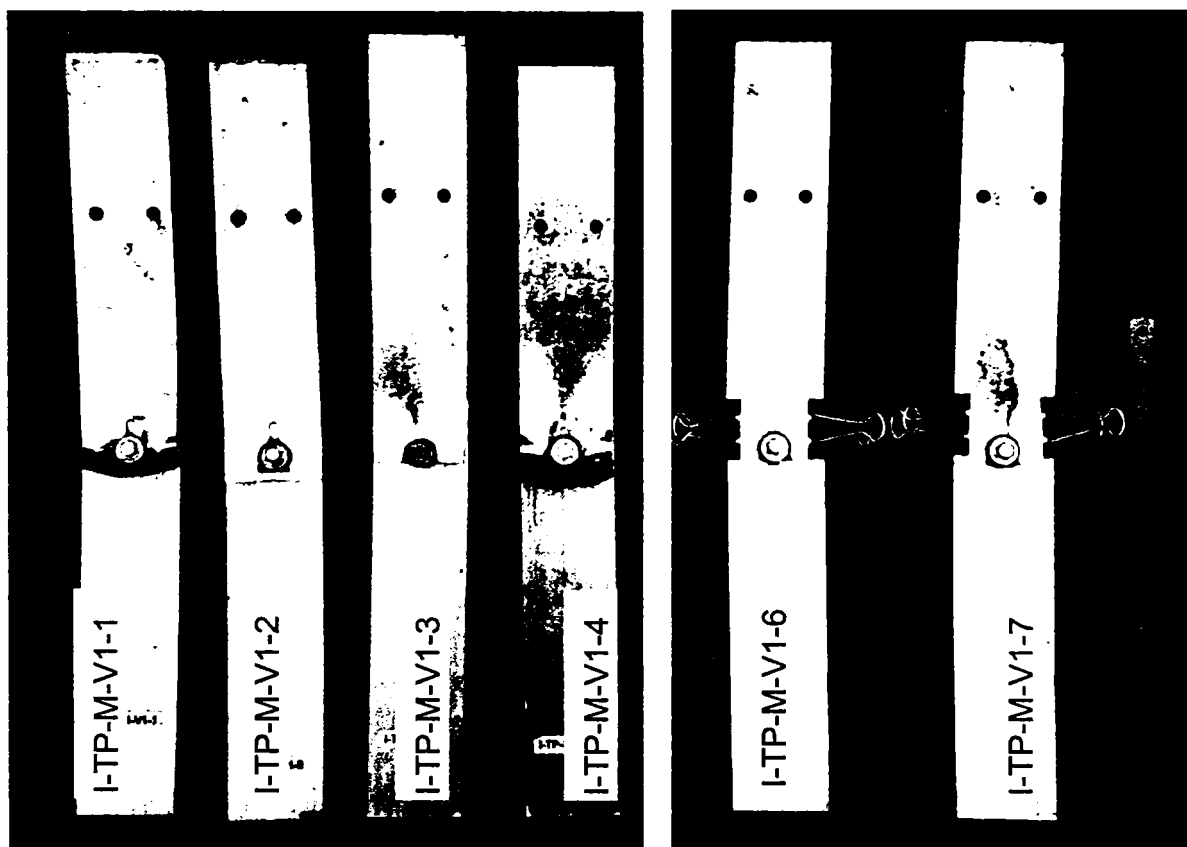


FIGURA IV-12. MODURI DE CEDARE SERIA I-TP-M-V1

După o încercare de rezolvare a problemei prin realizarea unor urechi la marginea tablei subțiri, care a eșuat din cauza că influența rigiditatea inițială a îmbinării, introducând efecte secundare de încovoieră, speciemenele I-TP-M-V1-6 și I-TP-M-V1-7 au fost echipate cu



cleme pentru a împiedica îndepărtarea celor două foi de tablă. Clemele exercită o presiune mică pe suprafața tablelor și nu afectează semnificativ rigiditatea sau capacitatea portantă a îmbinării dar asigură dezvoltarea mecanismului de cedare urmărit.

Cele două specimene au avut o comportare bună, curbele forță-deplasare ale acestora fiind comparabile cu cele obținute la speciemenele I-TP-M-V1-2 și I-TP-M-V1-3 (FIGURA IV-13). De fapt pentru calculul curbei medii din FIGURA IV-13 s-au utilizat doar rezultatele de la speciemenele 2,3,6 și 7, din seria I-TP-M-V1.

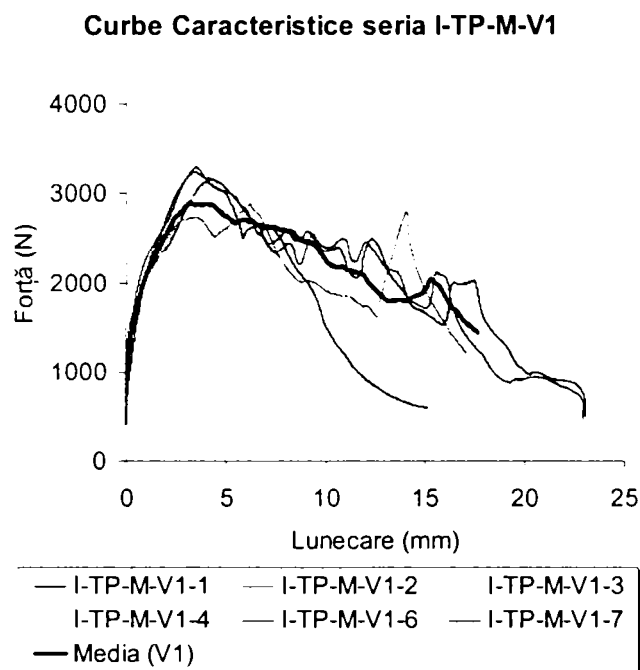


FIGURA IV-13. CURBE EXPERIMENTALE SERIA I-TP-M-V1

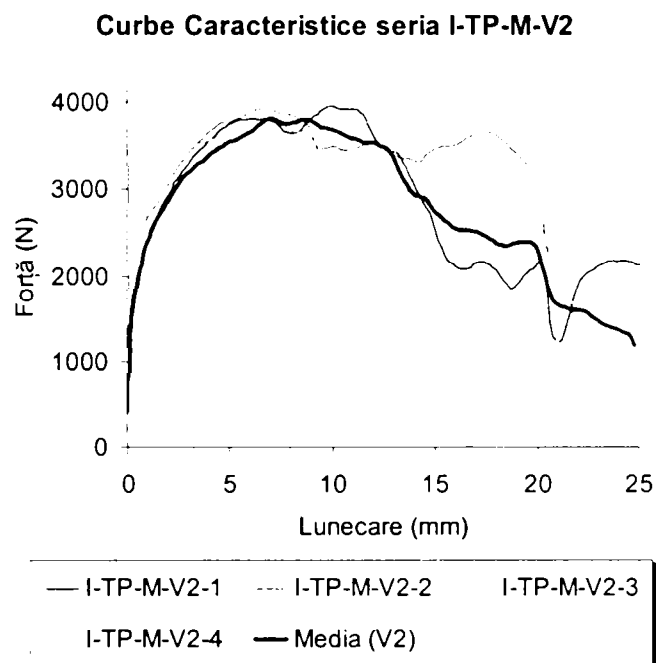


FIGURA IV-14. CURBE EXPERIMENTALE SERIA I-TP-M-V2

După acest set de încercări s-au aplicat cleme la majoritatea celorlalte specimene. Astfel, la seria similară celei precedente, dar cu viteza de aplicare a încărcării de 420mm/min, I-TP-M-V2 (FIGURA IV-14), s-au utilizat cleme la speciemenul doi și trei (I-TP-M-V2-2 și TP-M-V2-3).

#### IV.3.5. Rezultate (tablă subțire – tablă subțire)

La speciemenele de îmbinare dintre două foi de tablă subțire (îmbinări de țesere), cedarea îmbinării s-a produs diferit, prin înclinarea șurubului și prin smulgerea lui din foaia de tablă de jos. Aproximativ același mod de cedare a fost observat deja la îmbinările de țesere a tablei cutate la panourile încercate, cu observația că, și în acest caz a fost împiedicată îndepărtarea celor două foi de tablă.

Încercările s-au efectuat cu procedura cunoscută de la seria I-TP-M, folosind cele două viteze de încărcare și poziționare a extensometrului. În cazul speciemenelor I-TS-M-V1-2, I-TS-M-V1-3 și I-TS-M-V1-2, I-TS-M-V1-3, folosindu-se clipsuri pentru a împiedica depărtarea celor două foi. Speciemenele cedate și curbele rezultate se prezintă în FIGURA IV-15, FIGURA IV-16 și FIGURA IV-17.



FIGURA IV-15. MODURI DE CEDARE SERIILE I-TS-M-V1 ȘI I-TS-M-V2

Curbe Caracteristice seria I-TS-M-V1

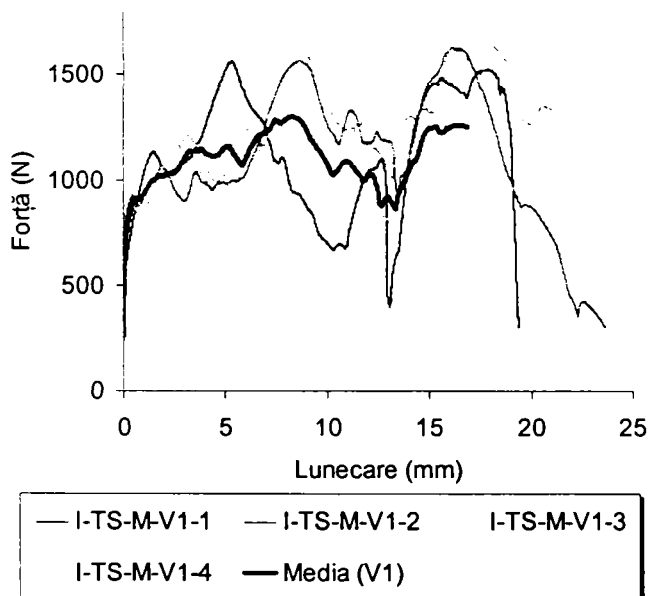


FIGURA IV-16. CURBE EXPERIMENTALE SERIA I-TS-M-V1

Curbe Caracteristice seria I-TS-M-V2

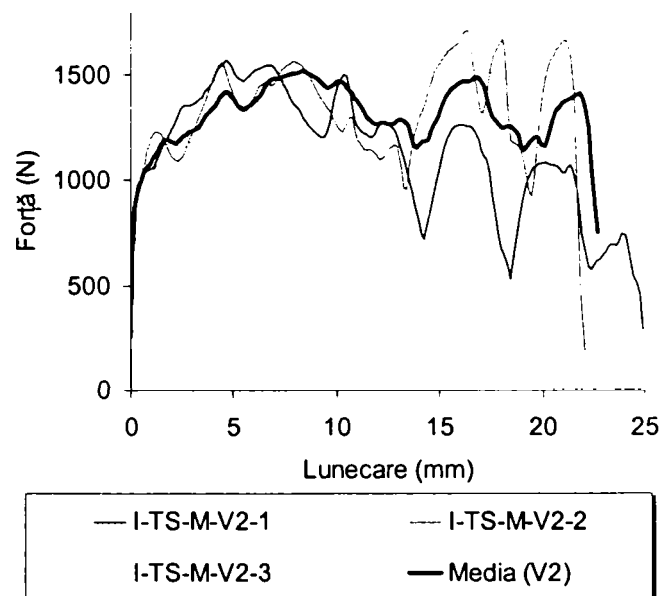


FIGURA IV-17. CURBE EXPERIMENTALE SERIA I-TS-M-V2

#### IV.3.6. Modele de calcul a capacității portante și rigidității îmbinărilor

Normele de calcul consacrate au formule de calcul doar pentru determinarea capacității portante a îmbinărilor cu șuruburi autofiletante, rigiditatea îmbinării nefiind tratată. Similar cu cazul îmbinărilor cu șuruburilor normale se impune verificarea mai multor moduri de cedare a îmbinării: forfecarea tijei șurubului, cedarea în aria netă a secțiunii și cedarea prin presiune pe gaură, fenomen care este mai complex datorită tipului de îmbinarea folosit.

Dintre aceste moduri posibile de cedare, cel prin forfecarea tijei și cel prin cedarea ariei nete se evită prin asigurarea unei calități corespunzătoare a materialului șurubului și prin asigurarea unei corespunzătoare față de margine. Astfel, singurul mod de cedare care se

referă „propriu zis” la îmbinare, rămâne cel prin presiune pe gaură. În continuare vor fi prezentate doar formulele referitoare la acest mod de cedare, presupunându-se că celelalte pot fi evitate prin măsuri constructive.

IV.3.7. Metoda de calcul conform Eurocode 3 (EC3. PART 1.3, 2001)

Conform Eurocode 3 capacitatea portantă a unei îmbinării depinde de: grosimea foii de tablă mai subțiri din îmbinare ( $t$ ); diametrul șurubului autofiletant ( $d$ ); și de limita de rupere a oțelului ( $f_u$ ) astfel:

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (1)$$

Unde:  $\alpha$  – este un coeficient care ține seama de raportul dintre grosimile de tablă și diametrul șurubului, iar  $\gamma_{M2}$  – reprezintă coeficientul de siguranță al îmbinării având valoarea de 1.25.

Pentru a se evita cedarea la forfecare a tijei șurubului se impune satisfacerea relației:  $1.2F_{b,Rd} > F_{v,Rd}$ ,  $1.2F_{n,Rd} > F_{v,Rd}$ , unde  $F_{v,Rd}$  reprezintă rezistența la forfecare a tijei șurubului, determinată pe cale experimentală.

Pentru calculul capacității portante cu formula din Eurocode (TABEL IV-9) s-au folosit grosimile nominale ale foilor de tablă, diametrul nominal al șurubului și valoarea determinată experimental al limitei de rupere a oțelului. Viteza de încărcare nu este un factor care poate fi luat în considerare prin acest model, diferențele provenind numai din diferența de limită de rupere a oțelului la cele două viteze de încărcare.

TABEL IV-9. CAPACITATEA PORTANTĂ CALCULATĂ CU EUROCODE 8

V(mm/min)	t <sub>1</sub> (mm)	t <sub>2</sub> (mm)	$\alpha$	d (mm)	F <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>nom</sub> (N)	$\gamma_{M2}$	F <sub>calc</sub> (N)
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 1.42mm								
1	0.417	1.42	2.1	4.8	466.76	1961.96	1.25	1569.57
420	0.417	1.42	2.1	4.8	484.69	2037.33	1.25	1629.86
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 0.417mm								
1	0.417	0.417	0.943	4.8	466.76	881.19	1.25	704.95
420	0.417	0.417	0.943	4.8	484.69	915.04	1.25	732.03

IV.3.8. Metoda propusa de Fan (FAN, 1996)

O metodă propusă pentru îmbunătățirea formulelor de calcul din Eurocode 3 a fost cel a unui grup de cercetători Belgieni. Sunt date formule de calcul analitic atât pentru determinarea capacității portante cât și a rigidității la forfecare a îmbinărilor.

Dat fiind faptul că rigiditatea îmbinărilor influențează puternic comportarea unei structuri, determinarea ei este la fel de importantă ca și determinarea capacității portante. Acest lucru nu este însă la fel de simplu în cazul îmbinărilor cu șuruburi autofiletante și au fost puține încercări de a determina formule analitice sau semi-empirice pentru calculul ei.

Deasemenea, au existat încercări (FAN, 1997) de determinare a întregii curbe caracteristice pentru îmbinări cu șuruburi autofiletante prin modelare cu EF, încercări care au avut însă succes limitat. Rezultatele au fost satisfăcătoare pentru îmbinări tablă subțire-tablă groasă, dar total nesatisfăcătoare pentru îmbinări tablă subțire-tablă subțire, mai ales în privința rigidității.

La Universitatea din Liege, s-au efectuat peste 300 de încercări pe îmbinări supuse la forfecare, în regim static și 58 în regim dinamic. Formulele de calcul pentru determinarea

capacității portante la cedare prin presiune pe gaură se diferențiază după raportul grosimilor de tablă:

$$\begin{aligned} t_m/t_s \leq 1 \quad F_n &= t_{thin} \cdot d \cdot f_{u, thin} \cdot f_1 \\ t_m/t_s > 1 \quad F_n &= t_{thin} \cdot d \cdot f_{u, thin} \cdot f_1 \cdot f_2 \end{aligned} \quad (2)$$

Unde:  $t_m$  – este grosimea tablei cu care NU se află în contact capul șurubului;  $t_s$  - este grosimea tablei cu care se află în contact capul șurubului;  $t_{thin}$  – valoarea minimă dintre  $t_m$  și  $t_s$ ; iar  $f_1$  și  $f_2$  se calculează cu:

$$\begin{aligned} f_1 &= -6 \cdot \left( \frac{t_{thin}}{d} \right)^2 + 5.7 \cdot \frac{t_{thin}}{d} + 0.7 \\ f_2 &= \left( \frac{t_m}{t_s} - 1 \right) \cdot (0.25 \cdot t_s^2 - t_s + 1.4) + 1 \quad \text{pentru } t_m/t_s \leq 2.4 \\ f_2 &= 0.35 \cdot t_s^2 - 1.4 \cdot t_s + 2.96 \quad \text{pentru } t_m/t_s > 2.4 \end{aligned} \quad (3)$$

Formula este valabilă pe intervalul de grosimi 0.55-2.20mm a tablei mai subțiri, grosimea tablei mai groase trebuie să fie mai mare de 0.55 mm, iar diametrul șurubului între 3.4 și 4.9 mm.

Pentru determinarea rigidității, același autor propune o formulare, bazată pe limitarea forței de exploatare la 50% din forța ultimă a îmbinării, după cum urmează:

$$K_{serv, sc} = 1.3 \cdot S_1 \cdot S_2 \quad (\text{kN/mm}) \quad (4)$$

$$S_1 = 3.74 \cdot t_s - 1.24$$

Unde:

$$S_2 = 0.4 \cdot \frac{t_m}{t_s} + 0.63 < 1.83 \quad (5)$$

Domeniul de valabilitate al formulei este pe intervalul de grosimi de tablă între 0.63-2.2 mm și pentru diametrul șurubului autofiletant de 4.9mm.

Aplicând metoda pentru setul de configurații de îmbinări încercate, cu observațiile de la calculul cu metoda Eurocode 3, se obține:

TABEL IV-10. CAPACITATEA PORTANTĂ CALCULATĂ CU FAN

V (mm/min)	$t_s$ (mm)	$t_m$ (mm)	D (mm)	$f_1$	$f_2$	$F_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_{nom}$ (N)	$\gamma_{M2}$	$F_{calc}$ (N)
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 1.42mm									
1	0.417	1.42	4.8	1.143	2.445	466.76	2618.18	1.25	2094.54
420	0.417	1.42	4.8	1.143	2.445	484.69	2718.75	1.25	2175.00
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 0.417mm									
1	0.417	0.417	4.8	1.143	-	466.76	1074.32	1.25	859.45
420	0.417	0.417	4.8	1.143	-	484.69	1115.59	1.25	892.47

TABEL IV-11. RIGIDITATEA CALCULATĂ CU FAN

	$t_s$ (mm)	$t_m$ (mm)	$t_m/t_s$	d(mm)	$S_1$	$S_2$	$K_{serv, sc}$ (kN/mm)
Tablă 0.417 - 1.42mm	0.417	1.42	3.405	4.8	0.320	1.83	0.760
Tablă 0.417 - 0.417mm	0.417	0.417	1	4.8	0.320	1.03	0.428

IV.3.9. Determinarea capacității portante și a flexibilității pe baza încercărilor

Datorită mării varietăți de tipologii de îmbinări cu șuruburi autofiletante, pe lângă metodele de calcul adecvate, normele curente prevăd și posibilitatea determinării capacității portante și a flexibilității (rigidității) prin încercări. (EC3 . PART 1.3 , 2001)

Forța capabilă caracteristică a îmbinării se determină cu formula:

$$F_k = F_m - s \cdot c \tag{6}$$

Unde:  $F_m$  – este valoarea medie a forței ultime ( $F_u$ ) a îmbinării.  $F_u$  se determină pentru fiecare specimen, ca fiind valoarea maximă a forței până la atingerea unei lunecări de 3 mm. (ECCS P21, 1983);  $s$  – este devierea standard; iar  $c$  – un coeficient statistic care ține seama de numărul de rezultate din care se calculează valoarea lui  $F_m$ . Se recomandă un număr minim de cinci încercări, pentru ca valorile să fie reprezentative.

Devierea standard se poate calcula cu trei formule alternative, una fiind:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (F_u - F_m)^2}{n - 1}} \tag{7}$$

Unde:  $n$  - reprezintă numărul de încercări.

Flexibilitatea la forfecare a îmbinării se poate calcula cu formula:

$$c_h = \frac{1}{F_k} \cdot \frac{\sum a_h}{n} \tag{8}$$

Unde:  $F_k/\gamma_1$  – este nivelul de forță de referință pentru calculul rigidității, valoarea recomandată pentru  $\gamma_1$  fiind de 0.6; iar  $a_h$  – este lunecarea măsurată într-un specimen la nivelul de forță  $F_k/\gamma_1$ . Conform normei, pentru determinarea flexibilității (rigidității) se recomandă folosirea specimenelor cu câte două șuruburi, dar se admite folosirea specimenelor cu un singur șurub în cazul în care acestea, prin modul în care îmbinările sunt dispuse în structură, furnizează rezultate mai reprezentative.

Aplicând procedura pentru specimenele încercate au fost determinate forța caracteristică și flexibilitatea la forfecare (TABEL IV-12) pentru cele două tipuri de îmbinări, la vitezele de încărcare precizate.

TABEL IV-12. CARACTERISTICILE ÎMBINĂRILOR DETERMINATE DIN EXPERIMENTE

TP-	TP-V1-1	TP-V1-2	TP-V1-3	TP-V1-4	TP-V1-6	TP-V1-7	$F_m$ (N)	$F_k$ (N)
$F_u$ (N)	2828.7	2712.9	2317.4	2906.8	3163.7	3171.3	<b>2850.13</b>	<b>2206.37</b>
$a_h$ (mm)	0.163	0.074	0.236	0.129	0.156	0.163	$c_h$ (mm/N)	<b>0.116</b>
TP-	TP-V2-1	TP-V2-2	TP-V2-3	TP-V2-4	-	-	$F_m$ (N)	$F_k$ (N)
$F_u$ (N)	3299.8	3425.7	3501.3	2574.3	-	-	<b>3200.25</b>	<b>2200.34</b>
$a_h$ (mm)	0.14	0.075	0.07	0.328	-	-	$c_h$ (mm/N)	<b>0.116</b>
TS-	TS-V1-1	TS-V1-2	TS-V1-3	TS-V1-4	-	-	$F_m$ (N)	$F_k$ (N)
$F_u$ (N)	1083.1	899.2	1194.0	1188.9	-	-	<b>1091.31</b>	<b>767.33</b>
$a_h$ (mm)	0.044	0.025	0.02	0.05	-	-	$c_h$ (mm/N)	<b>0.075</b>
TS-	TS-V2-1	TS-V2-2	TS-V2-3	-	-	-	$F_m$ (N)	$F_k$ (N)
$F_u$ (N)	1355.2	1211.6	1176.3	-	-	-	<b>1247.69</b>	<b>984.34</b>
$a_h$ (mm)	0.06	0.082	0.044	-	-	-	$c_h$ (mm/N)	<b>0.105</b>

## IV.3.10. Comparația rezultatelor experimentale și a celor de calcul

Pentru a studia acuratețea modelelor analitice care ne stau la dispoziție pentru calculul capacității portante, respectiv al rigidității îmbinărilor, s-a realizat un tabel comparativ (TABEL IV-13). O observație importantă pentru rezultate este că viteza de încărcare a îmbinării influențează rezultatele analitice numai prin valoarea diferită a limitei de rupere a oțelului.

În cazul valorilor rigidității este cunoscut că rigiditatea determinată pe îmbinări cu un singur șurub este mai mare decât rigiditatea determinată pe specimene cu două șuruburi. De aceea unii cercetători (FAN, 1996) propun amendarea valorii determinate pe îmbinări cu un singur șurub cu 0.5. În recomandările pentru utilizarea efectului de diafragmă (ECCS P88, 1995) sunt precizate valorile rigidității și capacității portante pentru câteva tipuri de îmbinări mai des întâlnite în practică, aceste valori putând fi și ele considerate de referință. Formulele empirice ale capacității portante se referă însă numai la șuruburi cu diametrul se 5.5 și 6.3mm, pentru îmbinări tablă groasă-tablă subțire. Această valoare a fost raportată la diametrul de 4.8mm, folosit în experimente, valorile rezultate fiind incluse în TABEL IV-13 doar orientativ.

TABEL IV-13. TABEL COMPARATIV REZULTATE EXPERIMENTALE FORMULE ANALITICE

	V (mm/min)		EC	Fan	Experiment	ECCS
Tablă 0.417 – 1.42mm	1	$F_{nom}$ (N)	1961.96	2618.18	2206.4	1775.11
		$K_{serv}$ (kN/mm)	-	0.760	8.624 (4.312) *0.5 Kexp	2.86 *d=5.5mm cu neopren
	420	$F_{nom}$ (N)	2037.33	2718.75	2200.3	1843.30
		$K_{serv}$ (kN/mm)	-	0.760	8.615 (4.313) *0.5 Kexp	2.86 *d=5.5mm cu neopren
Tablă 0.417 - 0.417mm	1	$F_{nom}$ (N)	881.19	1074.32	1091.3	798.58
		$K_{serv}$ (kN/mm)	-	0.428	13.249 (6.615) *0.5 Kexp	4
	420	$F_{nom}$ (N)	915.04	1115.59	1247.7	829.25
		$K_{serv}$ (kN/mm)	-	0.428	9.526 (4.763) *0.5 Kexp	4

Se poate observa o destul de bună corelare a rezultatelor în termeni de capacitate portantă pentru toate speciemenele. În cazul speciemenelor din tablă subțire, formulele din Eurocode par să fie nejustificat de securitare, metoda propusă de Fan furnizând valori mai apropiate de cele obținute pe cale experimentală. În privința rigidității îmbinării apar însă diferențe supărătoare între valoarea calculată și cea determinată pe cale experimentală.

## IV.3.11. Expresii analitice pentru curbele caracteristice

Bineînțeles, scopul acestor încercări a fost determinarea curbelor caracteristice pentru tipurile de îmbinări considerate, în vederea folosirii acestora la realizarea unui model cu EF a panourilor încercate. Deși teoretic este posibilă introducerea curbelor caracteristice obținute pe cale experimentală în model, sub forma unei comportări multiliniare definită prin puncte, găsirea unei forme de a le introduce analitic ar fi o soluție mult mai elegantă.

La partea crescătoare a curbei experimentale, până la atingerea capacității maxime, se poate observa o lege exponențială, iar după acela capacitatea scade linear până la cedarea speciemenului. Pentru a descrie prima parte a curbei caracteristice se pot utiliza două metodologii, întâlnite deja în literatura de specialitate, prima fiind formularea propusă de Fochi și modificată de Dolan (WHITE, 1995), care a fost utilizată la îmbinări cu cuie:

$$F_u = (P_o + K_2 \cdot \Delta) \left[ 1 - e^{-\frac{K_o \cdot \Delta}{P_o}} \right], \text{ for } \Delta < \Delta_{\max} \quad (5)$$

În această formulare „e” poate fi înlocuit cu un termen general „n”, prin care se poate modifica curbura, și se pot obține curbe analitice similare rezultatelor experimentale. Astfel rezultă:

$$F_u = (P_o + K_2 \cdot \Delta) \left[ 1 - n^{-\frac{K_o \cdot \Delta}{P_o}} \right], \text{ for } \Delta < \Delta_{\max} \quad (6)$$

Unde:  $K_o$  – este tangenta curbei în origine;  $K_2$  – tangenta curbei în punctul de maxim;  $P_o$  – interceptul liniei  $K_2$  pe axa y;  $\Delta_{\max}$  - deplasarea corespunzătoare atingerii forței maxime.

O altă metodă posibilă ar fi folosirea unei relații de tip Rambert-Osgood pentru descrierea porțiunii inițiale a curbei, formularea fiind propusă de De Matteis (DE MATTEIS, 1998) și care are expresia:

$$\Delta = \frac{F}{K} + p_o \left( \frac{F}{F_o} \right)^n \quad (7)$$

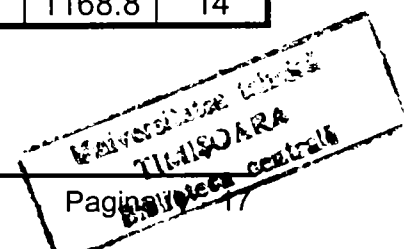
Unde:  $K$  – este rigiditatea inițială a curbei caracteristice;  $F_o$  – reprezintă forța de referință, de regulă forța considerată limită elastică convențională;  $p_o$  – reprezintă deplasarea corespunzătoare lui  $F_o$ ; și  $n$  – caracterizează forma curbei. Pentru evaluarea lui „n” este necesară alegerea unui nou punct de referință pe curba caracteristică, care se poate alege corespunzător forței maxime și deplasării corespunzătoare acesteia ( $F_{\max}$ ,  $\Delta_{\max}$ ), cu ajutorul căreia „n” se poate calcula folosind formula:

$$n = \frac{\ln\left(\frac{p_{\max}}{p_o}\right)}{\ln\left(\frac{F_{\max}}{F_o}\right)} \quad (8)$$

Ambele metode descrise au capacitatea să simuleze o comportare neliniară complexă, dar în urma studierii lor, metoda a doua s-a dovedit mai flexibilă și mai ușor de aplicat, fiind cea utilizată pentru scopurile din acest studiu. De aceea s-a optat pentru utilizarea unei funcții de acest tip la descrierea porțiunii crescătoare din curba de comportare și folosirea unei funcții liniare pentru porțiunea descrescătoare. Parametri folosiți în cazul diferitelor curbe și graficele aferente sunt prezentate în *TABEL IV-14* și *FIGURA IV-18*.

TABEL IV-14. PARAMETRI CURBELOR RAMBERT-OSGOOD

Rambert-Osgood	$K_o$ (N/mm)	$\Delta_{\text{elast}}$ (mm)	$F_{\text{elast}}$ (N)	$\Delta_{\max}$ (mm)	$F_{\max}$ (N)	n	$F_u$ (N)	$\Delta_u$ (mm)
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 1.42mm								
V=1mm/min	21230.6	0.9040	1997.5	3.2	2892.3	3.423	1563.0	17
V=420mm/min	45843.6	1.0695	2458.4	7.2	3818.6	4.330	1386.7	24
Îmbinare tablă 0.417mm tablă 0.417mm								
V=1mm/min	14063.8	0.2167	796.0	8.2	1303.5	7.409	867.1	13.3
V=420mm/min	42821	0.1507	770.8	8.2	1515.5	5.931	1168.8	14



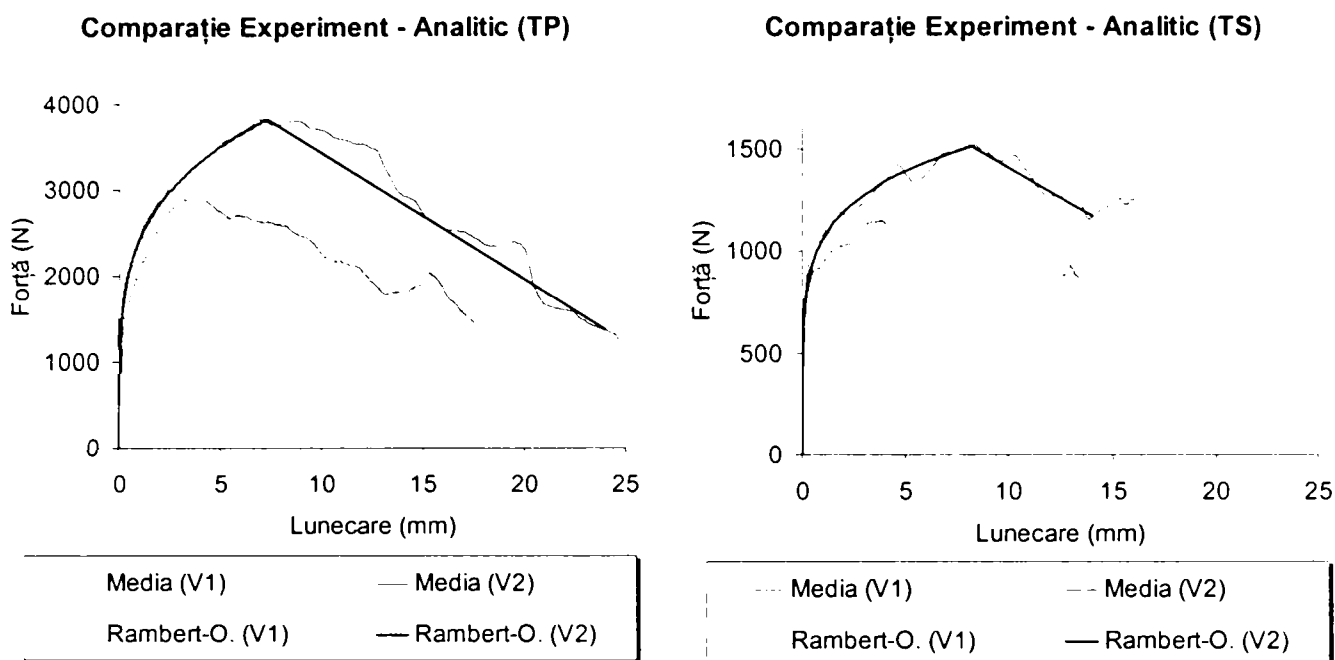


FIGURA IV-18. COMPARAȚII CURBĂ EXPERIMENTALĂ-CURBĂ ANALITICĂ RAMBERT-OSGOOD

Se poate observa că modelul analitic este capabil să reprezinte cu aproximare bună curbele caracteristice ale îmbinărilor, fiind adaptabil la diferitele forme ale acestuia. Deasemenea, se observă un efect puternic al vitezei de aplicare a încărcării asupra comportării îmbinărilor, cu creșterea vitezei crescând semnificativ și capacitatea portantă a acestora.

#### IV.4. ÎMBINĂRI TABLĂ-OSB

O altă tipologie de îmbinare a fost utilizată la panourile din Seria OSB I și OSB II. Aceste îmbinări au realizat prinderea dintre plăcile de OSB și scheletul metalic al panourilor de perete (Seria I-OP-M-V1).

Autorul nu are cunoștință de metodologii specifice de încercare a acestor tipuri de îmbinări de tip "hibrid", ele fiind asimilate ca metodologie de încercare cu îmbinările dintre tablele de oțel prezentate anterior. Astfel, s-au realizat cinci specimene de tipul celui prezentat în FIGURA IV-19, la care s-a ținut cont de faptul că distanța șurubului autofiletant de la marginea plăcilor de OSB la panouri a fost de 20 mm.

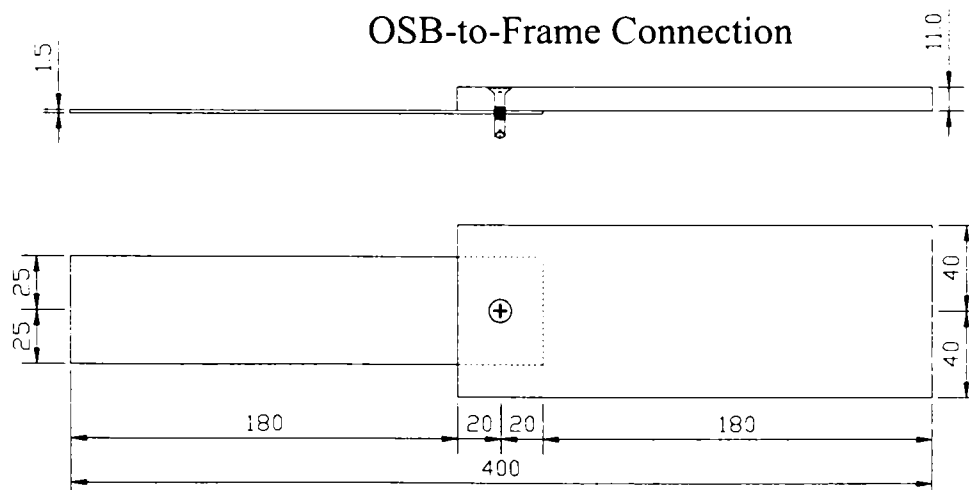
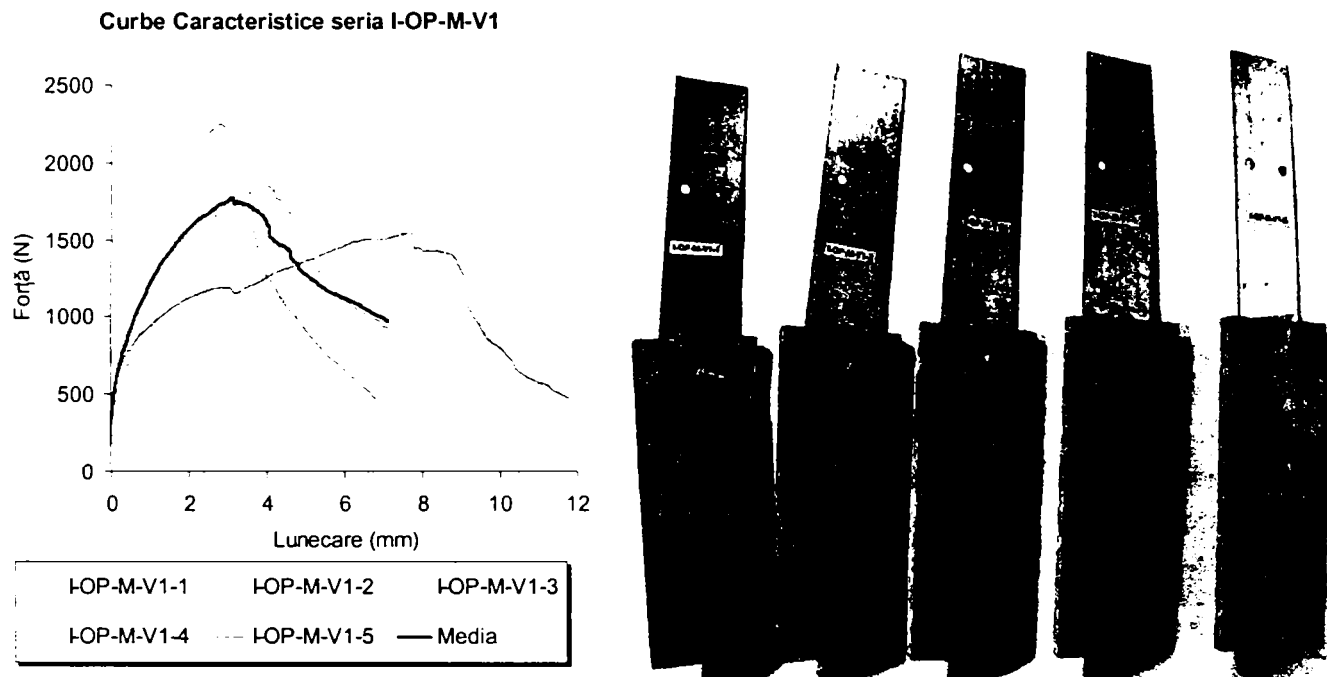


FIGURA IV-19. SPECIMENE TIPICE OSB-SCHELET METALIC



Specimenele au fost încercate la aparatul TESTWELL, forța fiind aplicată cu viteza de  $V_1=1\text{mm/min}$ . Extensometrele au fost fixate să măsoare deformația de pe lungimea inițială de 60 mm din zona centrală a specimenului, fiind eliminate lunecările din bacurile de prindere. Pentru a elimina efectul încărcării excentrice, astfel încât șurubul să fie încărcat la forfecare, tabla de oțel a fost echipată cu un distanțier (furură) de grosime egală cu grosimea plăci de OSB.

Curbele, forță-deplasare pentru modurile de cedare ale specimenelor de îmbinări tablă de oțel OSB sunt prezentate în *FIGURA IV-20*.



*FIGURA IV-20. CURBE CARACTERISTICE ȘI MODURI DE CEDARE ÎMBINĂRI TABLĂ-OSB SERIA I-OP-M-V1*

Se poate observa că, curbele caracteristice obținute au o abatere foarte mare. Acest lucru se datorează în primul rând neomogenității materialului plăcii de OSB, la care poziția și distribuția fibrelor de la marginea plăcii influențează comportarea în două moduri: (1) pe de o parte capacitatea portantă depinde de densitatea fibrelor în vecinătatea șurubului și (2) pe de altă parte direcția fibrelor influențează ea însăși modul de cedare a îmbinării. Astfel, la specimenul I-OP-M-V1-1 (primul specimen) se observa o cedare prin presiune pe gaură și cedare în aria netă a OSB-ului, la specimenul al doilea (I-OP-M-V1-2) o cedare pură prin presiune pe gaură, iar la specimenul al treilea (I-OP-M-V1-3) fibrele au fost despicate la înaintarea șurubului.

Rigiditatea inițială a îmbinării a fost evaluată între punctele de pe curbă corespunzătoare nivelului de forță 300 respectiv 1000N, valorile caracteristice pentru îmbinări fiind prezentată în *TABEL IV-15*.

*TABEL IV-15. CARACTERISTICI ÎMBINĂRI TABLĂ-OSB*

Specimen	$K(N/mm)$	$d_{300N}(mm)$	$d_{1000N}(mm)$	$F_{max}(N)$	$d_{Fmax}(N)$
I-OP-M-V1-1	1699.64	0.001	0.413	2125,94	2.744
I-OP-M-V1-2	3018.33	0.0	0.191	2249,37	2.757
I-OP-M-V1-3	780.66	0.016	0.913	1848,87	4.054
I-OP-M-V1-4	859.20	0.01	0.825	1743,07	5.605
I-OP-M-V1-5	543.25	0.016	1.305	1544,08	7.61

## IV.5. CONCLUZI

Au fost efectuate încercări experimentale pentru determinarea proprietăților mecanice pentru toate materialele și tipurile de îmbinări utilizate la fabricarea panourilor de perete testate.

Încercările de material au furnizat caracteristicile mecanice ale oțelului din: (1) scheletul panoului de perete, (2) contravântuiri, respectiv (3) tablă cutată și s-a adeverit că oțelul folosit a fost de același tip la cele trei grupe de elemente menționate.

În cazul încercărilor de material pentru plăcile de OSB s-a arătat că, comportarea, respectiv performanțele panoului, depind de direcția de dispunere a fibrelor. Astfel capacitatea portantă este sporită pe direcția paralelă cu fibrele, față de direcția perpendiculară fibrelor din panou. O tendință similară se poate observa și pentru valoarea rigidității la întindere a materialului. Mai mult decât atât, rezultatele (ex. capacitatea portantă a specimenelor) obținute pe specimene tăiate paralel cu fibrele au fost mult mai omogene, abaterile fiind considerabil mai mici. Se poate concluziona că plăcile OSB sunt departe de a fi omogene în comportare, incertitudinile introduse în calcule de rezistență fiind mult mai mari decât în cazul oțelului.

Îmbinările cu șuruburi autoperforante-autofiletante cu cap hexagonal dintre elementele de oțel, au fost testate în mai multe variante. Concluzia generală este că toate șuruburile, în toate variantele de grosime utilizate, au avut o cedare ductilă, în majoritatea cazurilor prin presiune pe gaură, cu o capacitate remanentă însemnată după atingerea nivelului de forță maximă. Comparând unele metode analitice de calcul a îmbinărilor cu șuruburi autofiletante se poate observa că, capacitatea portantă reală a șuruburilor, dedusă statistic din experimente, este mai mare decât cea determinată cu formulele de calcul. Deasemenea, există o diferență importantă între nivelul de forță acceptat în calcul și cel maxim suportat de îmbinare (obs. valoarea lunecării când se atinge forța maximă este mare, inacceptabilă pentru proiectare), rezervă care este activată atunci când panoul de perete și implicit îmbinările acestuia se deformează puternic. Această rezervă neliniară de la nivelul fiecărui șurub este transmisă și la nivelul panoului întreg.

Creșterea vitezei de aplicare a încărcării a avut un efect benefic, atât asupra capacității portante a îmbinărilor studiate, cât și asupra ductilității acestora, fapt foarte important pentru validarea rezultatelor de la încercările cvazi-stactice efectuate, în comparație cu o comportare la cutremur. Pentru curbele caracteristice ale îmbinărilor tablă - tablă au fost experimentate două expresii analitice pentru descrierea curbei, ambele adevărindu-se satisfăcătoare pentru acest scop.

Neomogenitatea materialului plăcii OSB a fost reflectată și în performanțele îmbinărilor cu șuruburi între placa de OSB și tabla de oțel, rezultatele obținute pentru acest tip de îmbinare fiind cu o abatere foarte mare.

## V. SIMULAREA NUMERICĂ A COMPORTĂRII PANOURILOR DE PERETE

### V.1. MODELAREA CU ELEMENT FINIT ÎN REGIM MONOTON STATIC

#### V.1.1. Prezentarea problemei

Cei mai siguri parametri de performanță a unui panou de perete se pot determina prin încercări experimentale la scară 1:1. Acest mod este însă și cel mai costisitor și dă posibilitatea evaluării unei singure tipologii, cea testată, fără a se putea aprecia performanțele unui panou diferit. O metodă ar fi, desigur, testarea mai multor tipologii de panouri, pentru a se obține rezultate experimentale pentru fiecare tipologie, metodă total ne-realizabilă datorită costurilor foarte ridicate.

O metodă de studiu mai accesibilă, și care a fost testată cu succes, ar fi realizarea unor modele cu Element Finit (EF), care odată calibrate pe baza unor încercări, pot fi utilizate pentru determinarea performanțelor unor panouri similare, permițând extrapolări ale rezultatelor experimentale existente.

Scopul acestui studiu a fost realizarea unui model cu EF, capabil să simuleze răspunsul în regim monoton obținut la panourile de perete învelite cu tablă cutată (Seria I și Seria IV), folosind programul cu EF de uz general ANSYS.

Pentru atingerea acestui scop, structura panoului a fost descompusă în următoarele componente: (1) scheletul panoului de perete; (2) tabla de închidere (tablă cutată); (3) elemente de îmbinare tablă cutată-schelet, (4) îmbinări de țesere a foilor de tablă.

Comportarea fiecărei componente a fost analizată, căutându-se o modalitate de modelare a acestora, ele fiind apoi asamblate în modelul panoului de perete complet.

#### V.1.2. Modelarea tablei cutate

Prima componentă a panoului de perete a fost tablă cutată, care, datorită dimensiunii și complexității sale, nu a putut fi modelată ținând cont de fiecare cută, cu elemente de tip membrană (SHELL). Modelarea în detaliu a tablei cutate ar fi însemnat un model cu peste 30.000 de elemente finite, ceea ce nu este o abordare deloc practică, conducând la un timp de analiză exagerat, mai ales în cazul unei analize neliniare. Pentru a reduce numărul de elemente finite utilizate, foaia de tablă cutată se poate modela ca o placă echivalentă plană cu comportare similară (FIGURA V-1). Datorită prezenței cutelor, tabla originală nu este izotropă, fiind evident că și placă plană echivalentă va trebui să rezulte ortotropă.

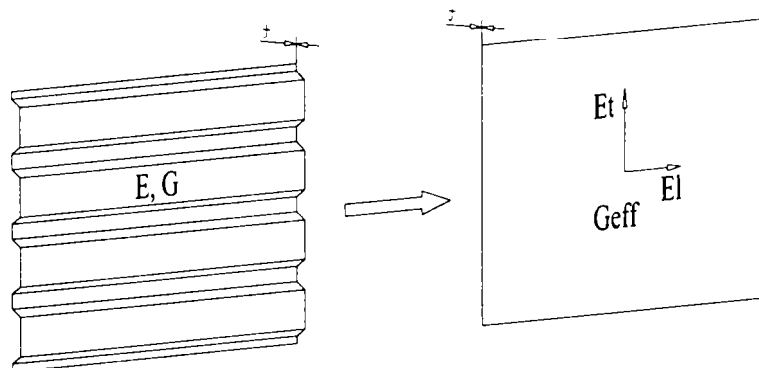


FIGURA V-1. PROPRIETĂȚILE PLĂCII PLANE ECHIVALENTE

Proprietățile plăci ortotrope trebuie determinate în așa fel încât răspunsul acesteia la diferite condiții de încărcare să fie identic cu răspunsul tablei cutate. Echivalarea se poate realiza

relativ simplu în domeniul elastic, fiind însă foarte greu de extins în domeniul plastic, unde comportarea tablei cutate devine extrem de complicată. De fapt, la încercările pe panouri de perete nu s-au observat deformări plastice semnificative ale tablei cutate, singurele plastificări fiind concentrate în zona îmbinărilor. Astfel, dacă echivalența celor două plăci este satisfăcătoare în domeniul elastic, această simplificare nu trebuie să afecteze acuratețea modelului.

Dacă considerăm o placă ortotropă echivalentă de grosime egală cu cea a tablei originale „t”, singura problemă rămâne determinarea proprietăților echivalente schițate în FIGURA V-1, respectiv  $E_l$ ,  $E_t$  și  $G_{eff}$ .

#### V.1.2.i. Determinarea lui $E_l$

Supus la întindere în direcția cutelor, tabla cutată are comportarea similară cu a unei table plane, fiind necesare doar unele ajustări minore, datorate surplusului de material pe unitatea de lățime. (FIGURA V-2. B.) (DE MATTEIS, 1998). Valoarea modulului de elasticitate longitudinal echivalent se poate calcula ținând con de acest surplus prin:

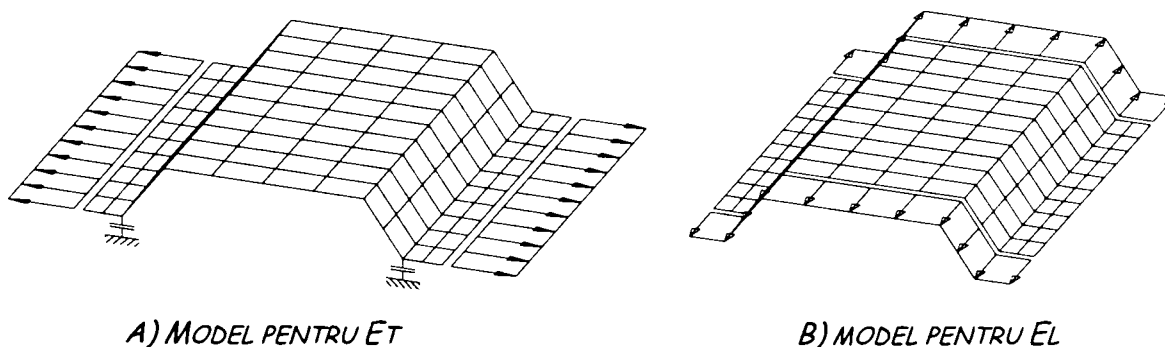
$$E_l = \frac{p}{d} \cdot E \quad (1)$$

Unde: p – este lățimea desfășurată a unei cutei; d – lățimea propriu zisă a unei cute; iar E modulul de elasticitate a materialului de bază.

Deși, formularea prezentată este exactă în cazul în care tabla cutată este supusă la întindere uniformă, în cazurile practice, datorită aplicării forței în puncte izolate, în dreptul prinderilor și deci a încărcării neuniforme a tablei, pot apărea diferențe de până la 5%. Valoarea modulului de elasticitate longitudinal astfel determinată pentru tabla cutată LTP20-0.5 și folosit în continuare este  $E_l=244367\text{N/mm}^2$ .

#### V.1.2.ii. Determinarea lui $E_t$

O foaie de tablă cutată este foarte ușor deformabilă, dacă se supune la tracțiune perpendicular pe direcția cutelor, deoarece forța este transmisă prin încovoierea colțurilor îndoite ale cutelor, ajungându-se la o reducere de  $10^5$ - $10^6$  ori față de modulul de elasticitate a materialului de bază. În acest caz, modelul pentru determinarea modulului de elasticitate echivalent ar fi cel prezentat în FIGURA V-2 A., care se bazează pe deformarea transversală a unei singure cute.



A) MODEL PENTRU  $E_t$

B) MODEL PENTRU  $E_l$

FIGURA V-2. MODELE SIMPLIFICATE PENTRU DETERMINAREA LUI  $E_t$  ȘI  $E_l$

Unele studii (DE MATTEIS, 1998) au arătat neajunsurile folosirii unor valori atât de diferite pentru cele două module de elasticitate și sugerează folosirea de valori egale pentru „E” și determinarea unei echivalențe numai în cazul lui „G”. Valoarea modulului de elasticitate transversală determinată este de  $64.4\text{N/mm}^2$

V.1.2.iii. Determinarea lui  $G_{eff}$ 

Dacă determinarea modulelor de elasticitate echivalente a fost destul de directă, calculul modului de elasticitate tangent echivalent pune mai multe probleme, deoarece depinde de mai mulți factori greu controlabili. Problema a fost studiată în detaliu de Bryan și Davies (DAVIES, 1981), care enumeră factorii care influențează deformabilitatea la forfecare a unui panou de tablă cutată ca fiind următor:

- flexibilitatea datorată distorsiunii profilului tablei cutate;
- flexibilitatea datorită efortului de forfecare din panoul de tablă;
- flexibilitatea datorată lunecării la nivelul fixării tablei cutate de pane;
- flexibilitatea datorată lunecării în prinderile de țesere dintre două foi de tablă;
- flexibilitatea datorată efortului longitudinal în elementele de margine;

Primele două dintre aceste componente sunt proprii foii de tablă cutată, celelalte fiind legate de modul de fixarea al tablei de restul elementelor din panou. Cel mai important factor care influențează rigiditatea foii de tablă cutată supusă la tăiere este coeficientul datorat distorsiunii capetelor, valoarea căreia depinde de: (1) forma cutelor, (2) dimensiunile în plan a foii de tablă și (3) dispunerea conectorilor care pot împiedica distorsionarea. Considerând toți acești factori, flexibilitatea unui panou de tablă cutată poate fi determinată pe cale analitică (ECCS P88, 1995). Deoarece formulele date nu acoperă cu exactitate toate situațiile întâlnite la panourile de pereți și pentru a le verifica într-un caz particular dat, pe lângă calculul analitic s-au realizat următoarele modele cu EF suplimentare.

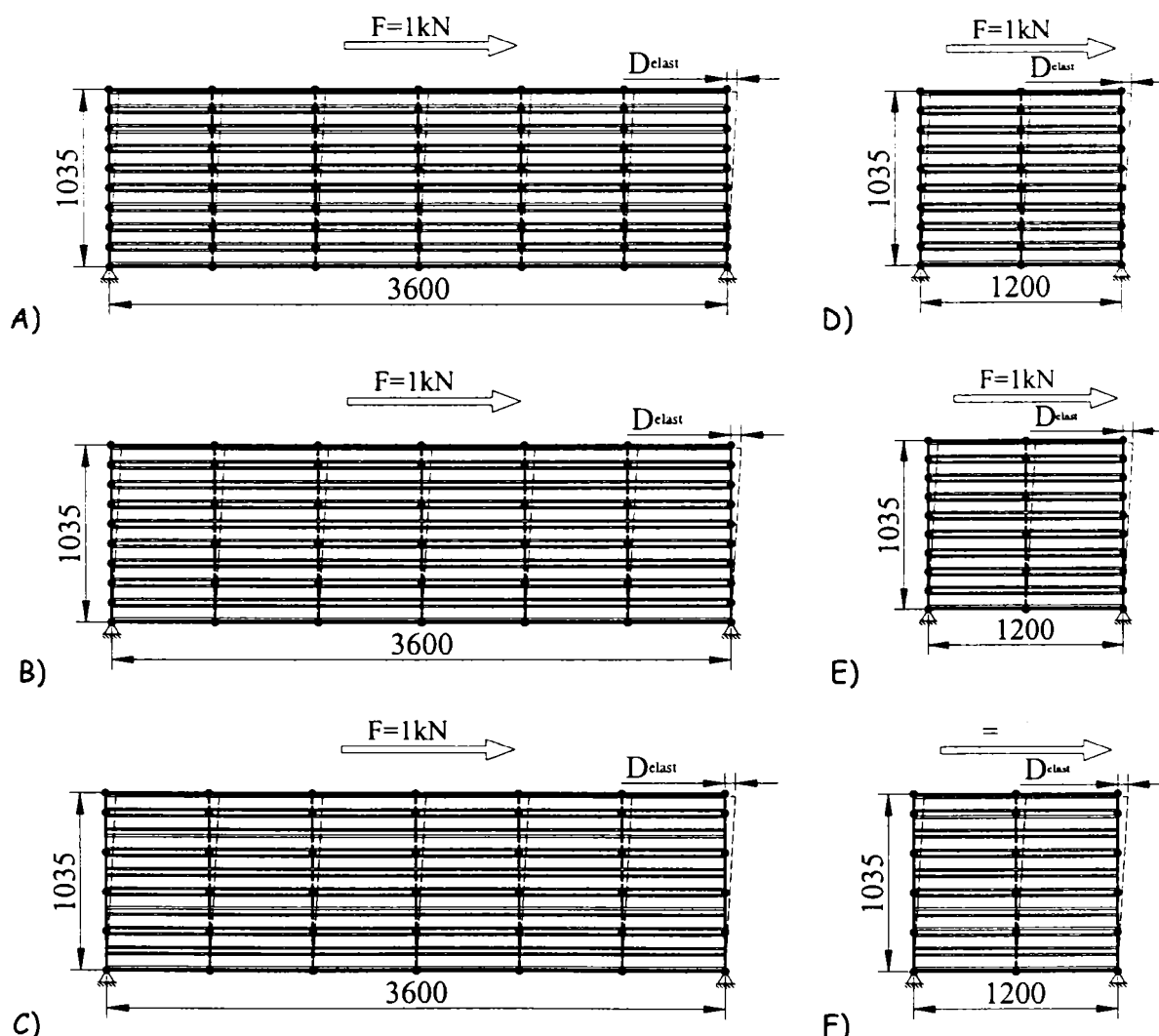


FIGURA V-3. MODELE CU EF PENTRU DETERMINAREA FLEXIBILITĂȚII LA FORFECARE

Modelul cu EF a constat dintr-un panou de tablă cutată, fixată pe o ramă din bare cu rigiditate mare, articulate la capete. Rama fiind articulată nu a avut altă contribuție la preluarea încărcării laterale decât să asigure transmiterea uniformă a forței de tăiere către tabla cutată.

Modelul a fost încărcat orizontal, cu o forță unitară și s-a monitorizat deplasarea panoului. Pentru a ține seama de efectul modului de prindere a tablei cutate asupra rigidității la tăiere s-au modelat trei tipuri de panouri: (1) prinderi ale tablei în fiecare cută pe toți montanții (FIGURA V-3 A.D.); (2) prinderi ale tablei în fiecare cută pe montanții marginali și în fiecare a doua cută pe cei intermediari (FIGURA V-3 B.E.); (3) prinderi ale tablei în fiecare a doua cută (FIGURA V-3 C.F.). Deoarece, deformația datorată distorsiunii capătului tablei cutate este dependentă de lungimea foii, s-au modelat două lungimi de tablă, 3600 mm și 1200 mm, corespunzătoare celor de pe panoul de perete încercat.

Modelul a fost realizat în programul ANSYS, tabla cutată fiind modelată ca element SHELL43 utilizat numai în domeniul elastic și având capacitate de deformare la forfecare. Cadrul articulată s-a modelat cu elemente elastice BEAM4, pentru a elimina deformațiile din cauza cadrului, aria secțiunii transversale și momentul de inerție au fost introduse cu valori foarte mari.

Tabla cutată a fost prinsă de cadrul articulată cu elemente de tip COMBIN39 cu rigiditate foarte mare, pentru a elimina și deformațiile care pot apărea din cauza lunecărilor în conectori. Pentru a se asigura forma reală de distorsiune a capetelor foilor de tablă cutată s-au utilizat elemente de tip CONTAC52, plasate între nodurile tablei cutate și cele ale cadrului. Dacă cele două puncte s-ar apropia se realizează contactul cu rigiditate foarte mare, împiedicând ca nodurile să se întrepătrundă. Pe de altă parte, aceste elemente nu împiedicau îndepărtarea tablei cutate de schelet, simulând exact condițiile din realitate. Pentru cazul prinderii tablei în fiecare cută s-a utilizat schema din FIGURA V-4. A, iar pentru cazul fixării în fiecare a doua cută cea din FIGURA V-4. B.

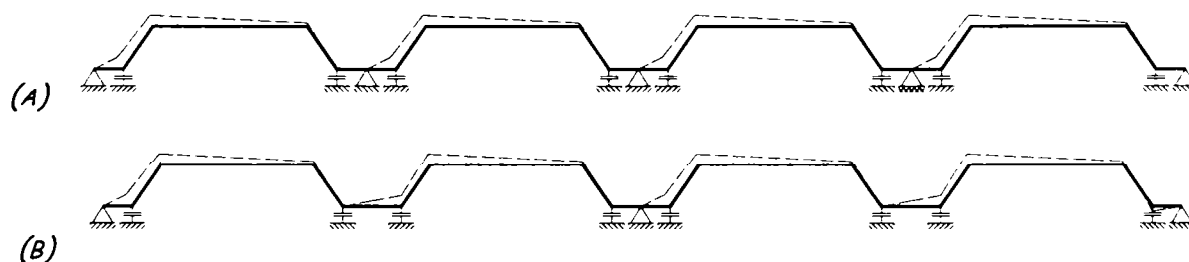


FIGURA V-4. DISPUNEREA CONECTORILOR ȘI A ELEMENTELOR DE CONTACT LA TABLA CUTATĂ

Deoarece barele care formau rama, respectiv îmbinările, au avut rigiditate mare, deformația panoului s-a datorat în totalitate tablei cutate și a cuprins componentele de distorsionare a capetelor tablei și cea a deformării la forfecare. Au fost analizate modelele cu EF pentru cele două lungimi de tablă, combinate cu cele trei scheme de prindere, valorile flexibilității fiind comparate cu cele obținute pe cale analitică (TABEL V-1).

TABEL V-1. COMPARAȚIA REZULTATELOR ANALITICE CU CELE DIN MODELUL CU EF

Prindere	$F_{\text{flexibilitatea}}(\text{mm/N})$ EF	$F_{\text{flexibilitatea}}(\text{mm/N})$ Analitic (Davis, Bryan)	Diferența (%)
<b>MODEL 1 (3600x1035mm)</b>			
Fiecare cută	0.03226	0.03650	13.14
Fiecare cută capete / Fiecare a doua pe intermediare	0.04917	0.05323	8.26
Fiecare a doua cută	0.15862	0.21602	36.19

<b>MODEL 2 (1200x1035mm)</b>			
Fiecare cută	0.32451	0.41060	26.53
Fiecare cută capete / Fiecare a doua pe intermediare	0.33044	0.41060	24.26
Fiecare a doua cută	2.649	3.103	17.14

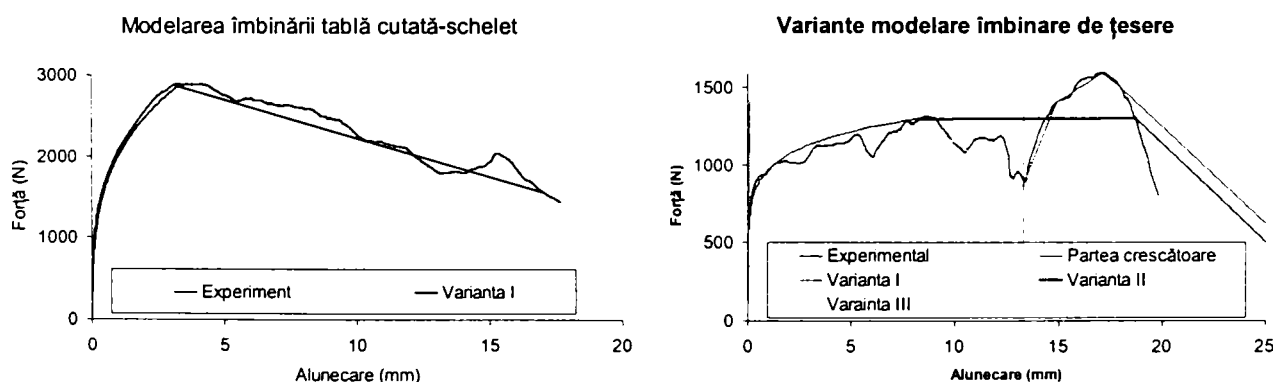
Se poate observa o bună concordanță între rezultatele cu EF și cele analitice, mai ales ținând seama de complexitatea fenomenului. Valorile modului de elasticitate la forfecare pentru cele două tipuri de panouri de tablă cutată au fost calculate pe baza rezultatelor obținute cu EF și au valorile de  $G_{\text{eff}}=14262\text{N/mm}^2$  pentru fâșiile de 3600 mm, și  $G_{\text{eff}}=6366\text{N/mm}^2$  pentru fâșiile de 1200 mm.

### V.1.3. Modelarea îmbinărilor

Conform celor prezentate în Capitolul IV, au fost realizate încercări pentru determinarea comportării îmbinărilor utilizate în panourile de perete studiate. După cum s-a arătat, există diferențe semnificative între performanțele a două îmbinări asemenea, în continuare fiind utilizate curbele medii de comportare obținute pe mai multe specimene. Deasemenea, s-a observat o influență benefică a vitezei de aplicare a încărcării asupra capacității portante a îmbinărilor, realizându-se creșteri de până la 40%. Aplicarea forței în cazul încercărilor în regim cvazi-static conduce la rezultate acoperitoare, din punct de vedere al capacității portante a panourilor, față de vitezele mai mari de solicitare.

În Capitolul IV au fost prezentate două modele analitice pentru descrierea comportării îmbinărilor dintre tablele de oțel, unul bazat pe o formulare similară celei utilizate la îmbinări cu cuie propus de Dolan (WHITE, 1995) și una cu ajutorul unei relații simple, de tip Rambert-Osgood, propusă de De Matteis (DE MATTEIS, 1998). Comportarea îmbinărilor în modelul cu EF au fost modelată pe baza formulei de tip Rambert-Osgood, pentru partea crescătoare a curbei și a fost considerată linear descrescătoare după depășirea forței maxime. Deoarece s-a dorit modelarea unor încercări monotone în regim static s-au folosit curbele de comportare de la îmbinările încercate cu viteza de 1mm/min.

Întrucât neomogenitatea comportării îmbinărilor de țesere a fost foarte mare, mai ales la deplasări mari, s-au folosit trei modele alternative pentru modelarea acestora în ANSYS, fiind posibilă o comparare a rezultatelor (FIGURA V-5.B).



(A) ÎMBINARE TABLĂ SCHELET

(B) ÎMBINARE DE ȚESERE

FIGURA V-5. MODEL ANALITIC PENTRU ÎMBINĂRI

Îmbinările au fost modelate ca și elemente COMBIN39, cu capacități neliniare bazate pe modelele analitice descrise și acționând în ambele direcții în planul panoului de perete.

Perpendicular pe planul panoului de perete îmbinările s-au considerate cu rigiditate foarte mare pentru a împiedica desprinderea tablei de schelet.

#### V.1.4. Modelarea scheletului metalic

Elementele scheletului metalic au fost modelate ca bare simple, folosind elemente de tip BEAM4, cu proprietățile secțiunii transversale corespunzătoare. La marginea panoului de perete sau în vecinătatea golurilor de ușă, unde profilele au fost dublate și solidarizate, în model s-a considerat un singur profil cu caracteristicile celor două însumate.

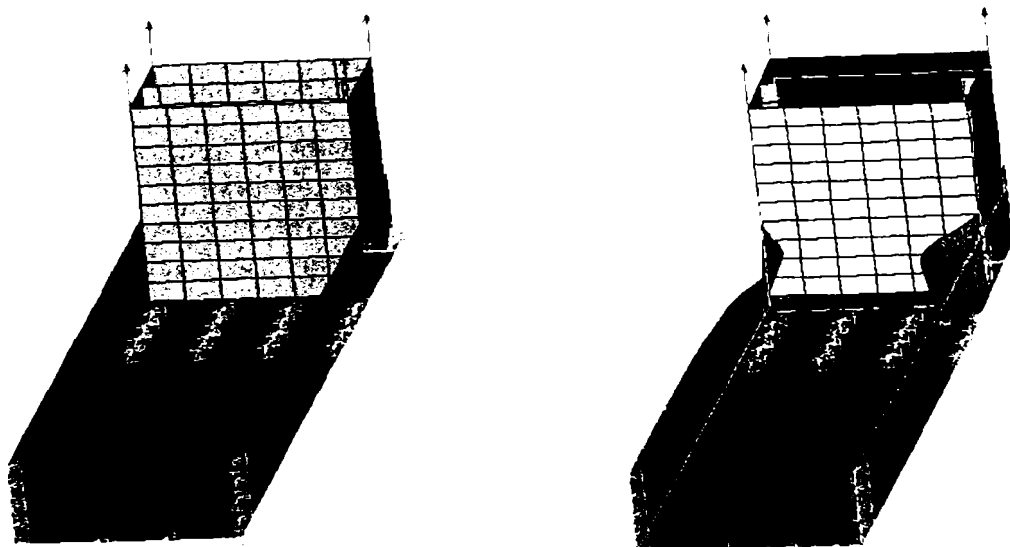
Îmbinările între profilul de ghidaj și montați, precum și cele dintre „blockinguri” și montați au fost considerate articulații, scheletul singur formând de fapt un mecanism. Această abordare a fost justificată de cele observate în cazul panoului de perete încercat fără închideri, care a avut o comportare foarte apropiată de mecanism.

Elementul finit utilizat nu avea capacitate în domeniul plastic, fiind un element elastic simplu. De fapt, deteriorarea scheletului metalic al panoului a fost observată doar în fazele foarte avansate de distrugere a panoului de perete.

#### V.1.5. Modelarea sistemelor de ancoraj

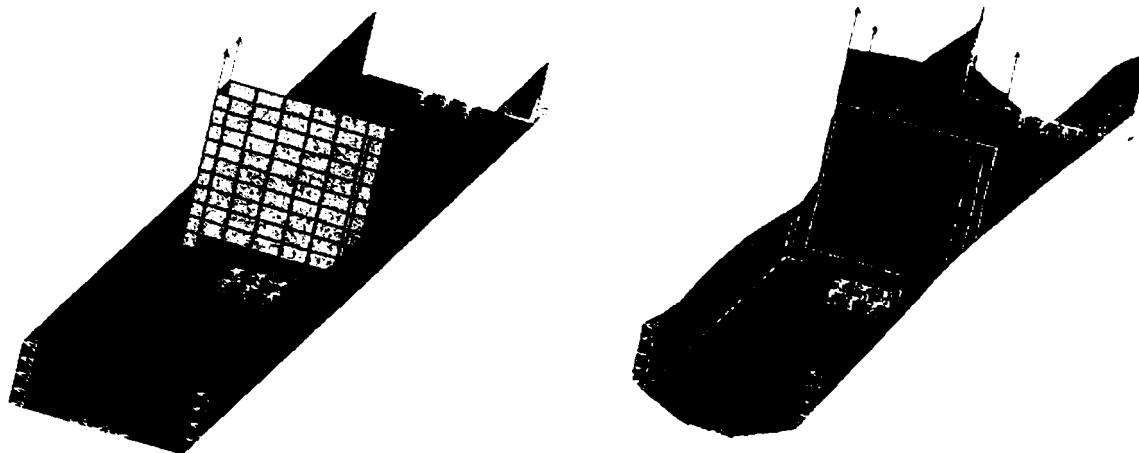
O sursă importantă de flexibilitate în cazul panourilor de perete încercate s-a datorat deformațiilor din zona ancorajelor. Deformații locale importante s-au observat la fiecare panou, fenomenul fiind deosebit de accentuat în cazul specimenelor cu benzi de contravântuire, caz în care acestea au și cauzat cedarea prematură a panourilor.

Pentru a modela în mod realist comportarea panourilor de perete este esențial să se țină seama de acest fenomen. Deoarece era imposibilă măsurarea forțelor de smulgere la colțul panourilor de perete, singurele informații care au fost obținute din încercări au fost deformațiile colțurilor atât pe orizontală cât și pe verticală. Pentru a introduce valori rezonabile a flexibilității sistemului de ancoraj în modelul cu EF a panourilor, s-a modelat zona de colț în prealabil (FIGURA V-6).



(A) MODEL PRINDERE DE COLȚ





(B) MODEL PRINDERE INTERMEDIARĂ

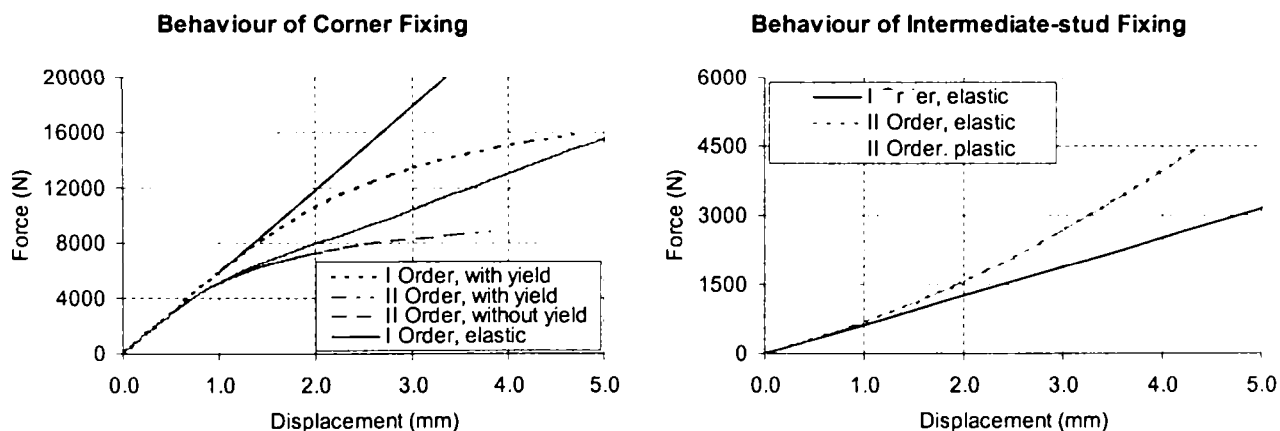
FIGURA V-6. PRINDEREA MONTANȚILOR ÎN PROFILUL DE GHIDAJ ȘI ANCORAREA ACESTUIA

Profilele au fost modelate ca și elemente de tip SHELL43, cu o grosime de 1.42mm și având limita de curgere, determinată pe cale experimentală pentru profilul de ghidaj, de 445N/mm<sup>2</sup>. Cele două șuruburi SL4, care realizau fixarea fiecărui montant de profilul de ghidaj, au fost modelate ca elemente de legătură COMBIN39, și realizează legătura între nodurile respective ale plăcilor plane cu o valoare a rigidității foarte ridicată. Pentru a se asigura o deformare corectă și a evita întrepătrunderea celor două profile în timpul modelării, s-au inserat elemente de contact (CONTAC49), care intră în lucru numai în momentul în care marginea montantului atinge marginea profilului de ghidaj.

Modul de rezemare în vecinătatea montanților a fost realizat similar cu situația de la panoul de perete încercat, suprafața de contact în dreptul ancorelor fiind identică. Porțiunea de profil de ghidaj modelat a fost de 600mm în cazul montantului de colț, respectiv 1200mm în cazul celui curent (FIGURA V-6).

Modelele au fost încărcate cu forță uniformă aplicată în sus, în lungul montanților, astfel modelându-se smulgerea care soliciata zona de ancorare a panourilor de perete în timpul încercărilor, valoarea forței aplicate fiind determinată dintr-o analiza simplificată a panoului.

S-au realizat diferite tipuri de analize ale modelelor, rezultatele fiind prezentate în FIGURA V-7. După cum se vede, la nivelul de solicitare există plasticizări semnificative în detaliile de colț ale panoului, dar nu și la prinderile montanților intermediari, unde rezultatele analizei de ordinul doi elastic și plastic sunt egale.



(A) MONTANT DE COLȚ

(B) MONTANT INTERMEDIAR

FIGURA V-7. CURBA FORȚĂ-DEPLASARE A PRINDERILOR DE COLȚ ȘI MONTANȚILOR INTERMEDIARI

În modelul de panou de perete propus, neliniaritatea comportării zonei de ancoraj a fost luată în considerare prin dispunerea unor arce (COMBIN39) cu proprietăți neliniare la prinderile montanților de reazeme. Pentru curba de comportarea neliniară a arcelor s-a utilizat curbele determinate din modelele descrise, utilizând analiză plastică de ordinul II.

#### V.1.6. Simplificări

Scopul în acest studiu a fost realizarea unui model cu EF care poate să redea cu suficientă acuratețe comportarea în regim monoton a panourilor de perete placate cu tablă cutată. Modelul de panou urmează să fie asamblat cu ajutorul componentelor descrise până acum și deci va îngloba toate simplificările adoptate, care este important să fie reținute. În felul acesta se pot identifica capacitățile și limitările modelului simplificat, după cum urmează:

- Nu poate ține seama de eventualele deformări plastice ale foii de tablă cutată, dar astfel de plastificări nici nu au fost observate în timpul încercărilor;
- Nu poate ține cont de deformațiile plastice ale elementelor care formează scheletul panoului de perete, plasticizări sau pierderi de stabilitate fiind observate doar în cazul câtorva experimente în stadiul final;
- Poate ține seama de comportarea neliniară a îmbinărilor de țesere și a celor dintre tablă și schelet. În cazul îmbinărilor de țesere, din cauza diferențelor semnificative între specimene, definirea curbei caracteristice a îmbinării este dificilă;
- Poate ține cont, într-o manieră simplificată, de deformațiile locale care au apărut la nivelul ancorajelor, mai ales pe colțurile panoului de perete;
- Poate ține cont de deformația din forfecare a tablei cutate, incluzând și efectele datorate distorsiunii capetelor tablei cutate, această fiind evaluată cu ajutorul unui model cu element finit separat sau cu ajutorul modelului analitic din norme (ECCS P88, 1995);
- Poate ține cont de deformațiile elastice ale componentelor scheletului panoului de perete.

Se poate observa că, deși este simplificat, modelul propus poate ține cont de toate aspectele majore care s-au observat că ar contribui la deformarea panourilor de perete.

#### V.1.7. Asamblarea modelului cu EF

Folosind modul descris pentru fiecare componentă în parte, au fost realizate modele cu EF în programul ANSYS, pentru cele două tipuri de panouri de perete cu tablă cutată, respectiv cele din Seria I și Seria IV, principiul de asamblare fiind prezentat în FIGURA V-8.

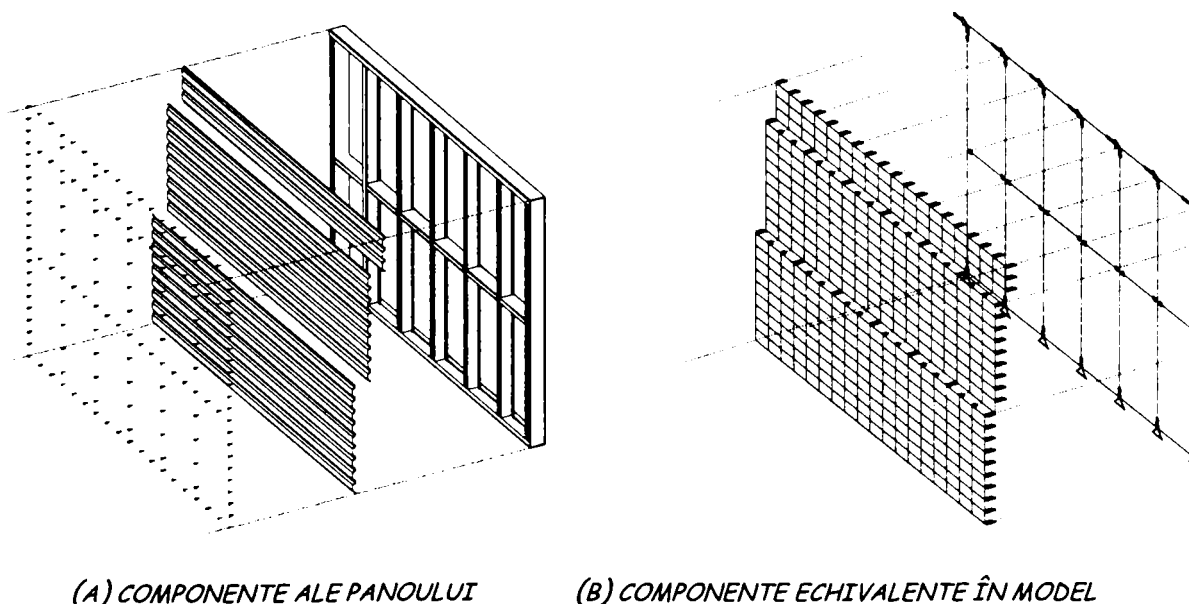
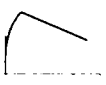
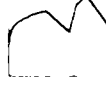
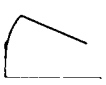
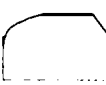
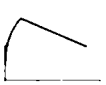
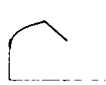
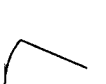


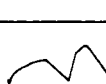
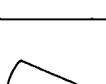
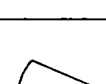
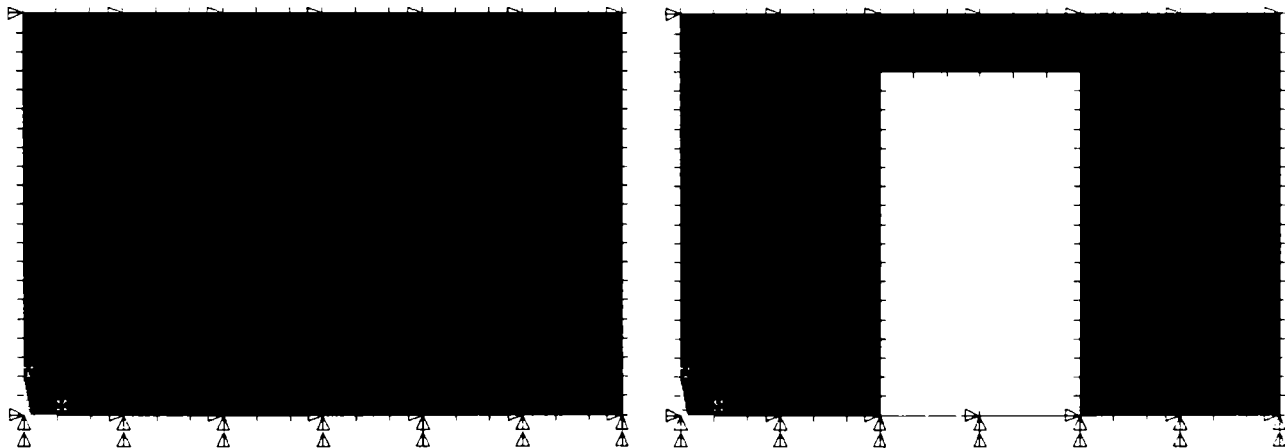


FIGURA V-8. MODUL DE ASAMBLARE A MODELELOR CU EF

Având în vedere incertitudinile legate de comportarea îmbinărilor de țesere între foile de tablă, și pentru a se poate face extrapolări față de panourile încercate s-au realizat mai multe modele cu diferite scheme de dispunere a șuruburilor (TABEL V-2)

TABEL V-2. DESCRIEREA MODELELOR CU EF

Panou plin	Panou cu gol	Îmb. tablă – schelet	Îmb. de țesere	Descrierea modelului
Panou P1	-			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută pe margini și în fiecare a doua pe montanții intermediari; - Îmbinări de țesere normale la intervale de 20cm;
Panou P2	Panou G2			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută pe margini și în fiecare a doua pe montanții intermediari; - Îmbinări de țesere normale la intervale de 20cm;
Panou P3	-			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută pe margini și în fiecare a doua pe montanții intermediari; - Îmbinări de țesere normale la intervale de 20cm;
Panou P4	Panou G4			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută pe margini și în fiecare a doua pe montanții intermediari; - Îmbinări de țesere îmbunătățite la intervale de 20cm;
Panou P5	Panou G5			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută; - Îmbinări de țesere normale la intervale de 20cm;
Panou P6	Panou G6			- Îmbinare între tablă și schelet în fiecare cută; - Îmbinări de țesere îmbunătățite la intervale de 20cm;



(A) PANOU SERIA I

(B) PANOU SERIA IV

FIGURA V-9. MODELE CU EF A CELOR DOUĂ PANOURI STUDIAȚE

#### V.1.8. Rezultatele modelării monotone

Pentru a calibra modelul cu EF s-au efectuat analize neliniare a variantelor panoului de perete fără gol controlând forța. Variantele de panou P1, P2 și P3 au fost utilizate pentru a

se determina care dintre cele trei variante posibile de modelare a comportării îmbinărilor de țesere este mai realistă.

Curbele de comportare obținute cu ajutorul modelului se pot compara cu curba experimentală (FIGURA V-10), rezultatele fiind satisfăcătoare pentru toate cele trei variante. Se poate observa efectul important pe care îl are capacitatea portantă în domeniul plastic a îmbinărilor de țesere asupra comportării panoului de perete, ele afectând ductilitatea panoului.

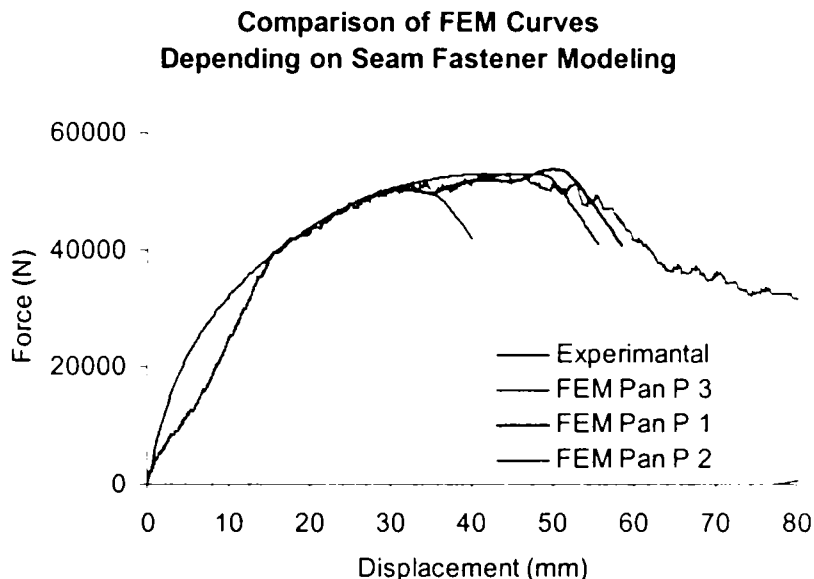


FIGURA V-10. COMPARAȚIE CURBĂ EXPERIMENTALĂ MODEL CU EF (SERIA I)

Deformata modelului cu EF rezultată este prezentată în FIGURA V-11, împreună cu imaginea deformată reală din timpul experimentului.

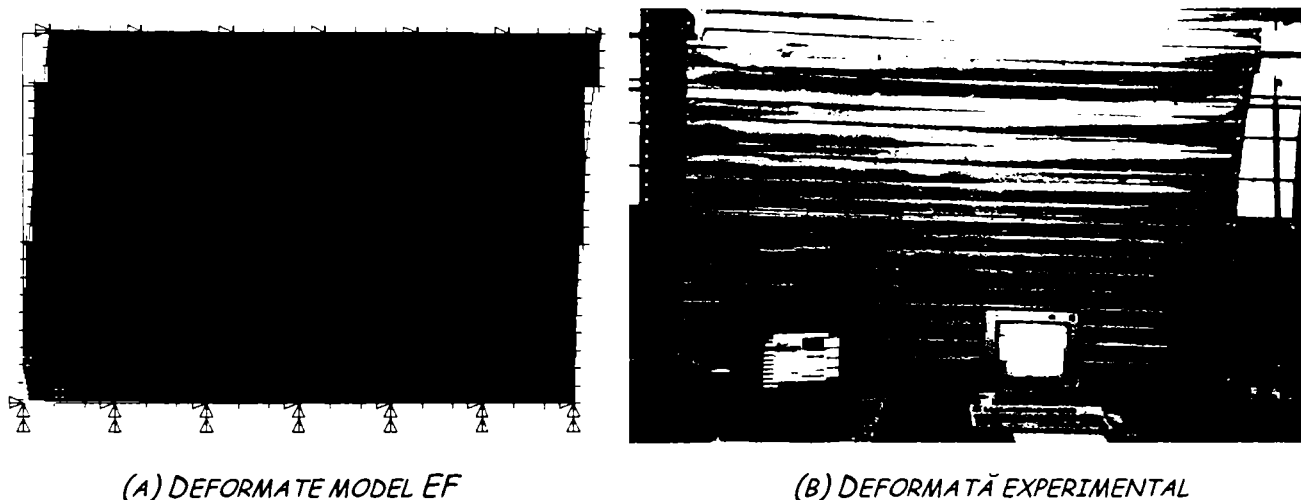


FIGURA V-11. COMPARAȚIE DEFORMATĂ EF-EXPERIMENTAL (SERIA I)

Pentru a studia efectul dispunerii și comportării șuruburilor autofiletante asupra performanțelor panoului de perete au fost analizate variantele P2, P4, P5 și P6. P2 este varianta încercată de panou, P5 varianta îmbunătățită prin dispunerea de prinderi tablă-schelet în fiecare cută, P4 varianta îmbunătățită prin dispunerea unei platbenzi de 1.42 mm de-a lungul fiecărei țeseri, iar P6 varianta cu platbandă suplimentară și prinderi de schelet în fiecare cută. De fapt, prin dispunerea platbezii suplimentare, în care se ancorează șuruburile de țesere, se poate ajunge ca ele să se comporte similar ca și îmbinările între tablă și schelet.

S-au utilizat cele două metode de determinare a comportării elasto-plastice echivalente, utilizate la încercări experimentale, și s-au determinat valorile caracteristice pentru aceste posibile variante îmbunătățite (TABEL V-3, TABEL V-4).

TABEL V-3. INTERPRETĂRI CURBE EF, METODA I

	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$
Panou P2	4557.0	20814.0	17.17	52943.5	43.47	41111.1	6.10
Panou P4	4668.8	25001.6	20.63	63125.3	35.75	53555.6	4.18
Panou P5	5182.4	25393.9	18.20	63923.8	52.33	47777.8	7.00
Panou P6	5467.5	28704.5	20.13	71785.8	39.20	58111.1	5.36

TABEL V-4. INTERPRETĂRI CURBE EF, METODA II

	$K_o$ (N/mm)	$F_{400}$ (N)	$F_{300}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$	$2/3 F_{max}$	$F_{200}$ (N)
Panou P2	4088.1	24467.2	28691.0	25.67	48156.6	4.41	35295.7	35110.9
Panou P4	4490.1	26873.4	32158.5	23.47	56838.9	3.67	42083.6	40540.5
Panou P5	4734.0	28167.5	32813.7	27.48	56496.5	5.06	42615.9	47404.3
Panou P6	5187.1	30863.4	36467.3	25.20	64484.0	4.25	47857.2	44953.7

Se poate constata o îmbunătățire substanțială a capacității portante pentru panoul de perete încercat în toate variantele studiate. Dispunând șuruburi în fiecare cută pe montanții intermediari se poate ajunge la o creștere a forței maxime de 20%. Totuși, varianta de dispunere a șuruburilor în fiecare cută este dezavantajoasă din punct de vedere al consumului de șuruburi, dublând numărul acestora.

Aproximativ același efect se poate obține prin dispunerea unei platbenzi în lungul fiecărei țeseri, pentru a ancora șuruburile de țesere în această platbandă, metodă care înseamnă costuri mult mai reduse.

Dacă se folosesc ambele metode se poate ajunge la o creștere a forței maxime de 36%.

Modelul prezentat în varianta P2 a fost utilizat și pentru modelarea comportării panourilor de perete din Seria IV. Curba de comportare și forma deformată obținută fiind prezentate în FIGURA V-12 și FIGURA V-13.

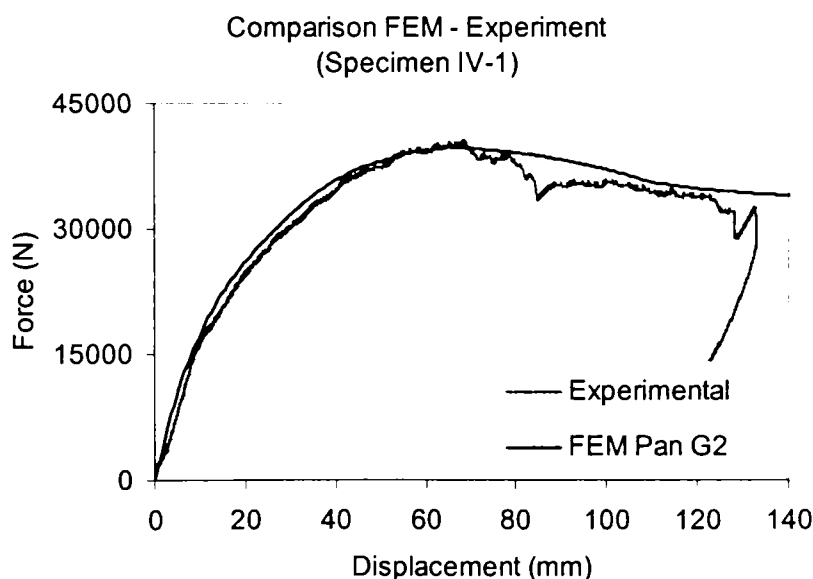


FIGURA V-12. COMPARAȚIE CURBĂ EXPERIMENTALĂ MODEL CU EF (SERIA IV)

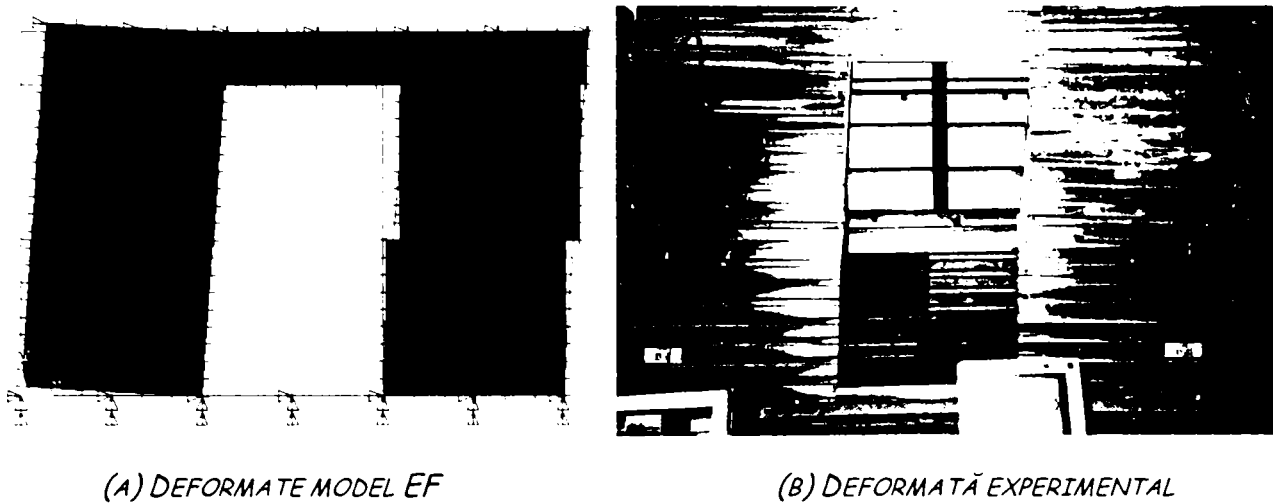


FIGURA V-13. COMPARAȚIE DEFORMATĂ EF-EXPERIMENTAL (SERIA IV)

S-au studiat, deasemenea variantele îmbunătățite, similare celor de la panoul plin și la panoul cu gol. Aplicându-se cele două metode de interpretare deja prezentate s-au determinat valorile caracteristice din TABEL V-5 și TABEL V-6.

TABEL V-5. INTERPRETĂRI CURBE EF, METODA I

	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$
Panou G2	1853.3	14983.5	30.87	39707.0	64.68	32333.3	7.45
Panou G4	1878.5	16568.5	32.34	41668.7	54.88	36111.1	4.94
Panou G5	1819.4	16047.4	34.55	42117.1	70.56	34555.6	6.84
Panou G6	1863.1	17117.7	34.55	43951.0	60.27	37666.7	4.70

TABEL V-6. INTERPRETĂRI CURBE EF, METODA II

	$K_o$ (N/mm)	$F_{400}$ (N)	$F_{300}$ (N)	$D_{curv}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_{uct}$	$2/3 F_{max}$	$F_{200}$ (N)
Panou G2	2005.6	11793.0	14983.5	41.16	36197.3	5.86	26471.3	19289.9
Panou G4	2046.8	12035.3	15513.1	34.55	37122.5	5.07	27779.1	20591.4
Panou G5	2012.2	11831.9	15072.7	43.37	38170.2	6.04	28078.0	19456.0
Panou G6	2052.9	12070.8	15551.0	38.96	39588.3	4.86	29300.7	20813.2

Se poate observa că, pentru această configurație de panou, variantele îmbunătățite nu au performanțe mult mai bune, creșterea forței ultime fiind de ordinul a maximum 1%.

#### V.1.9. Concluziile modelării în regim monoton static

S-au realizat modele cu EF, în programul ANSYS, pentru descrierea curbelor caracteristice în regim monoton a panourilor de perete Seria I și Seria IV, observându-se o bună concordanță între rezultatele cu EF și cele experimentale.

Totuși, metoda pare a fi destul de greu de aplicat și cu multe grade de incertitudine care pot afecta rezultatele. În plus, în lipsa rezultatelor experimentale pentru îmbinări modelul nu poate fi construit corect, fiind foarte sensibil mai ales în cea ce privește comportarea îmbinărilor de țesere.

Se poate afirma, că modelarea cu EF este o metodă aplicabilă, care poate furniza rezultate foarte bune, dar este greu de aplicat și rezultatele care se obțin au un grad mare de nesiguranță.

V.2. METODE ANALITICE PENTRU DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE ȘI RIGIDITĂȚII INIȚIALE A PANOURILOR DE PERETE (MONOTON)

V.2.1. Formule analitice pentru panourile cu tablă cutată (Seria I și IV)

O abordare care ar putea fi utilă pentru determinarea capacității portante și a rigidității panourilor cu tablă cutată este cea analitică, asimilând panoul cu o diafragmă. Formulele au fost dezvoltate de Davies și Bryan și au fost încorporate în norma „*European Recommendations for the Application of Metal Sheet piling acting as a Diaphragm*” (ECCS P88, 1995). Aplicabilitatea metodei analitice este însă în multe cazuri limitată de următoarele aspecte:

- Metoda se referă în exclusivitate la comportarea diafragmelor în domeniul elastic, deci rezultatele care pot fi obținute sunt: rigiditatea și capacitatea portantă elastică a panoului;
- Pentru diafragme cu goluri există doar formule aproximative, cu o precizie limitată;
- Având în vedere aceste observații rezultatele furnizate de metoda analitică vor fi limitate ca aplicabilitate și utilitate pentru panouri de perete.

V.2.1.i. Principiul de acționare a efectului de diafragmă

Efectul de diafragmă este efectul de rigidizare, exercitat de elementele de închidere cu tablă cutată, asupra unei clădiri. Efectul de diafragmă se manifestă în primul rând la clădiri de tip industrial, unde suprafețele de tablă cutată sunt mari, solicitările sunt relativ mici și deci efectul poate fi semnificativ. Există aplicații ale pereților din tablă cutată la clădiri multietajate, unde acestea se dispun pentru rigidizarea structurii.

Rezistența și rigiditatea diafragmei rezultă în funcție de direcția de dispunere a tablelor. Putem vorbi de diafragme cu cutele paralele sau perpendiculare pe direcția solicitării diafragmei. Totodată, panourile pot fi fixate de pane sau grinzi pe două sau toate cele patru laturi.

Principiile generale de aplicare a diafragmelor sunt următoarele:

- Dispozitivele de fixare trebuie să fie capabile să transmită forțele de la panoul de diafragmă din tablă cutată la structura propriu zisă;
- Foile de tablă cutată trebuie să fie fixate între ele în așa fel ca elementele de fixare să transmită eforturile de forfecare apărute. Nu este admisă folosirea elementelor de fixare din aluminiu, care se foarfecă ci se vor utiliza șuruburi autofiletante similare cu cele necesare fixării tablei de structură;
- Diafragma este deosebit de utilă pentru preluarea încărcărilor variabile cum ar fi zăpada, vântul sau seismul, dar nu se recomandă a se considera în preluarea încărcărilor permanente;
- Deoarece șuruburile de fixare a tablei cutate devin elemente de rezistență primară, este important să se respecte dispunerea corectă a acestora;
- Întregul elementu de diafragmă trebuie tratat ca element de rezistență, specificându-se în desene condițiile în care acesta poate fi îndepărtat sau înlocuit;

Dacă se respectă aceste condiții, se poate conta pe capacitatea portantă și rigiditatea diafragmei. Modul de calcul este cel pe componente, astfel încât fiecărui mod de cedare îi corespunde o încărcare specifică. Capacitatea portantă a diafragmei este minimul dintre aceste capacități specifice fiecărui mod de cedare. Pentru a evita modurile de cedare fragile, se pun condiții referitoare la aceste capacități parțiale în cea ce privește valoarea lor relativă una față de cealaltă. Acest mod de calcul asigură legătura cu fenomenul fizic, respectiv

modul de cedare și asigură ca cedarea să fie ductilă. Modurile de cedare considerate sunt următoarele:

- Desprinderea foilor de tablă în lungul țeserii longitudinale;
- Desprinderea foilor de tablă de paneele structurii;
- Voalarea panoului de tablă datorită forfecării;
- Cedarea elementului lateral la întindere sau compresiune;
- Cedarea prinderii între pană și rigla cadrului;

Pentru determinarea flexibilității diafragmei se urmează o cale similară, însumând toate flexibilitățile parțiale corespunzătoare componentelor. Formulele folosite în normă sunt formule semi-empirice sau empirice, care au o formă complicată și care, pentru a păstra simplitatea prezentării nu vor reproduce aici. Astfel avem:

- Flexibilitatea datorată distorsiunii profilului tablei cutate;
- Flexibilitatea datorată efortului de forfecare în panoul de tablă;
- Flexibilitatea datorată alunecării la nivelul fixării tablei cutate de panee;
- Flexibilitatea datorată lunecării în prinderile de țesere între două foi de tablă;
- Flexibilitatea datorată efortului longitudinal în elementele de margine;

Prezența unor goluri în suprafața diafragmei alterează performanțele diafragmei atât din punct de vedere al rezistenței cât și al rigidității. Rigiditatea panoului de diafragmă este proporțională cu lungimea acestuia, și de aceea reducerea de rigiditate este semnificativă. În normă sunt tratate două tipuri distincte de dispunere a golurilor, pentru care există prescripții de calcul.

Deși aceste cazuri au fost deja incluse în normativ, există foarte multe probleme nelămurite ce privește comportarea diafragmelor cu goluri.

Ca reguli de calcul există următoarele prescripții: (1) Dacă suprafața totală a golurilor este mai mică de 3%, efectul lor poate fi neglijat, diafragma considerându-se compactă; (2) Dacă golurile sunt discrete și suprafața totală nu depășește 15%, reducerea de rigiditate și capacitate portantă este de 50%, cu condiția ca toate cele patru laturi ale golurilor să fie bordate pe margini cu bare legate de structura de susținere principală;

#### V.2.1.ii. *Aplicarea procedurii de calcul. Rezultate. Concluzii.*

Principiile de bază și procedeul de calcul prezentat anterior au stat la baza calculelor efectului de „diafragmă” în cazul panourilor de perete din Seria I și Seria IV. Panourile de perete se pot asimila cu o diafragmă cu tabla cutată, dispusă paralel cu direcția de aplicare a încărcării, fixată pe toate cele patru laturi, fixarea realizându-se în fiecare cută pe montanți marginali și la fiecare a două cută pe montanți intermediari. Panourile din Seria I se pot considera diafragme pline, iar cele din Seria IV diafragme cu gol.

Se exemplifică calculul pentru cazul diafragmei fără gol cu prinderea în două cute pe montanții intermediari și în fiecare cută pe montanții marginali. Șuruburile s-au considerat SD3 (d=4.8mm cu Neopren) pentru fixarea tablei de panou, și SL2 (d=4.8mm cu Neopren) pentru țeseri. Schema de dispunere a șuruburilor a fost cea de la panourile încercate.

Parametri de control pentru calcul sunt:

- |                                 |  |
|---------------------------------|--|
| - montanți intermediari         | C150/1.5 intervale de 600 mm           |
| - montanți la capetele panoului | două C150/1.5 (A=756 mm <sup>2</sup> ) |



- profil de tablă cutată LVP20/0.5 ( $t=0.417\text{mm}$ )
  - o singură foaie de tablă pe toată lungimea panoului  $n = 1$
  - caracteristicile oțelului din tabla cutată  $E=210 \text{ kN/mm}^2$ ,  $f_y=406 \text{ N/mm}^2$ ,  
 $f_u=467\text{N/mm}^2$  (determinate experimental)
  - prindere tablă-panou în fiecare cută la capete, fiecare a doua cută pe intermediar și la 200mm (două pe interval de montant) pe profilele de ghidaj cu SD3-4.8-T15 ( $d_{SD3}=4.8\text{mm}$ )
  - țeseri la 200 mm cu SL2-4.8-T15 (două pe interval de montant,  $d_{SL2}=4.8\text{mm}$ )
  - dimensiunea paralelă cu cutele  $b = 3600 \text{ mm}$
  - dimensiunea perpendiculară pe cute  $a = 2440 \text{ mm}$
  - capacitatea portantă a șurubului de fixarea tablei  $F_p = F_{sc} = 1.9 \times d_{SD3} \times t \times f_u$   
 $= 1.9 \times 4.8 \times 0.417 \times 467 = 1.776 \text{ kN}$ ,
  - lunecarea specifică a șurubului de fixare a tablei  $s_p = s_{sc} = 0.35 \text{ mm/kN}$  (neopren)
  - capacitatea portantă a unei îmbinări de țesere:  $F_s = 2.9 \times (t/d_{SL2})^2 \times d_{SL2} \times t \times f_u$   
 $= 2.9 \times (0.417/4.8)^2 \times 4.8 \times 0.417 \times 467 = 0.799 \text{ kN}$
  - lunecarea specifică a unui șurub de țesere  $s_s = 0.25 \text{ mm/kN}$  (neopren)
  - înălțimea tablei cutelor  $h = 18 \text{ mm}$
  - pasul cutei  $d = 115 \text{ mm}$
  - lungimea desfășurată a unei cute  $u = 133.83 \text{ mm}$
  - coeficient de distorsiune  $K = 0.08394 = K_1$  (prinderea în  
fiecare a doua cută dar capetele fixate în fiecare cută, deci se folosește  $K_1$  pentru rapoartele  
65/115 și 18/115 la unghiul  $34.78^\circ$ )
  - rigiditatea la încovoiere ortogonală după X  $D_x = 1.198$
- $$D_x = \frac{E \cdot t^3 \cdot d}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot u} = \frac{210 \cdot 0.417^3 \cdot 115}{12 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot 133.83} = 1.198$$
- constanta Poisson  $\gamma = 0.3$
  - rigiditatea la încovoiere ortogonală după Y  $D_y = 5715.9$
- $$D_y = \frac{E \cdot I}{d} = \frac{210 \cdot 2636.11}{115} = 5715.9$$
- momentul de inerție al unei singure cute  $I = 2636.11 \text{ mm}^4$
  - numărul de șuruburi de țesere pe lungimea panoului  $n_s = 12$
  - numărul de prinderi tablă-montant pe o lățime de tablă  $n_f = 6$
  - numărul total de montanți (intermediari + capete)  $n_p = 7$
  - numărul prinderilor de pe marginea laterală a diafragmei  $n_{sc} = 7 \times 1 + 2 \times 6 = 19$
  - numărul de foi de tablă pe lățimea panoului  $n_{sh} = 2$  (2.35)
  - distanța dintre două prinderi tablă-panou ( $d$  dacă prinderea e în fiecare cută,  $2 \times d$  dacă  
prinderea e în fiecare a doua cută)  $p = 230 \text{ mm}$
  - $\alpha_1 = 1.00$
  - $\alpha_3 = 0.64$

$$\alpha_4 = 1.0$$

- parametri funcție de numărul de prinderi tablă-montant pe o lățime de tablă

$$\beta_1 = 1.22$$

$$\beta_2 = 1.4; n_f = 6 \text{ în fundul cutelor}$$

- factor care ține cont de poziția liniei de țesere

$$\beta_3 = 1.00 \text{ fundul cutelor}$$

Valoarea capacității portante din moduri ductile:

- capacitatea portantă a șirului de țesere

$$V_{ult,1} = n_s \cdot F_s + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p \cdot F_p = 12 \cdot 0.799 + \frac{1.22}{1.4} \cdot 7 \cdot 1.776 = 24.76 \text{ kN}$$

- capacitatea portantă a prinderilor de pe marginea laterală a diafragmei (profil de ghidaj)

$$V_{ult,2} = n_{sc} \cdot F_{sc} = 19 \cdot 1.776 = 33.74 \text{ kN}$$

Din cele două moduri de cedare acceptabile rezultă capacitatea portantă:  $V^* = 24.77 \text{ kN}$

Verificarea modurilor fragile de cedare:

- capacitatea portantă a conectorilor dintre tablă și schelet

$$V = \frac{0.6 \cdot b \cdot F_p}{P \cdot \alpha_3} = \frac{0.6 \cdot 3600 \cdot 1.766}{230 \cdot 1} = 26.06 \text{ kN} > V^*$$

- cedarea capetelor tablei cutate (prinderea în fiecare cută)

$$V = 0.0009 \cdot \frac{t^{1.5} \cdot b \cdot f_y}{\sqrt{d}} = \frac{0.417^{1.5} \cdot 3600 \cdot 406}{\sqrt{4.8}} = 33.03 \text{ kN} > V^*$$

- voalarea tablei cutate

$$V = \frac{14.4}{b} \cdot D_x^{1/4} \cdot D_y^{3/4} \cdot (n_p - 1)^2 = \frac{14.4}{3600} \cdot 1.198^{1/4} \cdot 5715.9^{3/4} \cdot (7 - 1)^2 = 99.04 \text{ kN} > V^*$$

Deci capacitatea portantă a panoului de perete este de 24.77 kN, modul de cedare fiind prin ruperea șirului de țesere.

Flexibilitatea panoului:

Flexibilitatea panoului se determină prin însumarea flexibilităților parțiale:

- datorate deformării cutei

$$C_{11} = \frac{a \cdot d^{2.5} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot K}{E \cdot t^{2.5} \cdot b^2} = \frac{2440 \cdot 115^{2.5} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.084}{210 \cdot 0.417^{2.5} \cdot 3600^2} = 0.0951 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

- datorate deformării pereților cutei datorită tensiunii tangențiale

$$C_{12} = \frac{2 \cdot a \cdot (1 + \nu) \cdot \left(1 + \frac{2h}{d}\right)}{E \cdot t \cdot b} = \frac{2 \cdot 2440 \cdot (1 + 0.3) \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 18}{115}\right)}{210 \cdot 0.417 \cdot 3600} = 0.0264 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

- datorate prinderilor tablă grindă secundară (dispusă perpendicular pe direcția cutelor)

$$C_{21} = \frac{2 \cdot a \cdot s_p \cdot p}{b^2} = \frac{2 \cdot 2440 \cdot 0.35 \cdot 230}{3600^2} = 0.0303 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

- datorate deformării prinderilor de țesere a foilor de tablă

$$C_{22} = \frac{2 \cdot s_c \cdot s_p \cdot (n_{sh} - 1)}{2 \cdot n_s \cdot s_p + \beta_1 \cdot n_p \cdot s_s} = \frac{2 \cdot 0.25 \cdot 0.35 \cdot (2 - 1)}{2 \cdot 12 \cdot 0.35 + 1.22 \cdot 7 \cdot 0.25} = 0.0166 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

- datorate prinderilor tablă grindă

$$C_{23} = \frac{2 \cdot s_{sc}}{n_{sc}} = \frac{2 \cdot 0.35}{19} = 0.0368 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

- datorate deformării axiale a grinzilor marginale (perpendicular pe direcția cutelor)

$$C_3 = \frac{2 \cdot a^3 \cdot \alpha_3}{3 \cdot E \cdot A \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 2440^3 \cdot 0.64}{3 \cdot 210 \cdot 756 \cdot 3600^2} = 0.0047 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Flexibilitatea totală a panoului de perete este suma flexibilităților parțiale, adică: 0.2099 mm/kN.

### V.2.1.iii. Sinteza rezultatelor

Pentru a automatiza calculele s-a realizat un fișier EXCEL care este capabil să realizeze calculele de mai sus. Procedura a fost aplicată panoului plin, cu dispunere de prinderi în fiecare cută și panoului cu gol de ușă, cu prinderi în fiecare sau fiecare a doua cută (TABEL V-7, FIGURA V-14).

TABEL V-7. COMPARAȚIE VALORI CARACTERISTICE CALCULATE ȘI DETERMINATE EXPERIMENTAL

		Panou P2	Panou P5*	Panou G2	Panou G5*
Valori de proiectare (ECCS)	K(N/mm)	4763.1	6427.1	1431.6	1591.6
	F <sub>design</sub> (kN)	24755.1	30473.8	19392.4	24294.2
Determinate cu Metoda I	K(N/mm)	4500.5	5182.4	1643.2	1819.4
	F <sub>u</sub> (N)	41444.4	47777.8	33111.1	34555.6
Determinate cu Metoda II	K(N/mm)	4088.1	4734.0	1598.3	2012.2
	F <sub>u</sub> (N)	47821	56496.5	35532.7	38170.2
Criterii pentru F <sub>design</sub>	F <sub>300</sub> (N)	28691.0	32813.7	13723.8	15072.7
	F <sub>200</sub> (N)	35110.9	47404.3	18048.4	19456.0
	2/3F <sub>max</sub> (N)	35250.9	42615.9	26813.5	28078.0

\* Valori din modelul ANSYS cu EF

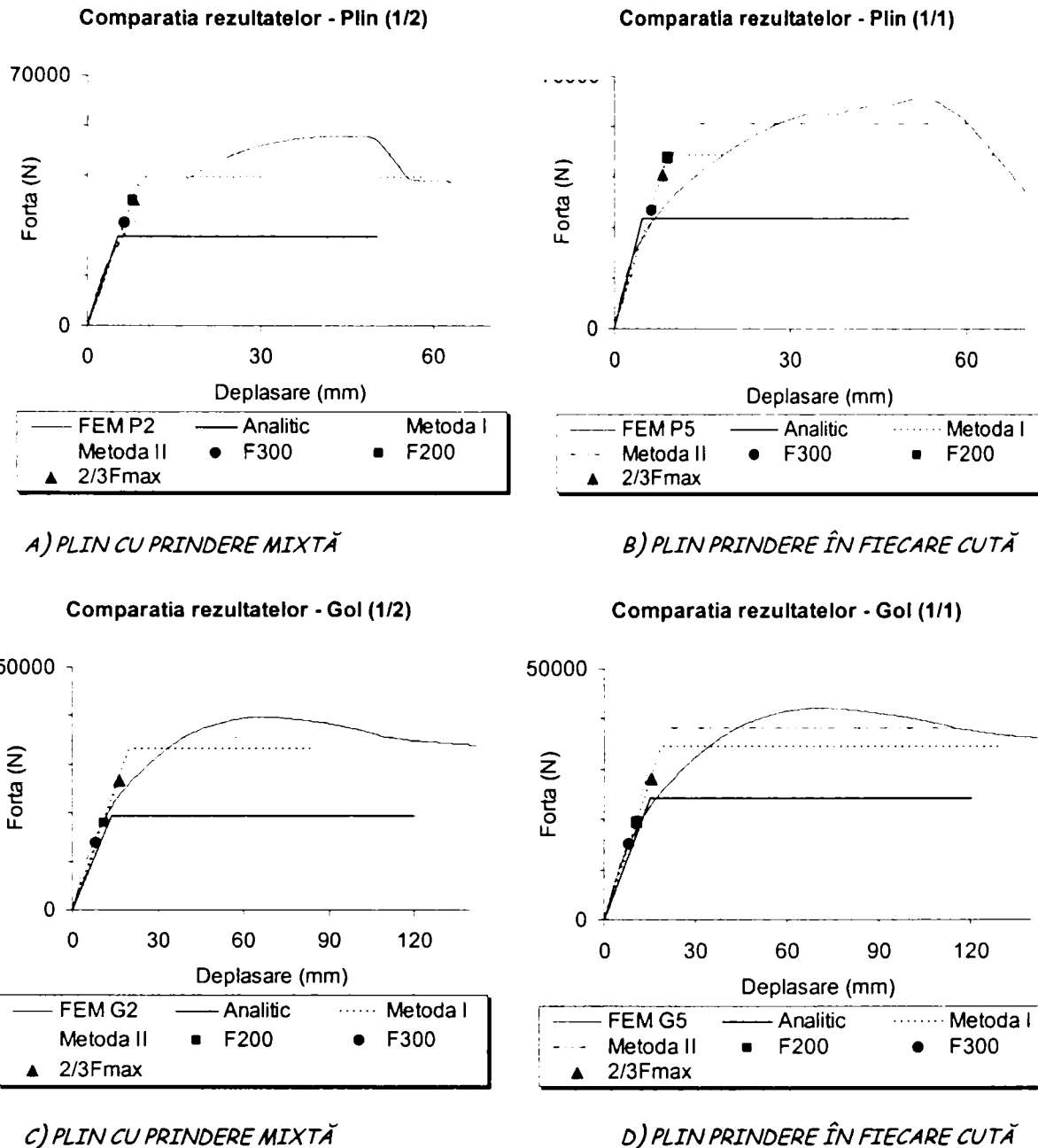


FIGURA V-14. CURBE EF, REZULTATE ANALITICE

### V.3. MODELAREA ÎN REGIM CICLIC

Curbele histeretice obținute la panourile de perete studiate arată o comportare complexă, caracterizată prin (FIGURA V-15).

- Comportare neliniară chiar de la începutul curbei;
- Scăderea forței capabile la cicluri consecutive de același intensitate, fenomen care subliniază prezența unei degradări importante acumulate în ciclul anterior;
- Lunecări foarte puternice, întoarcerea curbei realizându-se la un nivel foarte scăzut al forței și cu o rigiditate practic nulă. Acest fenomen conduce la capacitate de disipare limitată a panourilor;
- Degradare datorită deplasărilor mari în regim monoton și ciclic;

Deși există numeroase studii, unele aspecte legate de ductilitatea; degradarea capacității la revenire în curba de histereză și rezistența suplimentară în regim neliniar, sunt deseori neglijate.

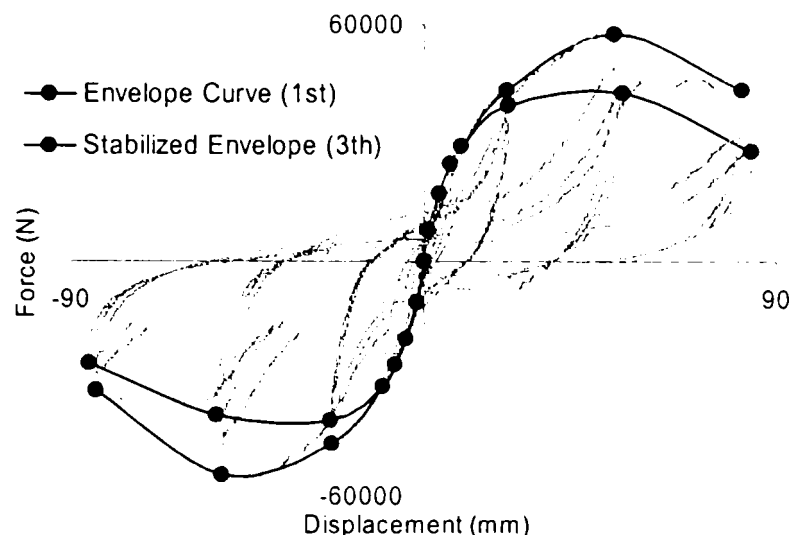


FIGURA V-15. CARACTERISTICI ALE COMPORTĂRII HISTERETICE TIPICE

Un model cu element finit, pentru o analiză la cutremur a unei structuri de case metalice trebuie să fie capabil să înglobeze, cu suficientă acuratețe, toate aceste caracteristici ale comportării histeretice a panoului de perete. Pe de altă parte, datorită numărului mare de panouri din care este formată structura, modelul nu trebuie să fie foarte complicat, pentru a fi utilizabil.

Pornind de la această idee s-au analizat două posibilități de modelare a comportării histeretice a panourilor de perete. Primul model considerat a fost unul simplificat, multiliniar, iar al doilea unul neliniar, cu capacitate de degradare.

### V.3.1. Modelul simplificat linear cu EF

Un panou de perete poate fi înlocuit cu un cadru articulată cu două contravântuiri centrice, model care să imite comportarea histeretică a panoului. Deoarece cadrul este articulată el este de fapt un mecanism și nu are aport la preluarea încărcărilor orizontale, contravântuirile fiind singurele elementele care trebuie să înglobeze caracteristicile comportării histeretice. Tehnica înlocuirii unui panou supus la forfecare prin contravântuiri echivalente în cruce, este des utilizată în practica inginerescă, mai ales în calcule în regim elastic.

Pentru model s-a folosit programul DRAIN-3DX (PRAKASH, 1993), pentru a se obține un comportament histeretic cât mai apropiat de cel real. Modelul este format dintr-un mecanism de cadru cu două contravântuiri dispuse centric. Capetele stâlpilor fiind articulate cadrul nu participă la preluarea încărcărilor orizontale. Contravântuirile au fost modelate ca elemente TYPE 8, cu fibre care înglobează comportarea histeretică (FIGURA V-17).

Caracteristicile unei curbe histeretice care poate fi realizată cu acest model simplificat se prezintă în FIGURA V-16, în schemă fiind prezentate toate aspectele importante cum ar fi; capacitatea portantă elastică, capacitatea portantă suplimentară neliniară, ductilitatea și curba de revenire cu scăderea rezistenței la revenire.

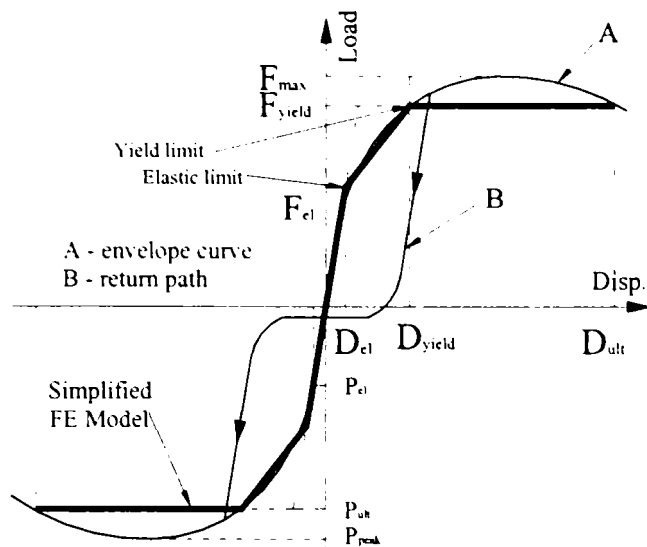


FIGURA V-16. SCHEMA COMPORTĂRII HISTERETICE

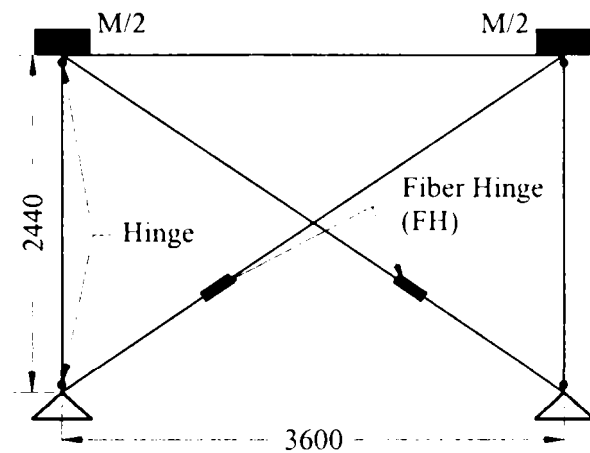


FIGURA V-17. MODEL SIMPLIFICAT DE PANOU DE PERETE

Modelul cu element finit a fost testat în regim static, prin aplicarea unui set de deplasări laterale egală cu cele din timpul experimentelor. Exemple de comparație a curbelor experimentale cu cele obținute pe cale numerică sunt prezentate în FIGURA V-18.

După cum se poate observa curba histeretică modelată poate ține seama de: neliniaritatea curbelor experimentale prin asimilarea la o comportare trilineară și de efectul de alunecare, observat în timpul experimentelor, dar nu și de degradarea forței capabile la cicluri consecutive și degradarea sistemului datorită deplasărilor mari.

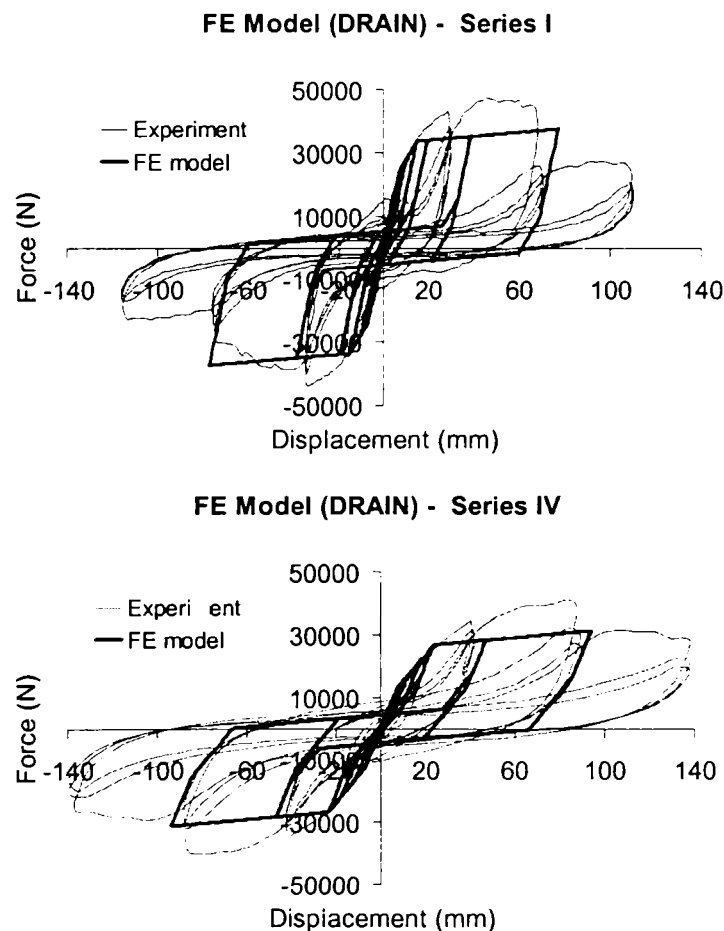







FIGURA V-18. EXEMPLE DE COMPARAȚIE CURBĂ EXPERIMENTALĂ CURBĂ MODELATĂ CU EF

Pentru a calibra modelul cu element finit s-au utilizat rezultatele experimentale de la panourile de perete. Valorile de calibrare pentru modelele cu element finit sunt prezentate în TABEL V-8.

TABEL V-8. PARAMETRI CALIBRAȚI AI MODELELOR CU EF

	I	II	IV	OSB I	OSB II
Specimene de panou de perete					
Închiderea	Tablă Cutată	Tablă Cutată + Gips Carton	Tablă Cutată + Gol Ușă	OSB	OSB + Gol Ușă
Rigiditatea Inițială (N/mm)	3446.6	3850.6	1766.3	4197.3	1610.5
Limita Elastică ( $F_{el}/D_{el}$ ) (N & mm)	24086/ 6.99	26566/ 6.90	128670/ 7.28	28942/ 6.89	11850/ 7.36
Limita de Curgere Convențională ( $F_{yield}/D_{yield}$ ) (N & mm)	33560/ 14.95	39819/ 15.58	26812/ 23.78	48944/ 17.49	33908/ 27.76
Deplasarea Ultimă (mm)	42.61	57.29	94.35	42.85	65.57
Ductilitatea (Duct)	4.37	5.54	6.22	3.67	3.11

### V.3.2. Modelul histeretic neliniar

Un model histeretic care poate să descrie mai exact comportarea complexă a panourilor de perete poate fi unul similar celui propus de G. Della Corte (DELLA CORTE, 2000), gândit inițial pentru folosirea modelării îmbinărilor cu placă de capăt. În prezentarea de principiu a modelului s-au păstrat notațiile inițiale ale lui Della Corte, care descria fenomenul în termeni de moment încovoietor  $M$ , și rotire  $\Phi$ , deși în cazul panourilor acestea se înlocuiesc cu forța capabilă  $F$  și deformația orizontală  $D$ .

Curba de încărcare inițială se bazează pe propunerea de tip Richard & Abbott, care are următoarea formă:

$$M = \frac{(k_o - k_h)\phi}{\left[1 + \left|\frac{(k_o - k_h)\phi}{M_o}\right|^n\right]^{\frac{1}{n}}} + k_h\phi \quad (1)$$

În această relație  $k_o$  - este rigiditatea inițială,  $k_h$  - rigiditatea tangentă la care tinde curba caracteristică iar  $n$  - parametru de formă, care guvernează trecerea de la comportarea elastică la cea plastică, parametri fiind prezentați în FIGURA V-19.

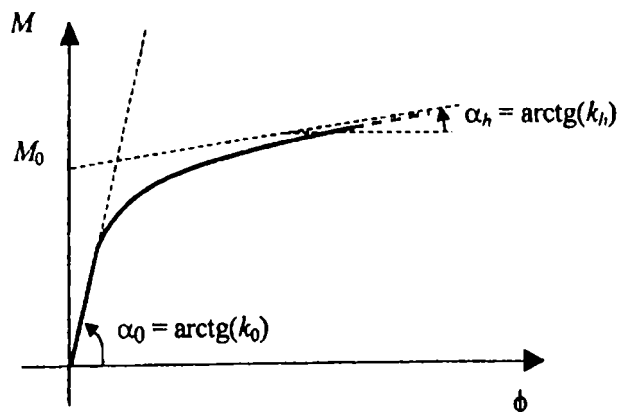


FIGURA V-19. CURBA DE BAZĂ TIP RICHARD ȘI ABBOTT

Pentru descrierea unei curbe cu lunecări se folosesc două astfel de curbe, o limită inferioară și una superioară. Cele două au câte un set de parametri care se calibrează pe baza curbelor experimentale ele fiind  $k_o$ ,  $M_o$ ,  $k_h$ ,  $n$  și  $K_{op}$ ,  $M_{op}$ ,  $k_{hp}$ ,  $n_p$  respectiv pentru limita superioară și inferioară. Între aceste două curbe se realizează o tranziție continuă. La început, curba se apropie de cea inferioară, după care trece treptat și se apropie de curba superioară. Punctele de pe curba de tranziție se consideră ca fiind aparținătoare de o curbă de tip Richard-Abbott, similară cu curbele de bază, dar cu următorii parametri:

$$\begin{aligned} k_{ot} &= k_{op} + (k_o - k_{op})t \\ M_{ot} &= M_{op} + (M_o - M_{op})t \\ k_{ht} &= k_{hp} + (k_h - k_{hp})t \\ n_{pt} &= n_p + (n - n_p)t \end{aligned} \quad (2)$$

În aceste formule  $t$  – este parametrul de tranziție care ia valori în intervalul 0-1 și descrie tipul de transfer de la curba inferioară la cea superioară (FIGURA V-20).

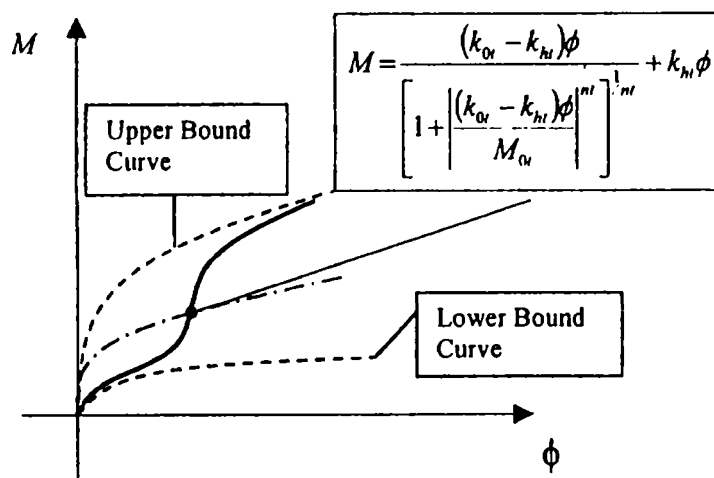


FIGURA V-20. CURBA CARACTERISTICĂ CU LUNECARE

Valoarea acestui coeficient se alege empiric, în funcție de tipul curbei de tranziție. Pentru simplitate el se poate considera constant: 0 pe intervalul  $0-\Phi_a$ , linear de la 0 la 1 pe intervalul  $\Phi_a-\Phi_b$  și constant 1 pe intervalul  $\Phi_b-\Phi_{lim}$ . Iar  $\Phi_{lim}$  are următoarea definiție:

$$\Phi_{lim} = |\varphi_o| + \varphi_{max} \quad (3)$$

Deci  $\Phi_{lim}$  este suma dintre deformația relativă totală din ciclul precedent celui curent. În exprimare procentuală intervalele de sus pot fi scrise sub forma:

$$\Phi_{lim} = \lambda(|\varphi_o| + \varphi_{max}) \quad (4)$$



Parametrul  $\lambda$  exprimă procentul din deformația anterioară la care începe trecerea de la curba inferioară la curba superioară în ciclul actual.

Ramura de descreștere a curbei este liniară, cu rigiditatea inițială  $k_0$  a curbei, până acesta intersectează linia care pornește din origine și are unghiul  $k_h$ . (FIGURA V-21)

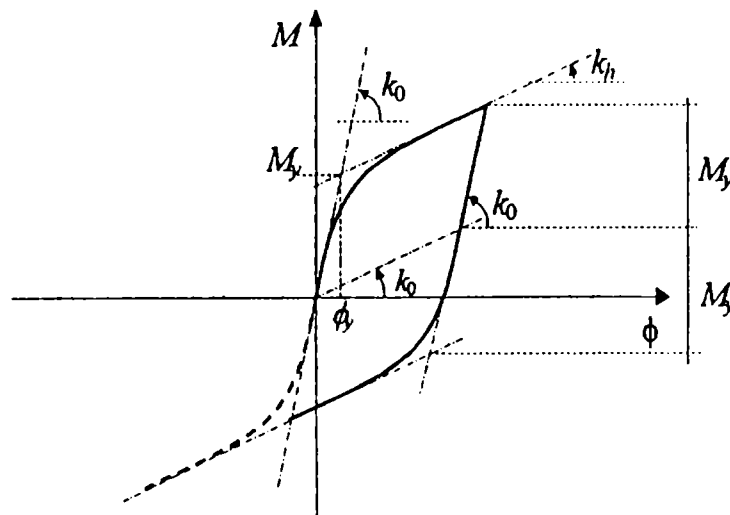


FIGURA V-21. RAMURA DE DESCREȘTERE A CURBEI CARACTERISTICE

Modelul histeretic descris poate fi utilizat pentru modelarea comportării panourilor de perete. Principiul de montare a unui model histeretic bazat pe definițiile de mai sus este prezentat în FIGURA V-22.

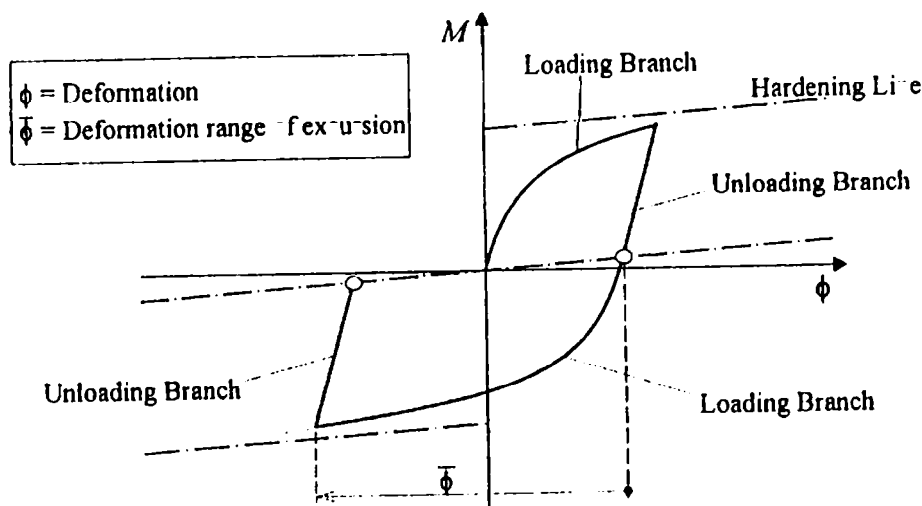


FIGURA V-22. MODEL DE CONSTRUIRE A CURBEI HISTERETICE

Modelul poate ține cont atât de degradarea liniară, cât și de cea datorită încărcării ciclice, prin scăderea lui  $M_0$ . Scăzând  $M_0$  limita țintă spre care tinde curba de tranziție scade, obținându-se de fapt o translată a curbei limită superioară.

Pentru a se include degradarea liniară, datorită deplasărilor mari în regim monoton, trebuie definită o deformație limită ( $\Phi_{ref}$ ), de la care se produce acest fenomen și valoarea rigidității pe palierul descrescător ( $K_{ref}$ ).  $M_0$  la care va tinde curba de tranziție, dacă s-a depășit deformația limită, va avea forma:

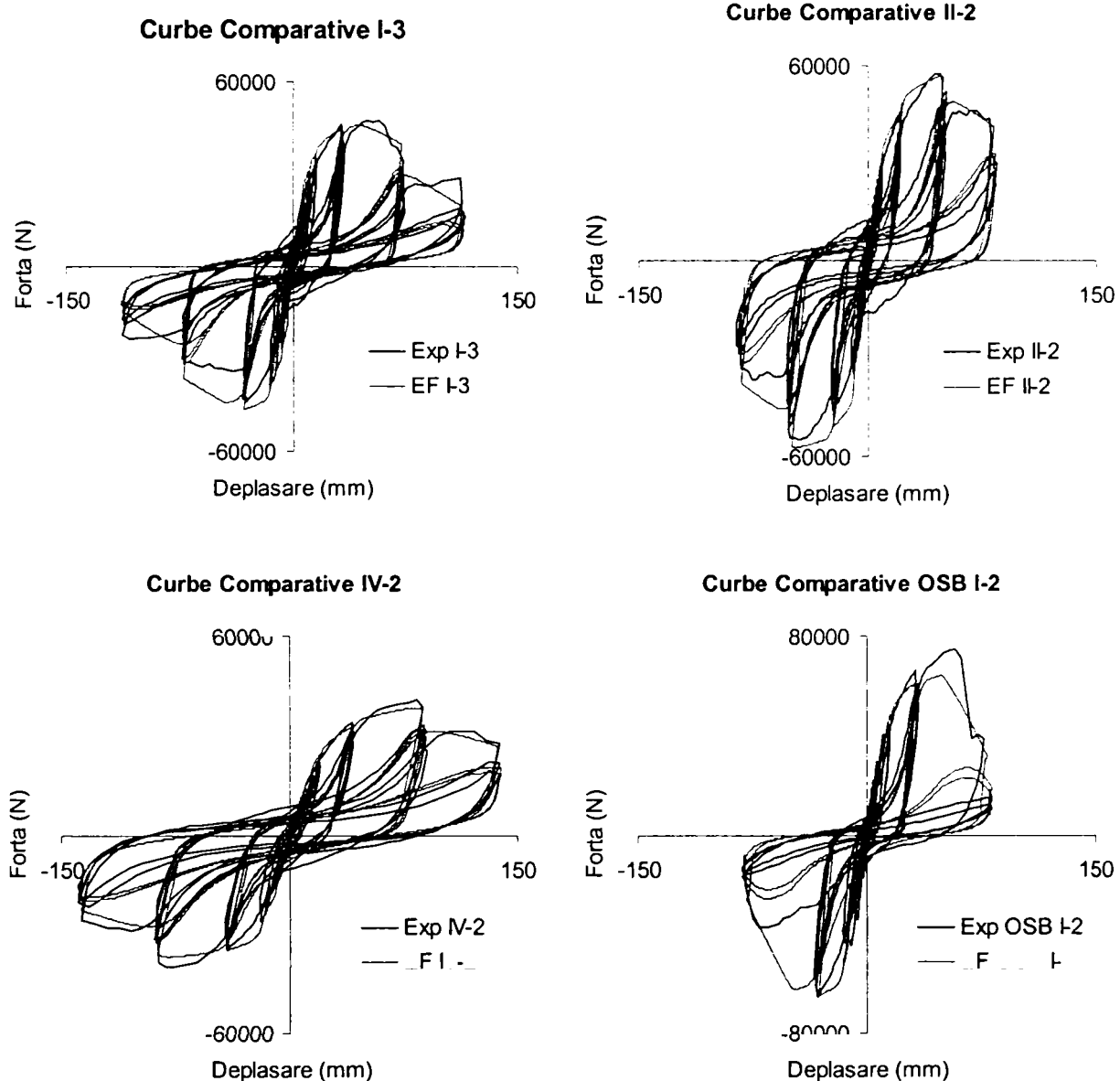
$$M_{0,red} = M_0 \cdot \left( 1 - \frac{K_{ref} \cdot (\phi_{max}^+ - \phi_{ref}^+)}{M_0} \right) \quad (5)$$

Pentru acumularea de degradări datorate ciclurilor de încărcare repetate se poate folosi un indice de degradare tip Park și Ang, iar  $M_0$  după primul ciclu de încărcare, va avea forma:

$$M_{0,red}^+ = M_0 \cdot \left( 1 - \beta \cdot \frac{E_h^+}{M_y \cdot \varphi_{u,0}} \right) \quad (6)$$

Unde:  $\beta$  – reprezintă factorul de degradare și se calibrează pe baza încercărilor experimentale;  $M_y$  – este limita de curgere a modelului;  $\varphi_{u,0}$  – este nivelul de deformare de distrugere a specimenului la solicitare monotonă, iar  $E_h^+$  - reprezintă energia acumulată de sistem în toate plasticizările anterioare, în direcția în care se calculează valoarea redusă a lui  $M_0$ .

Modelul descris mai sus a fost implementat într-un program VISUAL BASIC, pentru a verifica capacitatea lui de a simula diferite tipuri de comportări histeretice. Modelul a fost testat și curbele histeretice simulate pentru panourile de perete sunt prezentate în FIGURA V-23, împreună cu curba obținută pe cale experimentală.



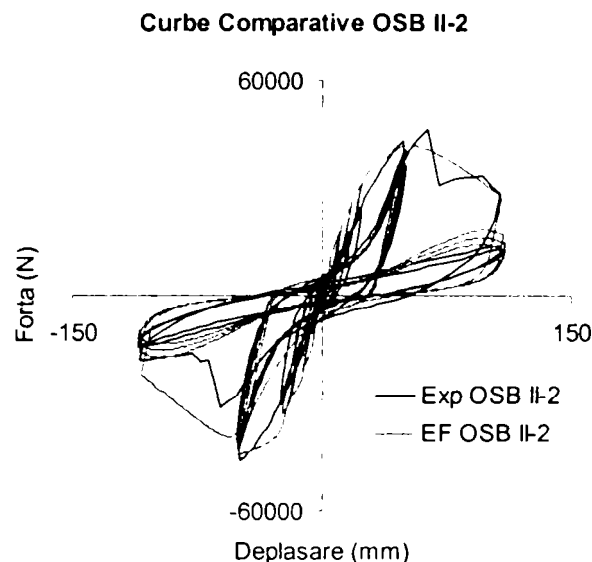


FIGURA V-23. COMPARAȚIE CURBE HISTERETICE EXPERIMENTALE ȘI MODELATE

TABEL V-9. PARAMETRI FOLOSIȚI PENTRU MODELE

	Panou I-3	Panou II-3	Panou IV-2	Panou OSB I-2	Panou OSB II-2
$K_o$ (N/mm)	5000	5000	2000	6000	2100
$K_h$ (N/mm)	0	0	0	0	0
$n$	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
$M_o$ (N)	60000	75000	52000	87000	67000
$K_{op}$ (N/mm)	3000	3000	1000	1000	1000
$K_{hp}$ (N/mm)	50	50	50	20	20
$n_p$	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
$M_{op}$ (N)	8000	10000	8000	9000	9000
T1	40	40	30	30	30
T2	0.2	0.2	0.2	0.17	0.17
$\lambda$	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
$D_{ref}$ (mm)	45	48	80	48	55
$K_{ref}$ (N/mm)	400	500	200	1600	550
$D_{u,o}$ (mm)	120	120	200	150	100
B	0.2	0.3	0.2	0.15	0.3
$K_{ret}$ (N/mm)	100	100	80	100	90

Se poate observa o foarte bună corelare a curbelor experimentale cu cele modelate, modelul neliniar propus având o adaptabilitate excelentă.

#### V.4. CONCLUZII MODELARE PANOURI

Există posibilitatea modelării cu EF a comportării panourilor de perete, atât în regim monoton, cât și ciclic. Realizarea unui model cu EF presupune cunoașterea comportării tuturor componentelor panoului de perete și este o problemă dificilă.

Modelul cu EF realizat în ANSYS, pentru comportarea monotonă a panourilor închise cu tablă cutată a dat rezultate foarte bune, curba de comportare modelată fiind apropiată de cea experimentală. De asemenea se pot trage concluzii vizavi de comportarea panourilor de dimensiuni similare, dar cu o distribuție diferită a șuruburilor.

Metoda analitică de calcul a capacității și rigidității panourilor de perete placate cu tablă cutată, aplicată pentru cazurile studiate, a dat rezultate bune, atât la aprecierea rigidității, cât și a capacității portante. Se poate observa însă o rezervă de capacitate importantă în domeniul neliniar a panourilor de perete.

Deja la nivelul șurubului există, de regulă, o semnificativă capacitate portantă suplimentară în domeniul neliniar până la atingerea forței maxime în șurub. Pe de altă parte, șuruburile fiind foarte numeroase, după atingerea forței maxime într-un șurub, apare fenomenul de redistribuire a efortului către șuruburile apropiate și nu se produce o scădere bruscă a capacității portante a panoului. Din această cauză, diferența între nivelul de capacitate la care se proiectează un panou de perete și nivelul de capacitate portantă maximă este foarte mare, existând rezerve importante în domeniul neliniar.

Au fost prezentate și câteva modalități de modelare a comportării panourilor de perete în regim ciclic. Cea mai simplă metodă de modelare ar putea fi un model elastic perfect-plastic cu lunecare. În acest studiu au fost prezentate două modele, unul trilinear, bazat pe ceea ce există implementat în programul cu element finit DRAIN-2DX și un model neliniar, destul de complex din punct de vedere matematic. Modelul trilinear este de acuratețe medie, putând fi luate în considerare doar cele mai importante caracteristici ale comportării histeretice a panourilor. Modelul neliniar este unul foarte flexibil, care poate ține cont de majoritatea caracteristicilor de comportare observate la panouri, dezavantajul fiind numărul mare de parametri de calibrare și lipsa unui program existent cu EF în care modelul să fie implementat.

Pe baza curbelor histeretice obținute experimental au fost calibrați parametrii pentru ambele modele prezentate.

## VI. EVALUAREA PERFORMANȚELOR SEISMICE ALE PANOURILOR

### VI.1. DIMENSIONAREA SEISMICĂ A STRUCTURILOR

#### VI.1.1. Introducere

Cutremurele reprezintă sursele unora din cele mai mari catastrofe din istoria umanității. Multe mii de vieți omenești au fost pierdute chiar în cutremure recente iar pierderile materiale sunt greu de cuantificat, deci nu există semne de întrebare privind necesitatea de a cerceta fenomenele seismice și impactul acestora asupra vieții umane. Țările care se află în zone seismice depun eforturi susținute pentru a dezvolta sisteme de monitorizare, cu scopul de a putea prevedea posibila producere a unor evenimente seismice majore, în scopul de a lua măsuri de precauție în prealabil. Din nefericire însă, complexitatea fenomenelor care stau la baza producerii seismelor face aproape imposibilă prevederea cu suficientă acuratețe a evenimentelor și ca urmare trebuie aplicate metode indirecte de protecție a vieților omenești și a bunurilor materiale.

#### VI.1.2. Pericolul de cutremur în România

România, împreună cu țările mediteraneene Bulgaria, Turcia, Grecia, fostele republici Yugoslave și Italia, este una din țările din Europa cele mai afectate din punct de vedere seismic. Sursa primară a activității seismice se află în zona Vrancea, la o adâncime a focarului de 60 până la 200 km, ea generând mai mult de 95% din energia seismică din țara noastră și afectând direct aproape 50% din teritoriul țării.

Cutremurele din 10 Noiembrie 1940 ( $M=7.4$ ) și 4 Martie 1977 ( $M=7.2$ ) au fost cele mai puternice din secolul trecut, dar există presupuneri că, marele cutremur din 1802 ar fi putut ajunge la  $M=7.7$ , magnitudinea maximă preconizată pentru zona Vrancea fiind  $M=8.0$ . Alte surse (Făgăraș, Banat, etc.) sunt de tip subcrustal, cu magnitudini de maxim  $M=6.0$  și afectează zone mai restrânse.

Informațiile seismologice referitoare la sursa Vrancea sunt numeroase, în primul rând datorită unei perioade de revenire mici, de 6 ani pentru  $M=6.0$ , 30 ani pentru  $M=7$  și 120 ani pentru  $M=7.5$ . De asemenea, există un număr relativ mare de înregistrări ale cutremurelor din 30 August 1986 ( $M=7.0$ ), 30 Mai 1990 ( $M=6.7$ ) și 31 Mai 1990 ( $M=6.1$ ).

Cutremurul din 1977, care a generat intensități de  $I=VIII$  MSK în unele zone urbane, a furnizat informații privind comportarea clădirilor și a altor structuri. Pierderile produse de acest cutremur s-au ridicat la aproape 2000 de vieți omenești, peste 30000 de apartamente distruse sau grav avariate, peste 30 de clădiri majore prăbușite, mai ales în București. Consecințele economice au fost enorme, chiar după estimări conservative ele ridicându-se la peste 2 miliarde de dolari americani.

Acest cutremur a atras atenția asupra vulnerabilității clădirilor neprotejate, dar și asupra eficienței metodelor moderne de proiectare antiseismică.

#### VI.1.3. Filozofia de proiectare

De la începutul secolului trecut, datorită efectelor devastatoare, inginerii încearcă să determine modul de acționare al cutremurelor asupra structurilor. Acest proces continuă până în zilele noastre și cercetările întreprinse asigură îmbunătățirea continuă a cunoașterii în domeniu, rezultatele concrete fiind reguli, la început, apoi standarde întregi de proiectare antiseismică.

Standardele de proiectare moderne abordează problema calculului la cutremur în două modalități: pentru cutremure de intensitate mică și medie structurile trebuie să rămână în

domeniul elastic, fără să fie avariate, iar în cazul cutremurelor puternice scopul este evitarea prăbușirii structurii. Din acest motiv structurile trebuie să poseze suficientă ductilitate, redundanță și capacitate de disipare de energie.

Structurile disipative se dimensionează acceptând plastificarea unor zone din structură, numite zone disipative, care în timpul unui cutremur catastrofal trebuie să fie capabile să disipeze parte din energia indusă de mișcarea seismică. Formarea mecanismelor disipative depinde de tipologia structurii și poate fi controlată de către proiectant din faza de concepere a structurii. Totuși, chiar și în standardele moderne ductilitatea unei structurii se asigură doar prin reguli generale privind modul de concepere a elementelor și îmbinărilor structurii, doar rigiditatea și rezistența fiind caracteristici care sunt calculate riguros. Pasul următor în standardizare trebuie să fie includerea celui de al treilea factor, ductilitatea, la nivel de calcule în procesul de dimensionare a structurilor. (GIONCU, 1997)

#### VI.1.4. Metoda de evaluare a încărcării seismice conform Eurocode 8

Pentru a defini gradul de seismicitate a unei regiuni se utilizează hărți de zonare seismică, în care se reprezintă accelerația maximă probabilă (PGA), bazată pe probabilitatea anuală de depășire, sau perioada de revenire. Acest procedeu permite definirea unor zone seismice ajutându-se la asigurarea unei protecții uniforme a fondului construit și identificarea zonelor unde efectul seismicității poate fi neglijat. Pe baza hărților de zonare, un teritoriu geografic este împărțit în „zone seismice”, care depind de gradul de activitate seismică din regiunea respectivă, ținând cont de caracteristicile tectonice dar și de activitatea seismică din trecut.

În norma europeană Eurocode 8 (EUROCODE 8, 1998) se face distincție între trei zone seismice: cu seismicitate ridicată, medie și mică, diferențiate prin valorile accelerației maxime a terenului (PGA) de 0.35g, 0.25g și 0.15g.

Modul obișnuit de calcul seismic al unei structuri este abordat prin folosirea spectrelor elastice, fapt pentru care spectrul elastic de accelerații constituie modul general de descriere a inputului seismic. Acțiunea seismică se definește prin spectrul de proiectare linear elastic normalizat și valoarea standard a accelerației maxime a solului (PGA), care se definește în funcție de zonarea seismică.

În Eurocode 8 spectrul elastic de dimensionare (LERDS), corespunzător unui coeficient de amortizare  $\xi$ , se definește prin următoarele formule:

$$S_{a,e}(T) = A \cdot s \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad \text{pentru: } 0 \leq T \leq T_1 \quad (1)$$

$$S_{a,e}(T) = A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad \text{pentru: } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (2)$$

$$S_{a,e}(T) = A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{k_1} \quad \text{pentru: } T_2 \leq T \leq T_3 \quad (3)$$

$$S_{a,e}(T) = A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left( \frac{T_2}{T_3} \right)^{k_1} \cdot \left( \frac{T_3}{T} \right)^{k_2} \quad \text{pentru: } T \geq T_3 \quad (4)$$

unde:

$\beta_0$  – valoarea maximă a accelerației spectrale normalizate (între perioadele  $T_1$  și  $T_2$ )

$T_1$  și  $T_2$  – definesc intervalul de accelerație spectrală constantă;

$T_3$  – definește perioada la care începe intervalul de deplasare spectrală constantă;

$K_1$  și  $K_2$  – sunt exponenți care influențează forma spectrului pentru perioade de vibrații mai mari de  $T_2$ , respective  $T_3$ ;

$s$  – este parametrul care ține seama de tipul solului;

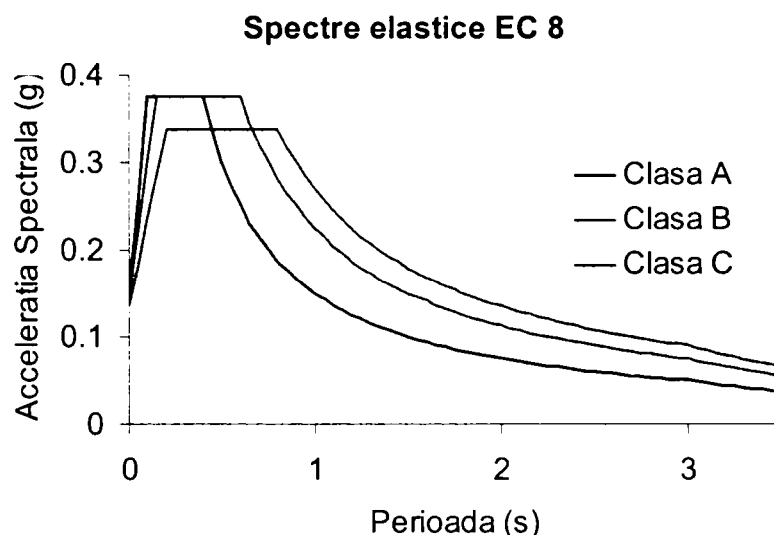
$\eta$  – este factorul de corecție datorită amortizării, cu valoarea de referință 1 pentru factorul de amortizare 5%;

Valoarea perioadelor de tranziție  $T_1$  și  $T_2$  depinde de magnitudinea cutremurului și de relația parametrilor mișcării solului, accelerația, viteza și deplasarea.

Conținutul de frecvențe a mișcării solului este influențat de condițiile de teren locale, fiind diferit de cel al rocii de bază. Acest conținut de frecvențe influențează deplasarea absolută a solului, care este mai mare la un sol moale decât la unul tare. Influența tipului solului este considerată în calcul prin trei spectre de răspuns, diferite pentru următoarele tipuri de bază:

- Sol Tip A – rocă sau depozit de sedimente neconsolidate pe bază de rocă și cu o grosime mai mică de 50m.
- Sol Tip B – depozite stabile, nisipuri compacte sau argilă, pe bază de rocă, și care nu depășesc grosimea de 50m.
- Sol Tip C – depozite moi sau medii, nisipuri, argile.

Cu referire la Eurocode 8, în *FIGURA VI-1* sunt prezentate spectrele comparative pentru cele trei condiții de sol descrise.



*FIGURA VI-1. SPECTRU ELASTIC PENTRU ZONE SEISMICE PUTERNICE (EUROCODE 8)*

Spectrul de dimensionare linear elastic indică valoarea accelerației pe care o structură trebuie să o suporte. Structurile nu sunt însă dimensionate să reziste la aceste cutremure în domeniul elastic ci acceptând deteriorări, deci plasticizări. Astfel, ținând cont de ductilitatea structurii, respectiv de capacitatea ei de disipare de energie în domeniul plastic, dimensionarea se poate face la o valoare mai redusă a accelerației, spectrele de dimensionare fiind în consecință afectate printr-un factor de reducere, funcție de răspunsul inelastic al structurii.

Reducerea se poate defini pentru întregul interval de perioade din spectrul elastic de răspuns, ajungându-se la un spectru redus spectrul inelastic de răspuns (IDRS). În Eurocode reducerea se realizează prin afectarea spectrului elastic cu un coeficient de comportare al structurii „ $q$ ”, valoarea căruia depinde de tipologia, ductilitatea, capacitatea de disipare și perioada de vibrație a structurii.

Spectrul inelastic de răspuns este definit deci de:

$$S_{a,e}(T) = \frac{S_{a,c}(T)}{q_d(T)} \quad (5)$$

În conformitate cu Eurocode 8 există următoarea definiție a spectrului inelastic de dimensionare:

$$S_{a,e}(T) = A \cdot s \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \beta_o}{\bar{q}} - 1 \right) \right] \quad \text{pentru: } 0 \leq T \leq T_1 \quad (6)$$

$$S_{a,e}(T) = \frac{A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_o}{\bar{q}} \quad \text{pentru: } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (7)$$

$$S_{a,e}(T) = \frac{A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_o}{\bar{q}} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{k_{d1}} \geq 0.2A \quad \text{pentru: } T_2 \leq T \leq T_3 \quad (8)$$

$$S_{a,e}(T) = \frac{A \cdot s \cdot \eta \cdot \beta_o}{\bar{q}} \cdot \left( \frac{T_2}{T_3} \right)^{k_{d1}} \cdot \left( \frac{T_3}{T} \right)^{k_{d2}} \geq 0.2A \quad \text{pentru: } T \geq T_3 \quad (9)$$

Unde:  $q$  – reprezintă „factorul de comportare” al structurii și reprezintă capacitatea intrinsecă de disipare a tipologiei de structuri în cauză.

Pentru structuri complexe, cu mai multe grade de libertate dinamică, există posibilitatea unei concentrări excesive a distrugerilor în părți izolate ale structurii, cu consecința necesității de a dezvolta deformații plastice locale mari. Ținând cont de această caracteristică, în Eurocode 8 apare un criteriu mai limitativ de reducere pentru structurile cu perioadă de vibrație mare.

În afară de procedura prezentată, pentru determinarea solicitărilor din cutremur folosite la dimensionare, valorile obținute din spectrul inelastic de dimensionare vor trebui afectate de un factor de siguranță empiric, care ține seama de importanța clădirii, cu valori între 0.8, pentru structuri provizorii, până la 1.4 pentru structuri de importanță vitală.

#### VI.1.5. Performanțele la cutremur ale structurilor din bare cu pereți subțiri

În concordanță cu majoritatea normelor de calcul la cutremur, structurile trebuie să corespundă următoarelor două criterii generale:

**Criteriul de evitare a colapsului (SLU):** structura trebuie proiectată și executată astfel ca să reziste la un cutremur prescris, fără a suferi colaps global sau local, păstrându-și integritatea structurală și rămânând cu o capacitate portantă reziduală după consumarea evenimentului seismic.

**Criteriul de limitare a distrugerilor (SLE):** structura trebuie proiectată și executată astfel încât distrugerile structurale după un eveniment seismic prescris (evident de intensitate mai mică decât cel de la primul criteriu) să nu fie importante și costurile de reparație să nu fie disproporționat de mari în comparație cu costul structurii.

Cele două criterii enunțate corespund stării limită ultime (SLU) și stării limită a exploatării normale (SLE) a structurii.

Pentru a corespunde SLU structura trebuie verifică din punct de vedere al capacității portante și al ductilității. Valorile capacității portante și ale ductilității din structură sunt în relație directă cu posibilitatea exploatării unei eventuale comportări post-elastice ale acesteia și balanța dintre cele două este reflectată în normă de factorul de comportare. Structurile disipează parte din energia seismică indusă prin formarea de articulații plastice și intrarea materialului în curgere în repetate rânduri. Ținând cont de comportarea post-elastică a structurii, forțele de calcul pentru seism pot fi reduse. În P100/92 factorul care ține seama de această reducere este notat cu ' $\psi$ ', el având echivalentul ' $q$ ' din Eurocode 8, și ' $R$ ' în



codul American "Universal Building Code". Pentru structuri cu capacitate de disipare semnificativă (ex. cadre multietajate din oțel sau beton, structuri cu contravântuiri excentrice, etc.), reducerea încărcării seismice de calcul poate ajunge la de cinci-șase ori față de valoarea de bază corespunzătoare unui răspuns elastic.

Pentru a corespunde la SLE, exprimată în general ca valori limită pentru deplasări orizontale, se impune verificarea structurii din punct de vedere al rigidității și capacității portante.

În conformitate cu EN 1998 structurile din bare cu pereți subțiri sunt considerate structuri nedisipative și deci factorul de comportare ( $q$ ) pentru dimensionare se poate lua 1,5. De fapt se presupune că structurile din bare cu pereți subțiri nu au ductilitate și dimensionarea la cutremur se realizează pe bază de criterii de rigiditate și capacitate portantă. Factorul de comportare mai mare decât 1 se datorează în exclusivitate redundanței și rezervelor de rezistență care nu au fost considerate la dimensionare.

Pentru a înțelege semnificația fizică a factorului de comportare sau factorului de reducere a încărcării seismice, cum este el denumit în unele norme și pentru a distinge contribuția ductilității și respectiv a capacității portante suplimentare, se poate face referire la modele simple. (FAJFAR, 2000)

Considerând un sistem cu un singur grad de libertate dinamică (FIGURA VI-2) se pot scrie următoarele relații simple:

$$F_y = m \omega^2 D_y \quad (10)$$

$$\mu = \frac{D}{D_y} \quad (11)$$

unde  $F_y$  reprezintă forța de curgere a sistemului,  $m$  este masa,  $\omega$  frecvența,  $D_y$  deplasarea la curgere,  $D$  deplasarea maximă și  $\mu$  factorul de ductilitate corespunzător.

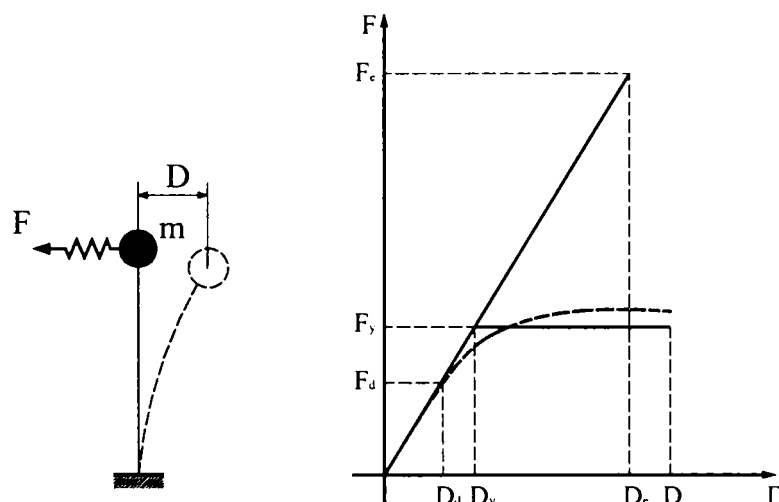


FIGURA VI-2. CURBA FORȚĂ-DEPLASARE PENTRU SISTEMUL CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE

Un sistem cu o valoare predeterminată a forței de curgere ( $F_y$ ), la care se preconizează deformații plastice, trebuie să aibă o capacitate de deformație mai mare decât deformația indusă de un cutremur puternic. Este evident că cele două mărimi, forța de curgere și ductilitatea sunt în relație directă și condiția de mai sus se poate inversa și se poate enunța pornind de la condiția de limitare a deplasării impuse. Adică, în cazul unui sistem cu o capacitate de deformare dată (sau limitată la SLD), forța de curgere  $F_y$  trebuie să fie mai mare decât o valoare necesară, pentru ca sistemul să reziste la un cutremur puternic. Această abordare este utilizată în normele actuale de calcul și se poate scrie sub următoarea formă:

$$F_y = \frac{mA_e}{q_\mu} \quad (12)$$

unde  $A_e$  este amplitudinea din spectrul elastic de accelerații și  $q_\mu$  este factorul de reducere a forței seismice, care este egal cu raportul dintre forța indusă într-un sistem similar dar considerând comportare elastică ( $F_e = m A_e$ ) și forța de curgere  $F_y$ :

$$q_\mu = \frac{F_e}{F_y} \quad (13)$$

$q_\mu$  depinde în principal de ductilitatea sistemului și perioada proprie de vibrație. Relații similare celei de sus apar în majoritatea normelor actuale și sunt utilizate în dimensionare. O diferență importantă între formula 3 și formulele din norme este faptul că: în 3,  $F_y$  reprezintă forța capabilă reală a sistemului iar în norme reprezintă capacitatea proiectată a sistemului  $F_d$ . Între aceste două mărimi întotdeauna există o diferență care se datorează capacității suplimentare a structurii reale față de cea ce s-a considerat în calculele de dimensionare. Această capacitate suplimentară se poate exprima astfel:

$$q_s = \frac{F_y}{F_d} \quad (14)$$

și ținând cont de această capacitate suplimentară:

$$q = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \frac{F_y}{F_d} = q_\mu q_s \quad (15)$$

Adică factorul de comportare are două componente, una care ține cont de capacitatea suplimentară ( $q_\mu$ ) și una care ține cont de ductilitate ( $q_s$ ).

## VI.2. ALEGEREA ÎNREGISTRĂRILOR DE CUTREMURE PENTRU ANALIZĂ

După ce a fost testat în regim monoton, modelul histeretic a fost utilizat la analizele pas cu pas folosind înregistrări de cutremure reale. În acest scop s-au ales cinci înregistrări de cutremure istorice, dintr-un grup de șaptesprezece înregistrări (TABEL VI-1).

TABEL VI-1. ÎNREGISTRĂRI STUDIAȚE

Numele înregistrării	Pasul de Înregistrare	PGA (xg)	Timpul coresp. PGA	Lungimea (s)
Kobe JMA	0.02	0.834	4.92	56.38
Elcentro	0.02	0.348	2.12	53.8
Hachino	0.01	0.229	4.17	35.99
Petrovac	0.02	0.437	7.94	19.6
Ulcinj	0.02	0.284	6.46	24.98
Aigion Peloponese '95	No	0.543	3.62	30.778
Kalamano Peloponese '86	0.01	0.294	3.67	26.07
Korinthos Peloponese '81	0.01	0.296	4.14	40.95
Newall	0.02	0.589	4.32	30.00
Shandon	0.02	0.435	7.50	44.041
Taft	No	0.178	3.70	54.38

Tessaloniki '70	0.01	0.144	9.29	29.99
Tolmezzo	No	0.313	3.92	19.988
Xylocast Peloponese '81	0.02	0.293	7.46	36.96
Vrancea '77 INCERC	0.02	0.199	6.12	40.16
Vrancea '86 ENEL	0.02	0.159	0.92	14.48
Vrancea '86 INCERC	0.01	0.097	1.15	24.51

Înregistrările au fost grupate empiric în trei grupe, în funcție de forma lor:

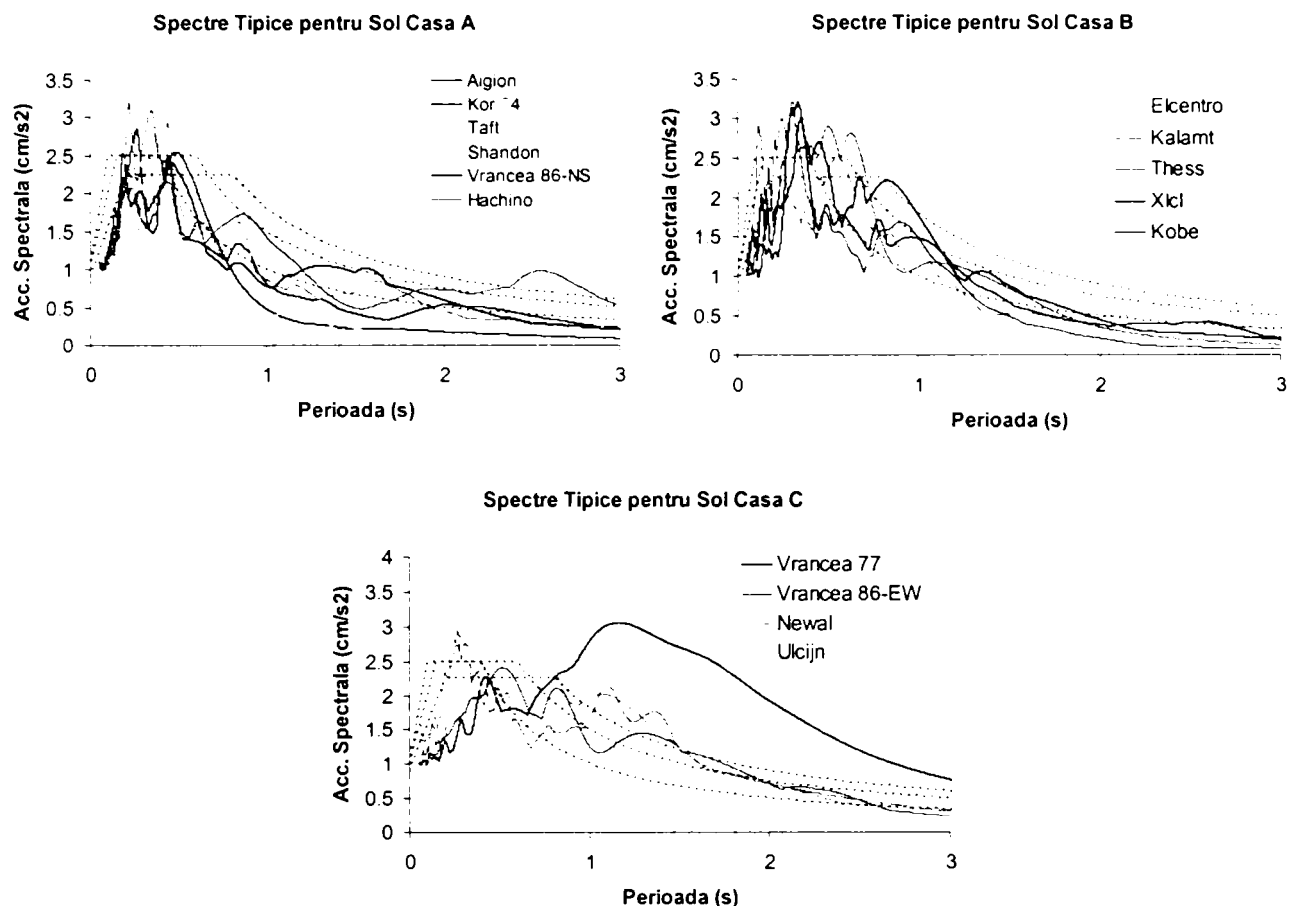


FIGURA VI-3. CLASIFICAREA ÎNREGISTRĂRILOR DUPĂ CLASA SOLULUI

Toate înregistrările au fost scalate la o accelerație maximă a solului de  $1\text{cm/s}^2$ , iar spectrul elastic al înregistrării cu o amortizare de 5%, împreună cu spectrele elastice de proiectare pentru soluri de tip A, B și C din EC 8, este prezentată în FIGURA VI-3 (EUROCODE 8, 1998). După cum se poate vedea, trei înregistrări (EL, NE, KO), acoperă cu acuratețe spectrele elastice din EC8, pe când două (SH și VR) se referă la condiții de sol extrem de tari respectiv slab. De aceea aceste două înregistrări, cu perioadă de colț foarte mare sau mică, vor trebui tratate cu atenție la interpretarea rezultatelor. Deasemenea prin scalarea înregistrărilor la aceeași accelerație diferențele de intensitate au fost în mare parte eliminate.

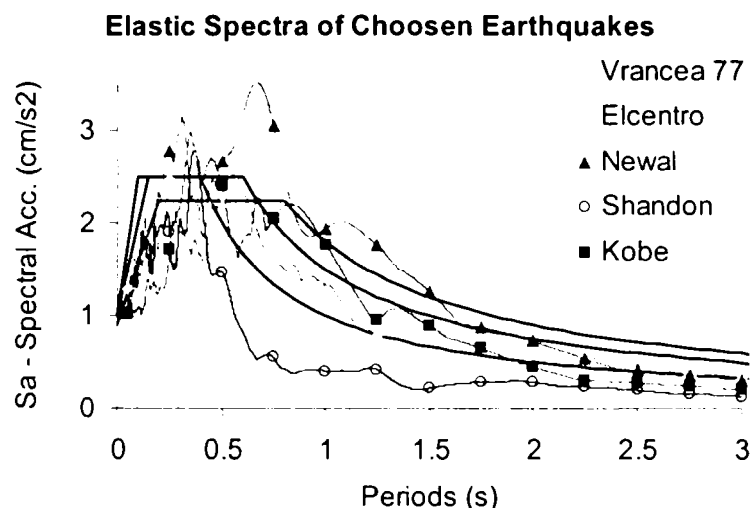


FIGURA VI-4. SPECTRUL ELASTIC AL ÎNREGISTRĂRILOR (COEFICIENT DE AMORTIZARE 5%)

### VI.3. ANALIZA DINAMICĂ FOLOSIND MODELUL SIMPLIFICAT (DRAIN-2DX)

Folosind modelul DRAIN-2DX, descris în Capitolul V, care este în esență un model cu un singur grad de libertate, s-au efectuat analize dinamice pas cu pas pe baza înregistrărilor de cutremure, cu masele dispuse pe panou de: 2000, 2500, 3000, 3500 și 4000 kg și înregistrările incrementate de la 0.05g la 2g. Datorită lipsei unei valori sigure amortizarea la nivelul panoului a fost considerată zero, deși unele studii au arătat o amortizare de 6% la nivelul unei structuri întregi (KAWAI, 1999). Pentru a ține seamă de efectele de ordinul doi, pe colțurile panoului s-a aplicat o forță verticală totală echivalentă cu 30% din masă.

Metoda de analiză prin incrementarea înregistrării de cutremur descrisă se numește analiză dinamică incrementală sau pushover dinamic și este o metodă consacrată pentru evaluarea performanței seismice a structurilor. Este important de menționat faptul că analiza dinamică incrementală este sensibilă atât la configurația structurală, cât și la tipul înregistrării de cutremur și de aceea este necesară utilizarea unui mare număr de înregistrări.

#### VI.3.1. Rezultate primare

Rezultatele primare ale analizei dinamice sunt curbele histeretice (FIGURA VI-5), care reprezintă deplasarea orizontală a părții superioare a panoului de perete funcție de forța tăietoare la bază. O semnificație importantă, din punctul de vedere al comportării la cutremur, o are deplasarea la partea superioară a panoului de perete, care poate fi prezentată în funcție de timp. (FIGURA VI-6)

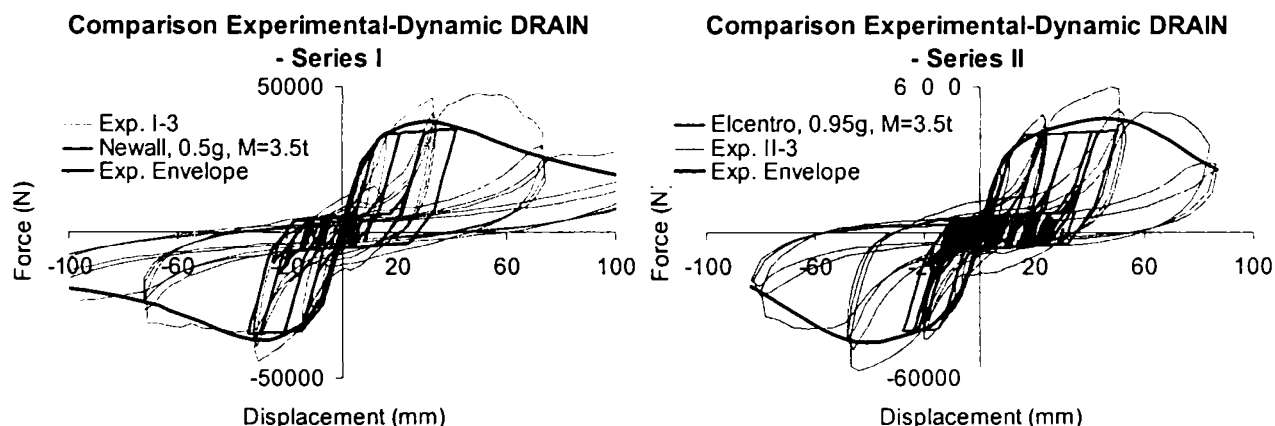


FIGURA VI-5. CURBE HISTERETICE DIN ANALIZA DINAMICĂ COMPARATE CU CURBELE EXPERIMENTALE

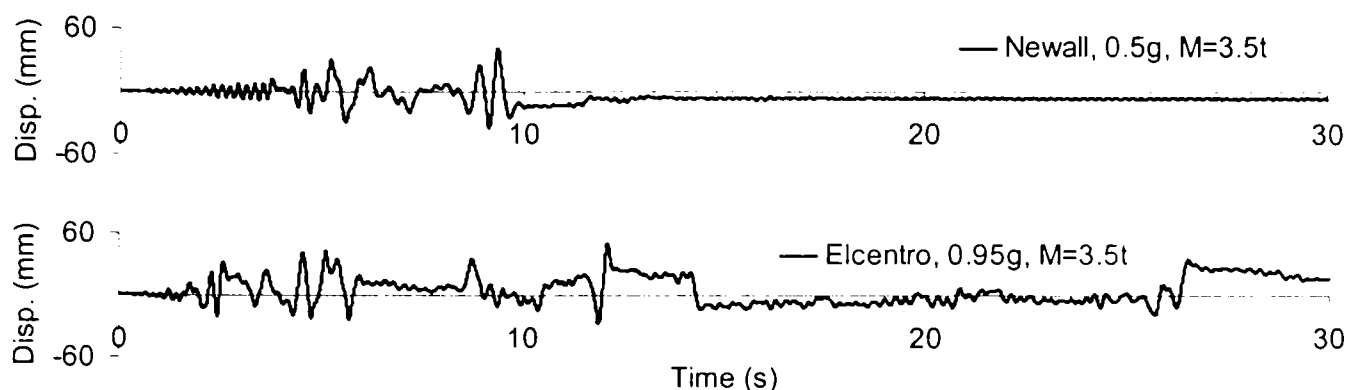


FIGURA VI-6. DEPLASAREA LA PARTEA SUPERIOARĂ A PANOULUI

Rezultate mai avansate ale analizelor incrementale dinamice constă în curbe incrementale. Curbele incrementale reprezintă un parametru de performanță al structurii în funcție de o măsură de intensitate a cutremurului. Măsura de intensitate a cutremurului folosită trebuie să fie scalabilă, accelerația maximă (PGA), accelerația spectrală corespunzătoare primului mod de vibrație ( $S_{a(T1,\beta)}$ ) sau accelerația spectrală efectivă (EPA), fiind cele mai des utilizate. Parametrii de performanță structurală utilizați pot fi: rotirea plastică maximă sau acumulată, deplasarea relativă de nivel sau deplasarea orizontală la partea superioară, depinzând și de tipologia structurală discutată. Parametri de performanță pot fi puși în continuare în relație directă cu gradul de degradare, iar starea structurii, după un eveniment, poate fi descrisă folosind criteriile de performanță.

Un aspect important al filozofiei de proiectare bazată pe performanță este acela de a lega deplasarea laterală de gradul de distrugere a panoului și a compara acest grad de distrugere cu obiective de performanță specifice. O propunere recentă de obiective de performanțe este bazată pe trei sau patru scopuri general enunțate pentru clădiri (FEMA-273, 1997):

- stare limită în condiții de exploatare în condiții normale;
- exploatare după evenimente de intensitate moderată;
- siguranța ocupanților în condiții de cutremur de dimensionare;
- prevenirea colapsului la cutremurele maxime considerate;

Asemenea enunțuri generale se pot traduce în practica inginerescă prin corelarea acestor obiective de performanță cu deformații acceptabile. În cazul încărcărilor laterale rolul deformației poate fi jucat de deplasarea relativă de nivel ( $\delta$ ). În acest mod criteriile de performanță pot fi interpretate cu ajutorul unor mărimi simple, palpabile pentru inginerul proiectant. Putem avea un exemplu după cum urmează: exploatare normală  $\delta < 0.005$ , ocupare imediată  $\delta < 0.01$ , siguranță ocupanților  $\delta < 0.05$ , evitarea prăbușirii  $\delta < 0.05$ .

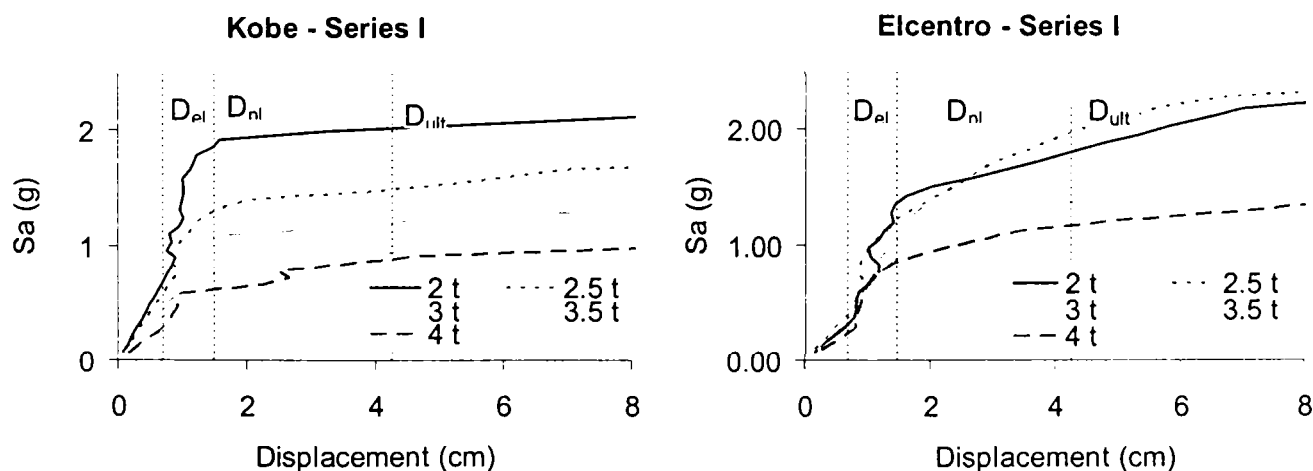


FIGURA VI-7. CURBE INCREMENTALE PENTRU PANOURI DE PERETE SERIA I

Limitele de deplasare laterale, impuse la panourile de perete, au fost determinate pe baza încercărilor experimente efectuate anterior (FULOP, 2002).

### VI.3.2. Performanțele panourilor de perete

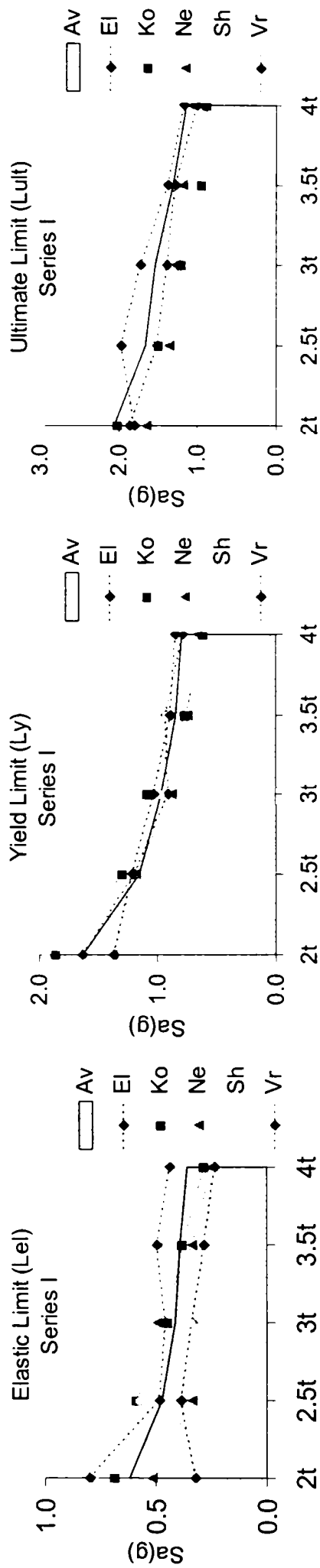
Pe baza limitelor de deplasare impuse, s-au determinat intensitățile cutremurului corespunzătoare atingerii de către panou a acestor limite. Cele trei valori limită ale deplasării orizontale se identifică pe FIGURA VI-7 ca linii verticale și ele reprezintă:

$D_{el}$  – verticala din stânga, este deplasarea limită elastică a panoului, adică valoarea deplasării până la care comportarea se poate considera elastică și ea reprezintă și limita convențională pentru proiectare;

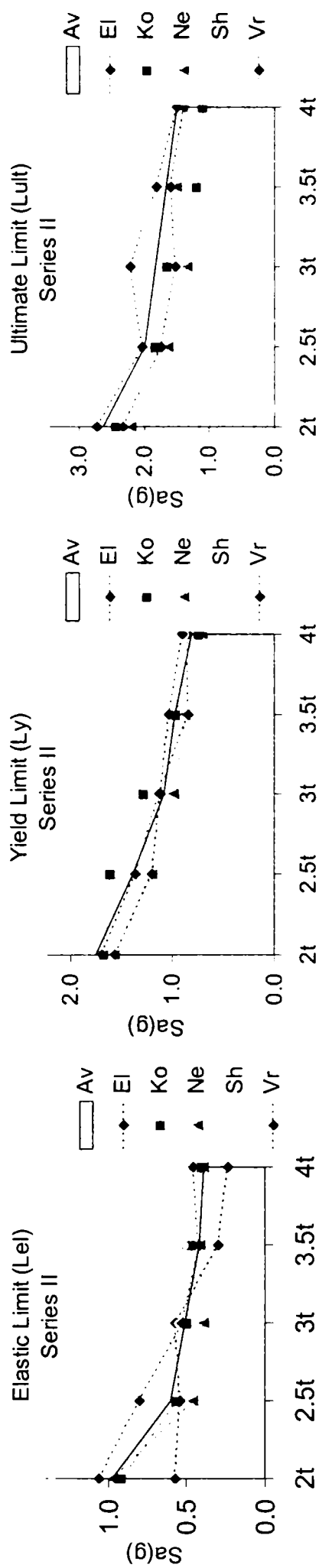
$D_{yield}$  – verticala din mijloc, reprezintă deplasarea limită de curgere convențională a panoului, adică nivelul la care capacitatea portantă a panoului nu mai crește, deși acesta este capabil să susțină nivelul de forță atins și să se deformeze în continuare;

$D_{ult}$  – linia verticală din dreapta reprezintă deplasarea limită ultimă a comportării panoului, adică deplasarea de la care capacitatea portantă a panoului scade. Dintre aceste stări limită cea de a doua și a treia se pot identifica pe baza unor criterii suficient de obiective, pe când primul este o limită cu caracter puternic convențional.

Dacă se presupune o dimensionare elastică, capacitatea portantă considerată în calculele ingineresti corespunde limitei  $D_{el}$ , deși există importante rezerve post elastice ale panoului. În cazul proiectării la cutremur, aceste rezerve pot fi luate în considerare prin factorul de comportare „q”, factor utilizat în proiectare pentru reducerea forțelor dintr-o analiză elastică pentru a putea ține cont de comportarea post elastică a structurii (EUROCODE 8, ENV 1998). Funcția similară în codurile din Statele Unite o are factorul „R”, care este definit „factor de modificare a răspunsului seismic” sau „factor de performanță a structurii” care ține seama de energia disipată prin amortizare și rezistența suplimentară în domeniul neliniar și se împarte în: factor de rezistență dependent de perioadă  $R_s$ , factor de ductilitate dependent de perioada  $R_{\mu}$ , și factor de redundanță  $R_R$  (WHITTAKER, 1999) Cum efectul important al capacității suplimentare neliniare s fost identificat (DE MATTEIS, 1999), ideea de factor „q” parțial a apărut și în cercetarea Europeană, fără a exista încă prevederi în norme.

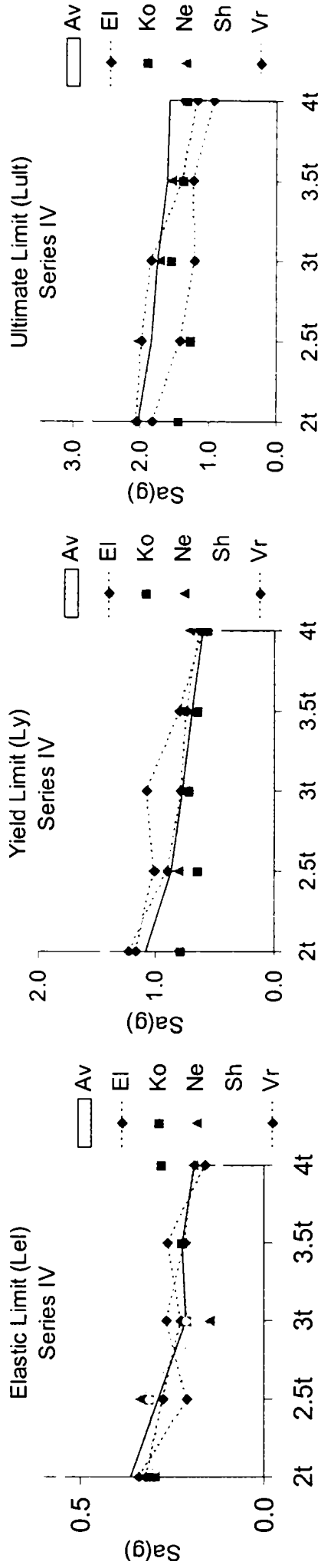


A) ACCELERAȚIA SPECTRALĂ VALORI SERIA I

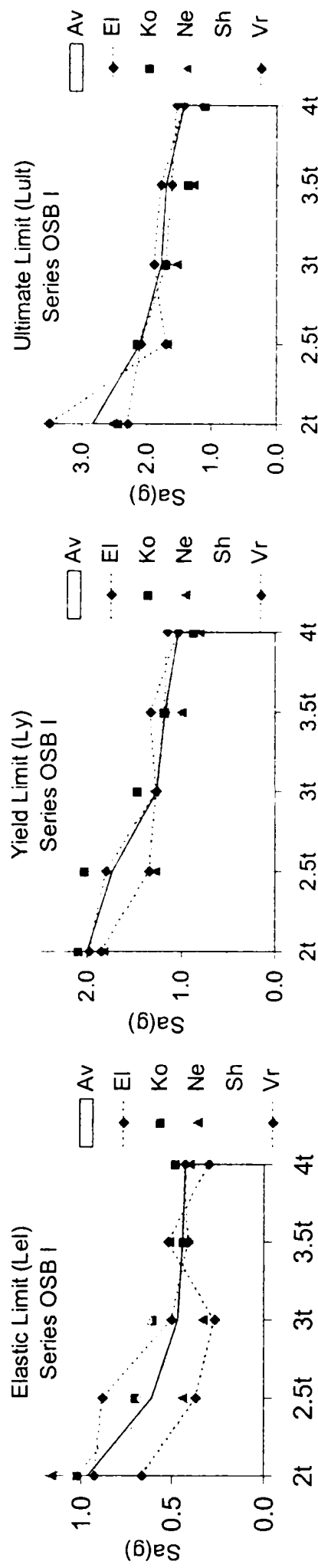


B) ACCELERAȚIA SPECTRALĂ VALORI SERIA II

FIGURA VI-8. VALOAREA ACCELERATIEI SPECTRALE PENTRU CELE TREI STĂRI LIMITĂ (SERIA I, SERIA II)



A) ACCELERATIJA SPECTRALĂ VALORI SERIA IV



B) ACCELERATIJA SPECTRALĂ VALORI SERIA OSB I

FIGURA VI-9. VALOAREA ACCELERATEI SPECTRALE PENTRU CELE TREI STĂRI LIMITĂ (SERIA IV, SERIA OSB-I)



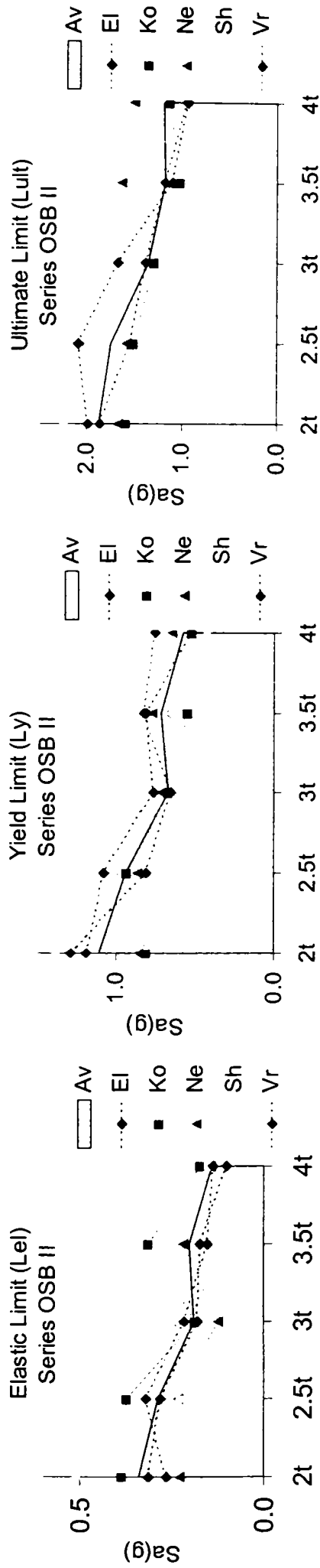


FIGURA VI-10. VALOAREA ACCELERĂȚII SPECTRALE PENTRU CELE TREI STĂRI LIMITĂ (SERIA OSB-II)

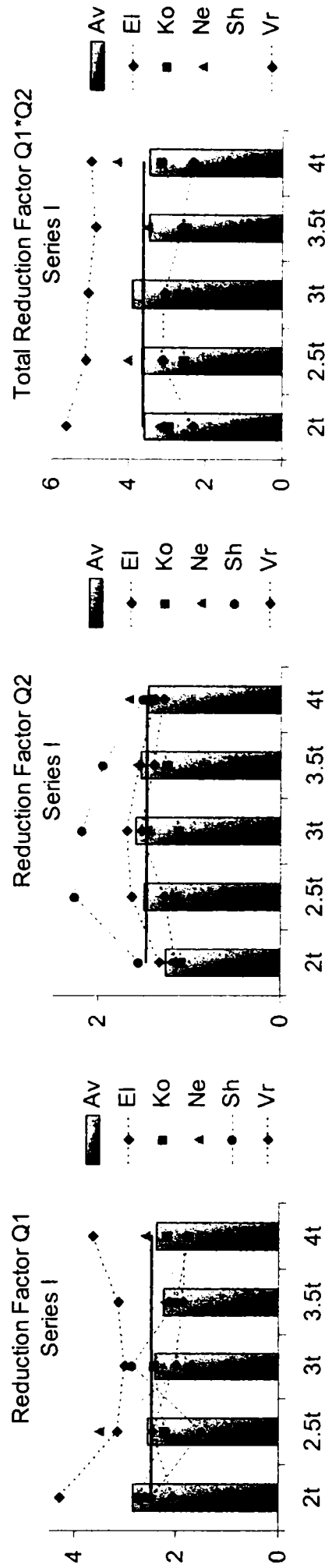
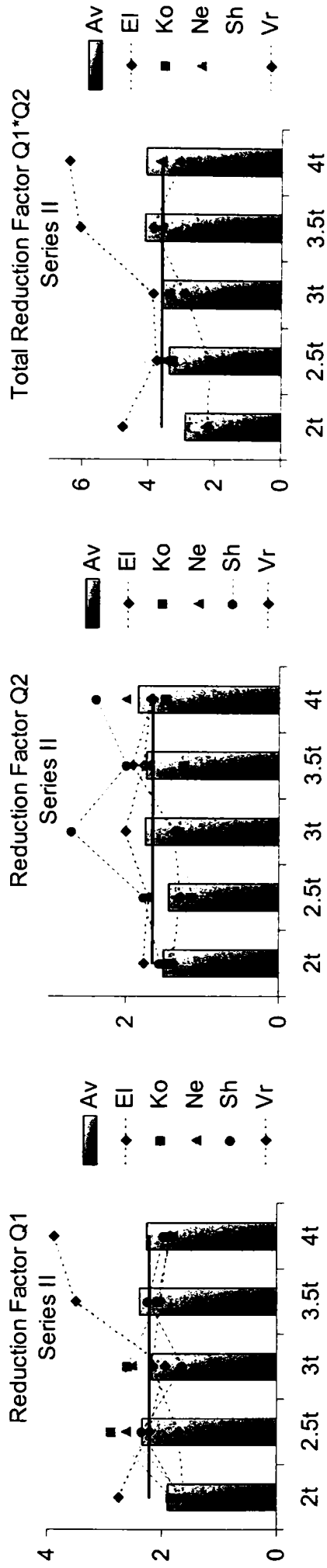
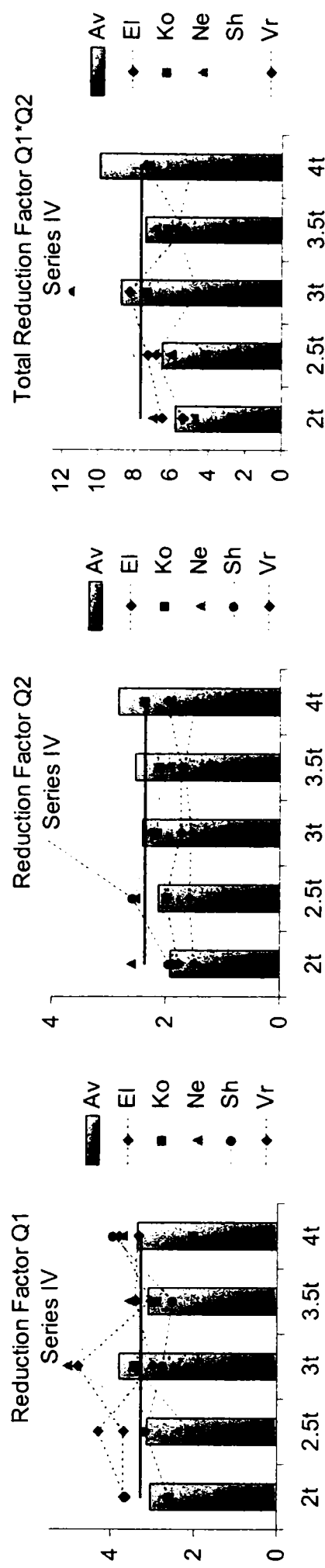


FIGURA VI-11. COEFICIENȚI DE COMPORTARE  $Q_1$ ,  $Q_2$  ȘI  $Q_3$  (SERIA I)

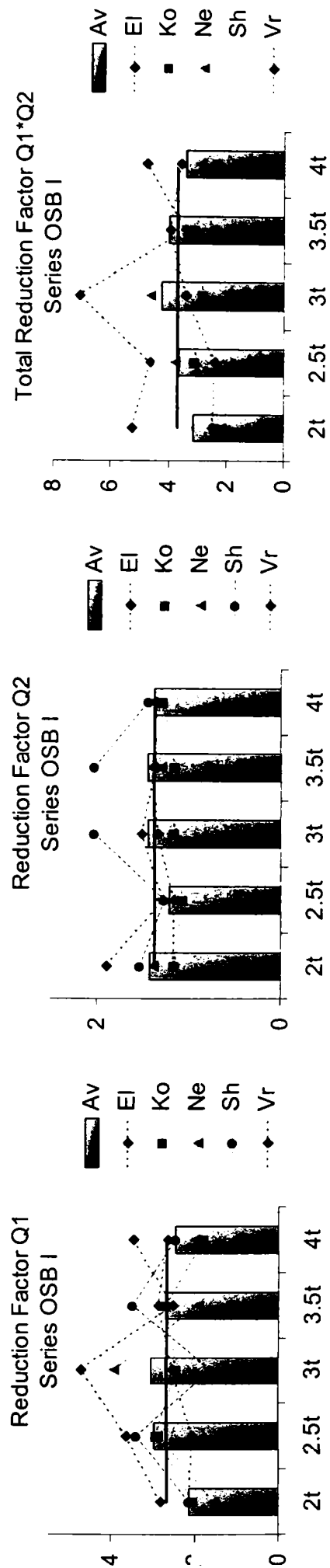


A) COEFICIENTI DE COMPORTARE SERIA II

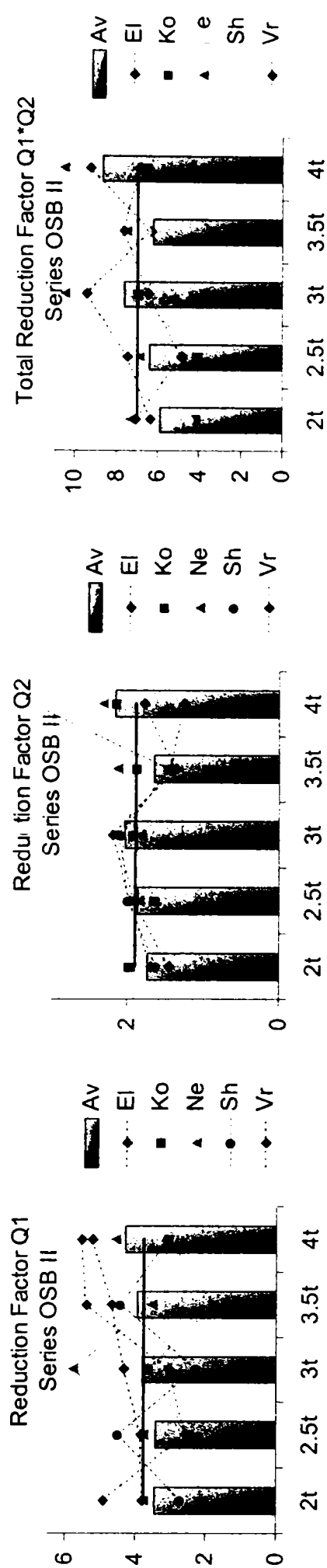


B) COEFICIENTI DE COMPORTARE SERIA IV

FIGURA VI-12. COEFICIENTI DE COMPORTARE Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub> ȘI Q<sub>3</sub> (SERIA II ȘI SERIA IV)



A) COEFICIENȚI DE REDUCERE SERIA OSB I



B) COEFICIENȚI DE REDUCERE SERIA OSB II

FIGURA VI-13. FACTORII DE PERFORMANȚĂ Q1, Q2 ȘI Q3 (SERIA OSB-I ȘI OSB-II)

Deoarece comportarea panourilor de perete este puternic neliniară și există capacitate portantă neliniară importantă, se poate anticipa că suprarezistența joacă un rol important în performanța la cutremur a panourilor. Pe baza stărilor limită enumerate ( $D_{el}$ ,  $D_{yield}$  și  $D_{ult}$ ) se pot defini factori de comportare parțiali ca și rapoarte ale măsurilor de intensitate. Urmărind această idee s-au definit:  $q_1$ , ca fiind raportul dintre  $Sa_{el}$  și  $Sa_{yield}$ , care este un parametru de performanță sau factor de comportare parțial, dependent în primul rând de suprarezistența panoului de perete;  $q_2$ , raportul dintre  $Sa_{ult}$  și  $Sa_{yield}$ , un parametru de performanță dependent de ductilitatea panoului de perete și  $q_3$  care reprezintă efectul cumulat al lui  $q_1$  și  $q_2$  și este factorul de comportare total pentru panou (TABEL VI-2).

TABEL VI-2. SA ȘI PARAMETRIC DE PERFORMANȚĂ Q1 ȘI Q2

	Seria I					Seria II					Seria IV					Seria OSB I					Seria OSB II				
	2t	2.5t	3t	3.5t	4t	2t	2.5t	3t	3.5t	4t	2t	2.5t	3t	3.5t	4t	2t	2.5t	3t	3.5t	4t	2t	2.5t	3t	3.5t	4t
$Sa_{el}$ (g)	0.62	0.47	0.41	0.39	0.36	0.97	0.60	0.51	0.42	0.39	0.36	0.29	0.21	0.22	0.19	0.97	0.61	0.47	0.45	0.43	0.34	0.29	0.19	0.20	0.14
$Sa_{yield}$ (g)	1.63	1.15	0.97	0.85	0.79	1.75	1.39	1.08	0.97	0.81	1.09	0.87	0.78	0.69	0.60	2.01	1.74	1.26	1.18	1.04	1.11	0.94	0.67	0.72	0.58
$Sa_{ult}$ (g)	2.06	1.65	1.53	1.31	1.14	2.64	1.99	1.83	1.67	1.49	2.04	1.84	1.75	1.61	1.58	2.84	2.09	1.77	1.69	1.43	1.87	1.75	1.36	1.18	1.19
$q_1$	2.84	2.57	2.42	2.25	2.39	1.89	2.35	2.17	2.38	2.26	3.04	3.12	3.80	3.09	3.37	2.14	2.97	3.04	2.70	2.47	3.46	3.43	3.80	3.95	4.29
$q_2$	1.25	1.49	1.59	1.53	1.45	1.51	1.44	1.74	1.72	1.83	1.92	2.12	2.40	2.54	2.82	1.42	1.21	1.44	1.43	1.37	1.73	1.85	2.02	1.65	2.15
$q_3 = q_1 \times q_2$	3.58	3.64	3.92	3.46	3.48	2.90	3.36	3.60	4.10	4.09	5.72	6.46	8.71	7.44	9.90	3.11	3.62	4.23	3.99	3.39	5.86	6.42	7.60	6.24	8.66
Medi a	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	
	2.50	1.46	3.62	2.21	1.65	3.61	3.28	2.36	7.65	2.66	1.38	3.67	3.78	1.88	6.96										

Este important de menționat faptul că  $q_1$  depinde de limita elastică convențională ( $D_{el}$ ). Această valoare a fost definită pentru o rotire corespunzătoare de nivel de 1/300 rad (KAWAI, 1997) și este convențională. În cazul panourilor de perete cu gol (Seria IV și Seria OSB II), unde rigiditatea inițială este mică, acest criteriu este foarte sever și se ajunge la o valoare a lui  $D_{el}$  respectiv  $Sa_{el}$  foarte mică. În consecință rezultă valori ale lui  $q_1$  și respectiv  $q_3$  nerealist de mari. Pe de altă parte  $q_2$  nu depinde decât de  $D_{yield}$  și  $D_{ult}$ , valori mai ușor de definit. După cum se poate observa în FIGURA VI-13 există dependența a lui  $q_1$  și  $q_2$  de înregistrarea de cutremur, dar dispersia rezultatelor nu este foarte mare în raport cu complexitatea fenomenului studiat.

Deși influența înregistrării asupra comportării panoului este evidentă, numărul mic de înregistrări considerate nu permite formularea unor concluzii în acest sens. Este important de subliniat, că fiecare clădire trebuie dimensionată la tipul de cutremur din zona de amplasament pentru a se exploata la maxim capacitatea structurală a panourilor.

## VI.4. ANALIZA DINAMICĂ FOLOSIND MODELUL NELINIAR

În mod similar modelului simplificat DRAIN, modelul neliniar, calibrat pe baza încercărilor experimentale a fost utilizat pentru evaluarea performanțelor la cutremur a panourilor.

A fost dezvoltat, de către autor, un program de calcul capabil să efectueze analiza pas cu pas a unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică, cu comportarea histeretică descrisă anterior. Bineînțeles, folosirea unui model complex ca și cel descris nu este ușoară, eforturile de dezvoltarea a programului, respectiv cele legate de calibrarea modelului neliniar fiind numeroase. De aceea s-a dorit să se arate că modelul simplificat, care poate fi la îndemâna chiar a unui proiectant obișnuit poate descrie cu suficientă acuratețe comportarea panourilor de perete și că rezultatele sunt acoperitoare.

## VI.4.1. Prezentarea programului de calcul

Programul de calcul, denumit SDOF, a fost dezvoltat în limbajul VISUAL BASIC, rutinele de calcul fiind apoi transcrise în VISUAL C pentru îmbunătățirea performanței. În primă fază scopul declarat a fost acele de a dezvolta o unealtă pentru folosirea modelului matematic neliniar prezentat anterior. Programul s-a dezvoltat apoi gradual, în prezent având un caracter mult mai complex, încorporând funcții mai avansate.

„Structura” care s-a dorit a fi analizată este cu un singur grad de libertate dinamică similară celei prezentate în FIGURA VI-2. Datele primare care trebuie precizate în program sunt:

(1) Lista înregistrărilor de cutremur la care se supune oscilatorul (FIGURA VI-14).

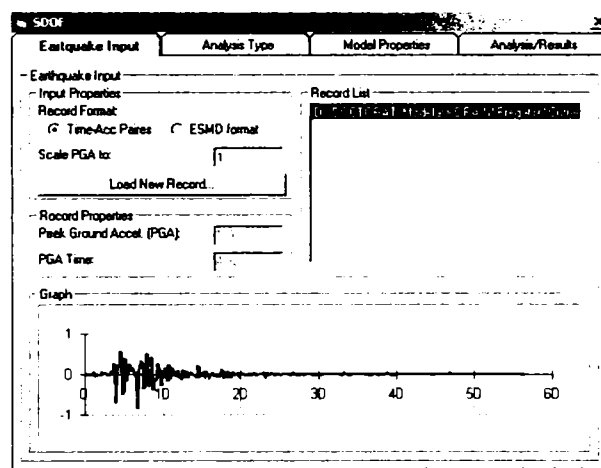


FIGURA VI-14. FEREASTRĂ DE INTRODUCERE A ÎNREGISTRĂRILOR DE CUTREMUR

Citirea fișierelor se poate face în două formate; fișier text cu perechi de numere timp-accelerație sau din fișiere cu formatul standard al European Strong Motion Database. Deasemenea, se poate selecta ca PGA-ul tuturor înregistrărilor să fie scalat la o anumită valoare (obs. Dacă se introduce 0 înregistrarea nu va fi scalată), funcție utilizată dacă se dorește normalizarea înregistrărilor. După alegerea formatului și a valorii de scalare se poate citi înregistrarea apăsând butonul "Load New Record". Înregistrarea încărcată va fi vizualizată în partea de jos a ferestrei (FIGURA VI-14), iar deasupra vor apărea valoarea PGA-ului și timpul la care apare PGA-ul în înregistrare.

(2) Tipul de analiză care se dorește a fi efectuată (FIGURA VI-15)

Cel mai simplu tip de analiză care se poate selecta este o analiză simplă pas cu pas sau „Simple Time History”, caz în care se va preciza doar pasul de integrare și eventual un multiplicator cu care se va scala înregistrarea (obs. multiplicatorul se exprimă în „g”). O altă opțiune este să se realizeze o analiză incrementală (IDA), pentru care se va preciza intervalul de multiplicatori între care se va scala înregistrarea și pasul de incrementare al multiplicatorului.

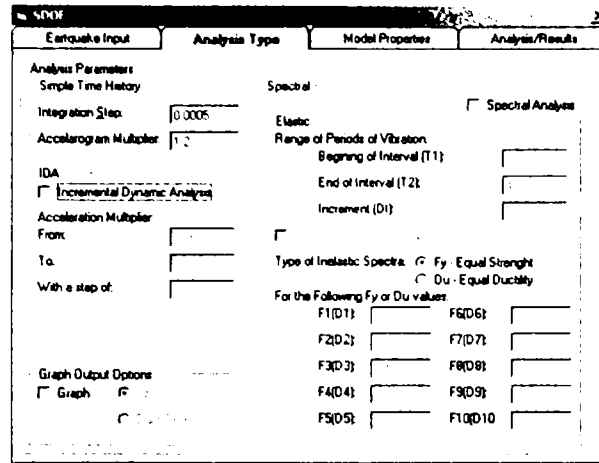


FIGURA VI-15. FEREAȘTRĂ PENTRU ALEGEREA TIPULUI DE ANALIZĂ

Al treilea tip de analiză este cea spectrală, care poate să fie elastică sau inelastică. Se va preciza intervalul de perioade și pasul, iar în cazul spectrelor inelastice tipul acestora. Se pot realiza două tipuri de spectre inelastice: cu limită de curgere egală (Equal Strength) sau cu ductilitate egală (Equal Ductility). Valorile limitei de curgere sau ductilității pentru calcul se precizează în tabelul din parte dreaptă-jos a ferestrei de dialog.

### (3) Proprietățile modelului histeretic al oscilatorului (FIGURA VI-16)

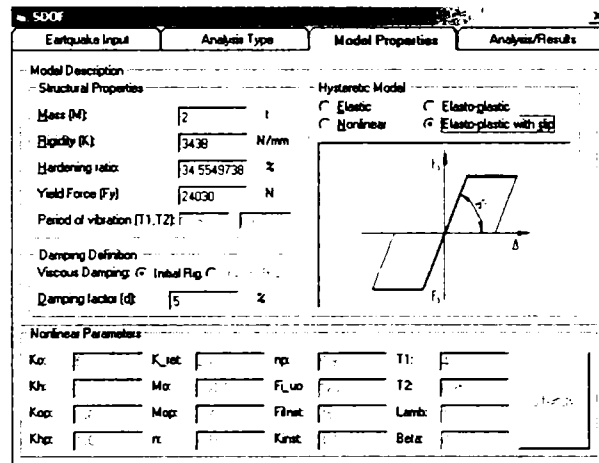


FIGURA VI-16. FEREAȘTRĂ DE DIALOG PENTRU PROPRIETĂȚILE OSCILATORULUI

Până în prezent există patru modele histeretice implementate: (1) elastic, (2) elastic-perfect plastic, (3) elastic-plastic cu lunecare și ecrusare, (4) modelul nelinier al lui Gaetano Della Corte prezentat în Capitolul V.

La proprietățile structurii se va introduce masa, rigiditatea, limita de curgere (unde este cazul) și procentul de ecrusaj (numai la modelul cu lunecare). Amortizarea se calculează ca fracțiune din amortizarea critică și este raportată la rigiditatea inițială.

Proprietățile modelului nelinier se pot ajusta apăsând butonul „Change” care deschide o nouă fereastră de dialog (FIGURA VI-17). Parametri din boxa de dialog au însemnătatea celor din formulele matematice prezentate la Capitolul V și au fost prezentate pe larg de Della Corte (DELLA CORTE, 2000). După alegerea parametrilor se poate vizualiza curba histeretică rezultată apăsând butonul „Draw”. Curbele experimentale se pot vizualiza încărcându-le din fișiere text conținând perechi de valori deplasare/forță, cu butonul „...” din stânga ferestrei de dialog. Astfel utilizatorul poate să ajusteze vizual parametrii până curba generată de modelul matematic se apropie de curba experimentală. După terminarea procesului se închide fereastra de dialog, parametrii noi fiind reținuți de către program.

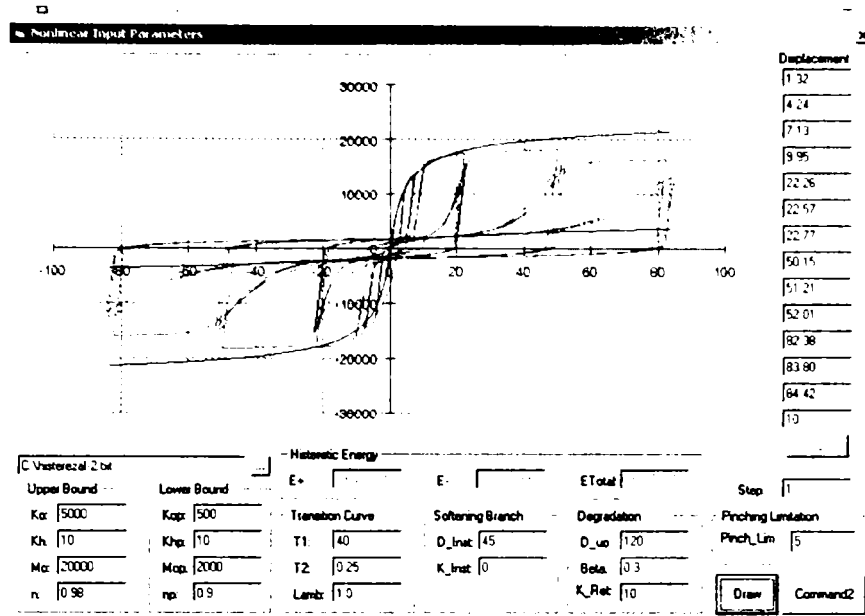


FIGURA VI-17. FEREASTRA DE DIALOG PENTRU DEFINIREA PARAMETRILOR MODELULUI NELINIAR

(4) Fereastra de analiză și vizualizare a rezultatelor

După setarea parametrilor de analiză se va lansa calculul din ultima fereastră, de la butonul „Compute”. Vizualizarea se face în funcție de tipul analizei și opțiunea utilizatorului, câteva exemple fiind prezentate în FIGURA VI-18 până la FIGURA VI-22.

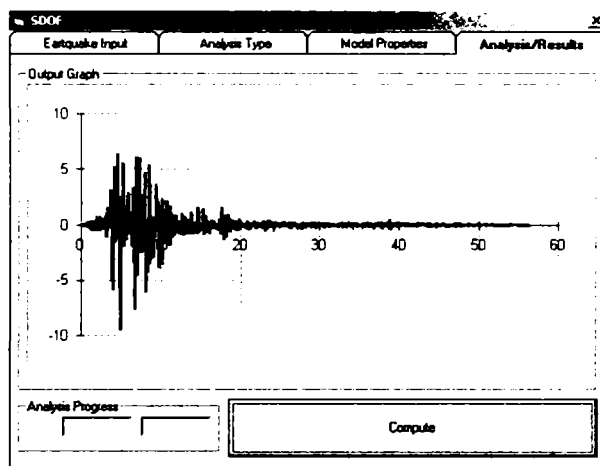


FIGURA VI-18. CURBA DEPLASARE-TIMP MODEL ELASTIC

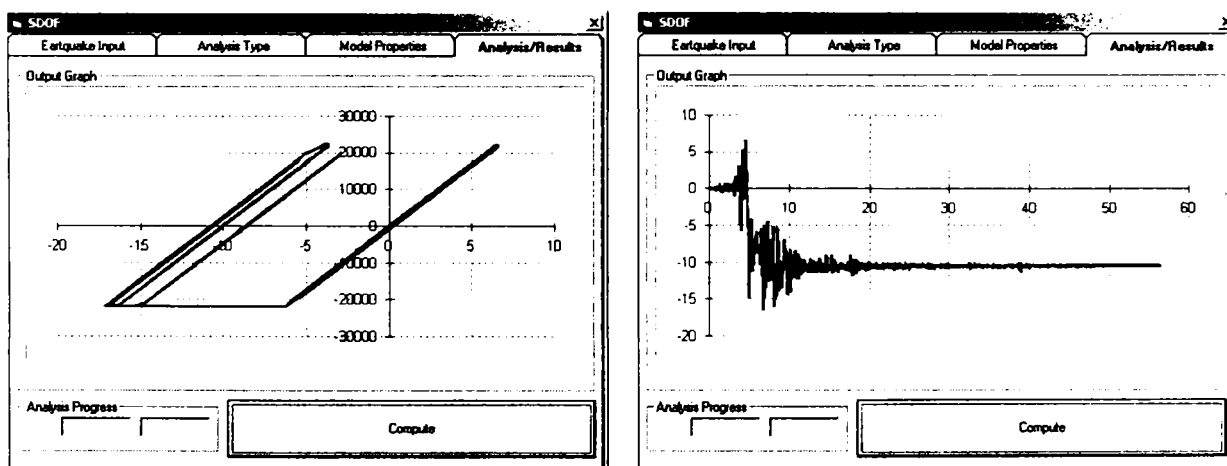


FIGURA VI-19. CURBA FORȚĂ-DEPLASARE ȘI DEPLASARE-TIMP MODEL ELASTIC-PERFECT PLASTIC

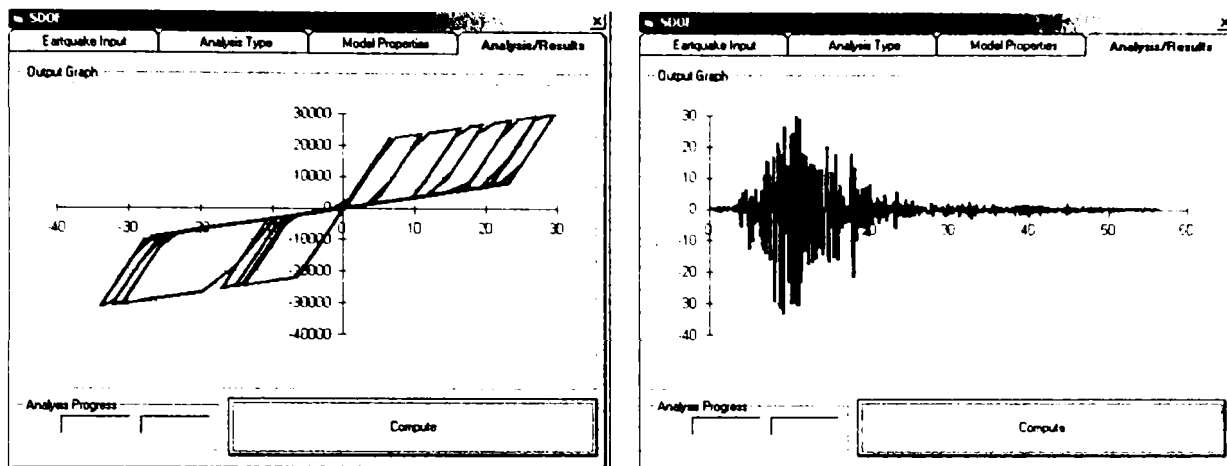


FIGURA VI-20. CURBA FORȚĂ-DEPLASARE ȘI DEPLASARE-TIMP MODEL ELASTIC-PLASTIC CU LUNECARE

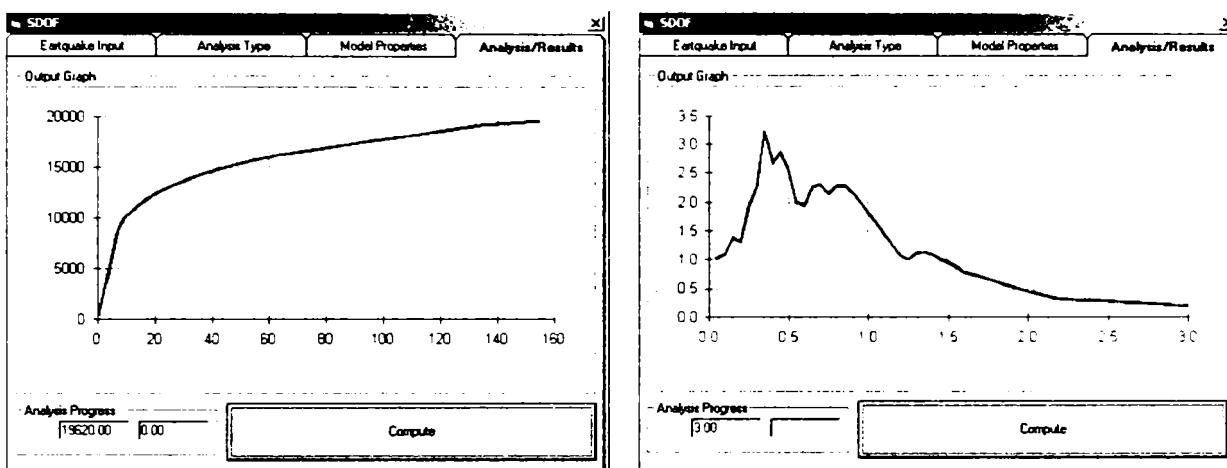


FIGURA VI-21. CURBA IDA ȘI SPECTRU DE PSEUDO-ACCELERAȚII

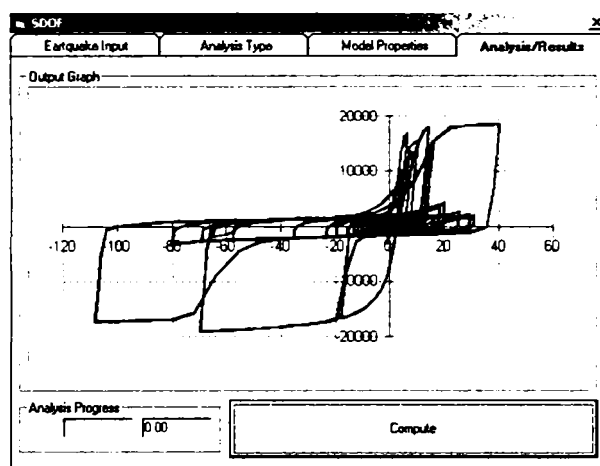


FIGURA VI-22. CURBA FORȚĂ-DEPLASARE MODEL NELINIAR

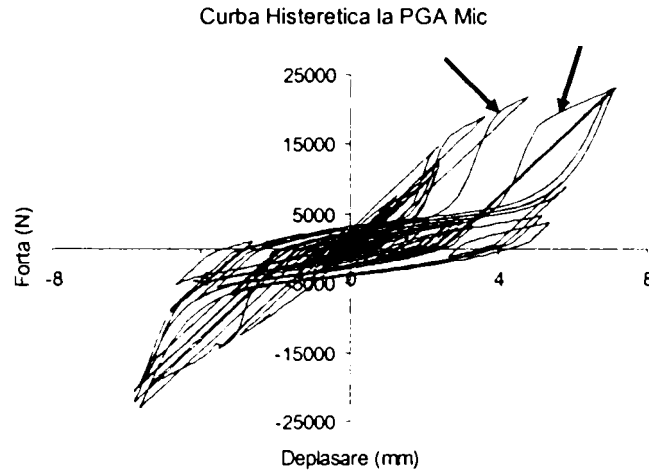
Dezvoltarea programului de calcul la acest nivel a necesitat un efort destul de însemnat, și nu poate fi considerată încă finalizată până la încheierea testărilor. Ea a fost și urmează să fie folosită pentru analize a unor oscilatoare simple, dar mai ales pentru analize spectrale și incrementale. În această lucrare vor fi prezentate doar câteva concluzii și rezultate obținute cu modelul histeretic neliniar.

#### VI.4.2. Rezultate/Probleme ale modelului neliniar

După implementarea modelului histeretic neliniar au fost începute unele testări ale modelului la diferite nivele de intensitate a înregistrărilor de cutremur. Deja la faza inițială au fost



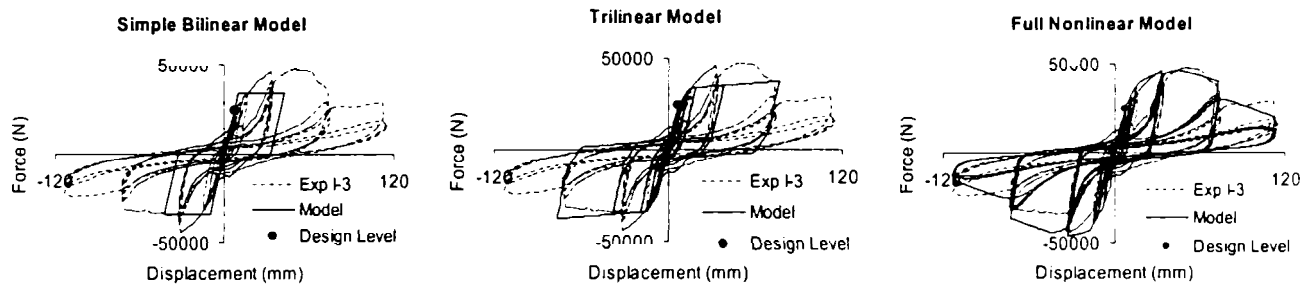
observate unele neajunsuri ale modelului matematic în descrierea unor cicluri de încărcare descărcare aleatoare, mai ales la valori mici ale PGA-ului (*FIGURA VI-23*).



*FIGURA VI-23. RĂSPUNS HISTERETIC INCORECT LA INTENSITATE MICĂ A EXCITAȚIEI*

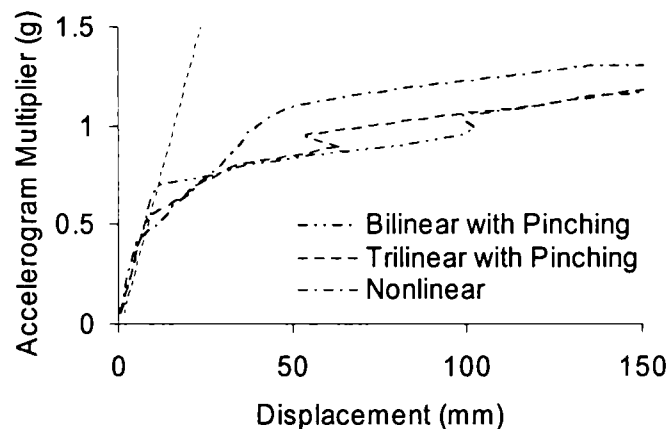
În urma încercărilor repetate s-a ajuns la concluzia că, în forma matematică prezentată, modelul nu este capabil să redea corect răspunsul oscilatorului la excitații de mică intensitate și a fost abandonat ca unealtă de analiză.

Totuși, din curbele incrementale din *FIGURA VI-24*, se poate observa măcar calitativ efectul folosirii modelului nelinier la intensități mari ale înregistrării (peste 0.8g), unde curba obținută cu ajutorul modelului nelinier este mult deasupra celor care derivă dintr-un model liniar.



A)

**Hysteretic Model Comparison - IDA Kobe**



B)

*FIGURA VI-24. CURBE IDA COMPARATIVE FOLOSIND TREI MODELE HISTERETICE*

Se poate concluziona că folosirea unui model neliniar de analiză pentru panourile de perete ar avea efect benefic față de modelele liniare, însă matematica modelului neliniar prezentat ar trebui perfectată pentru a ține seama corect de comportarea panourilor la intensități mici ale excitației. Modelele liniare propuse dau rezultate acoperitoare.

#### VI.5. CONCLUZII

Deși structurile din bare cu pereți subțiri sunt clasificate nedisipative, în normele de calcul europene se acceptă totuși un factor de comportare pentru structură de 1.5, cea ce face posibilă aplicabilitatea lor și în zone seismice. Bineînțeles, alt avantaj al acestor structuri în caz de cutremur îl reprezintă greutatea redusă și deci o forță inerțială mică indusă de cutremur.

Pe baza rezultatelor experimentale a fost calibrat un model cu element finit simplu pentru a se utiliza în calculul la cutremur al structurilor cu panouri de perete ușoare. Modelul este capabil să simuleze toate aspectele importante ale comportării hysteretice pentru un panou și este suficient de simplu pentru a fi înglobat într-un sistem mai complex pentru modelarea unei structuri întregi. Folosind modelul s-au efectuat un număr de analize la cutremur pas cu pas, considerând diferite configurații de panouri de perete, mase și înregistrări de cutremure, modelul fiind găsit a fi satisfăcător pentru tipul de analiză dinamică propus.

Utilizând criteriile determinate experimental, trei nivele de performanță au fost asociate cu deplasarea laterală a panoului și au fost definiți '*factori de comportare parțiali*', folosind rezultatele analizelor pas-cu-pas și cele trei nivele de performanță. Capacitatea suplimentară a panourilor (suprarezistența) a fost identificată a fi semnificativă și constituie o sursă importantă de posibilă reducere a forței seismice de dimensionare. Valoarea factorului de reducere obținut (2.2-2.6) este apropiată de valorile cuprinse între 1.5-5, propuse de alți cercetători (GAD, 1999). Posibilitatea de reducere a forței seismice de calcul, datorită ductilității și capacității de disipare a panoului, este mai limitată, ajungându-se la valori de 1.4-1.6, probabil datorită valorilor reduse de disipare de energie a curbelor de histereză. Aceste valori sunt și ele în concordanță cu valorile propuse de Gad. (GAD, 1999).

Deși rezultatele se bazează pe un număr relativ mic de a analize dinamice, folosind doar câteva înregistrări de cutremure, se pot anticipa comportare similară și în cazul unor structuri întregi unde forța orizontală va fi preluată de panourile de perete. Posibilitatea utilizării, pentru structuri din bare cu pereți subțiri, unde elementul principal de preluare a forțelor orizontale este panoul de perete, a unui factor de comportare de ordinul de mărime 2-2,5 ar îmbunătăți semnificativ perspectivele de aplicare a acestor tipuri de structuri în zone cu seismicitate mare, în cazul în care aceste valori ar fi înglobate în normele de calcul.

## VII. STUDII DE CAZ

### VII.1. METODĂ DE CALCUL PRACTIC A STRUCTURILOR CU PEREȚI PORTANȚI CU STĂLPI DEȘI – CASA UNIFAMILIALĂ (PLOIEȘTI)

#### VII.1.1. Introducere

Un factor important în popularizarea pe piață a caselor cu structură metalică cu pereți portanți deși îl reprezintă necesitatea dezvoltării unor norme de calcul și dimensionare a pereților. În prezent abordarea cea mai simplă este cea prin care, pe baza încercărilor s-a definit capacitatea portantă pe metru de panou de diferite configurații. Cu ajutorul acestor valori se poate determina lungimea necesară de panou de perete care poate să reziste al o anumită solicitare. Calculul este foarte simplu, având un singur dezavantaj, acela că există valori de capacitate numai la un număr limitat de configurații de panou care au fost încercate. Dacă proiectantul dorește să utilizeze alt tip de material de închidere, sau alte tipuri de prinderi decât cele încercate, metoda devine inaplicabilă.

#### VII.1.2. Procedura de calcul

Metoda de calcul pentru verificarea la forțe orizontale a panourilor de perete comportă următorii pași:

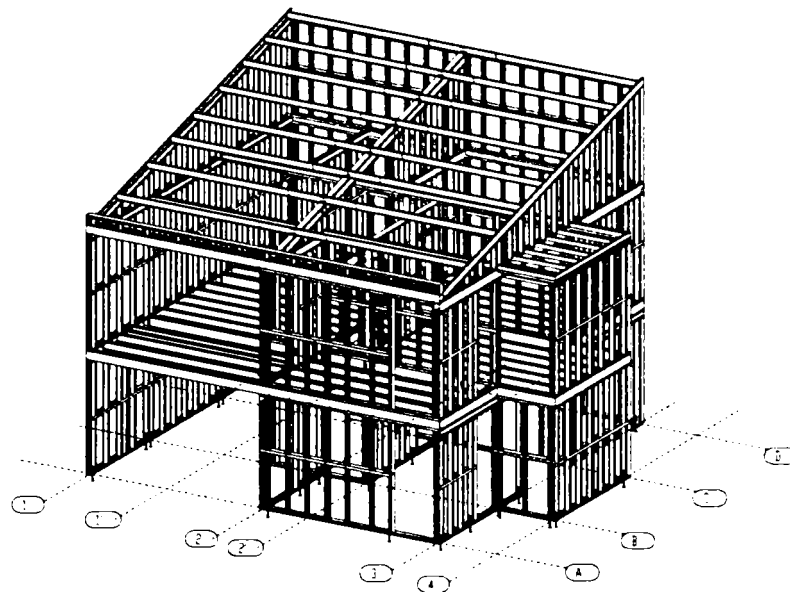
- Determinarea încărcărilor verticale de calcul;
- Calculul pe cale simplificată al forțelor orizontale din cutremur;
- Calculul forței de forfecare din cutremur pe fiecare nivel;
- Determinarea din tabele a capacității portante pe metru linear de panou de perete placat;
- Calculul lungimii necesare de panou de perete pe fiecare nivel;
- Distribuirea panourilor de perete placate astfel încât ele să fie cât mai simetrice pentru a se evita efectele de torsiune;

Dacă panourile de perete nu se distribuie uniform în structură se recomandă realizarea unei analize ținând cont de excentricitatea structurii, determinându-se astfel distribuția solicitărilor fiecărui panou din structură. Acest calcul se poate realiza manual sau cu ajutorul unui model cu element finit.

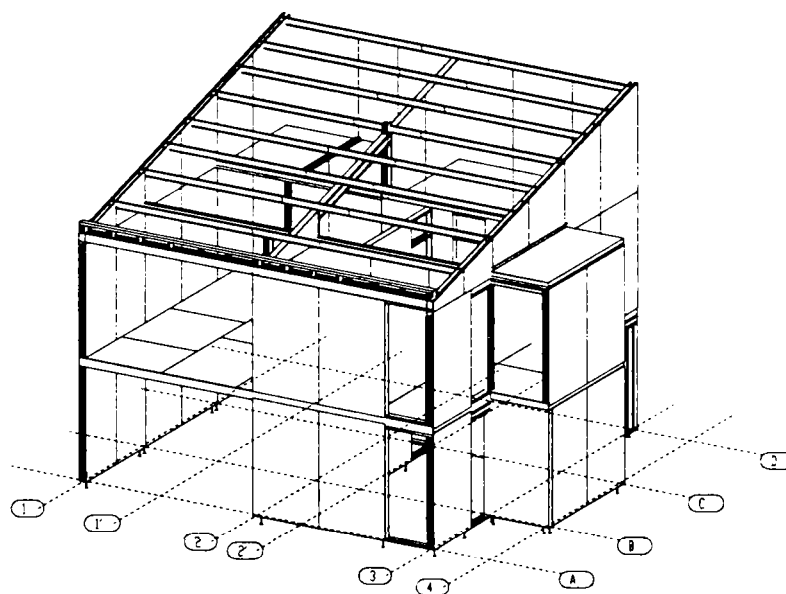
#### VII.1.3. Prezentarea structurii.

Structura propusă pentru exemplificarea modului de calcul structural a unei case cu structură metalică este o casă unifamilială, tip parter cu etaj (*FIGURA VII-1*), amplasată la Ploiești. Regiunea este de seismicitate ridicată, cu încărcări din zăpadă și vânt de mare intensitate.

Montanții de perete, din bare de oțel C150-1.5 prinse cu șuruburi autofiletante, au fost dispuși la intervale de aproximativ 600mm, în funcție de aranjamentul arhitectural adoptat. Planșeul a fost și el gândit în soluție ușoară cu grinzi de planșeu din bare C200-1.5 și plăci de OSB. Diafragma de la nivelul planșeului s-a realizat prin aceste plăci de OSB, iar cea de la nivelul acoperișului prin plăcile de susținere din OSB și de foile de tablă cutată. Preluarea încărcărilor orizontale s-a dorit a se realiza cu ajutorul plăcilor de OSB fixate pe scheletul structural (*FIGURA VII-2*).



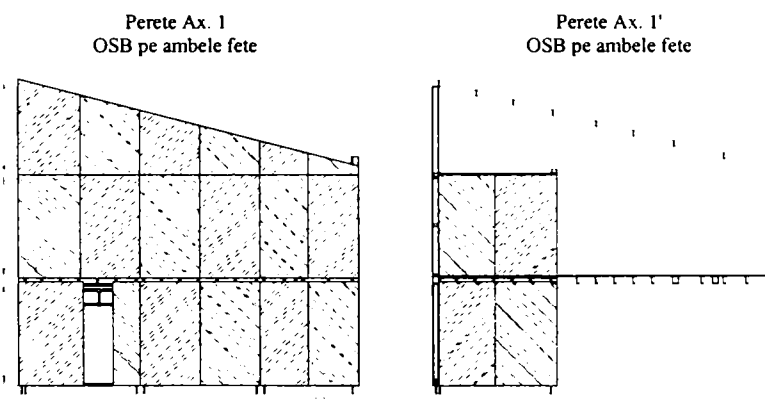
A) SCHELET METALIC

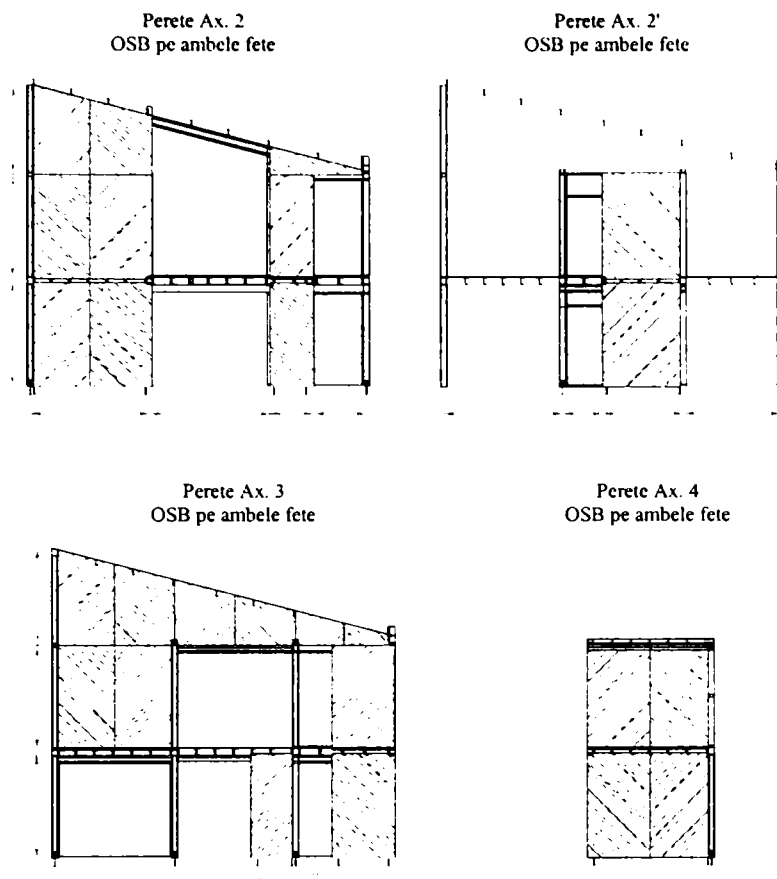


B) PANOURI DE OSB

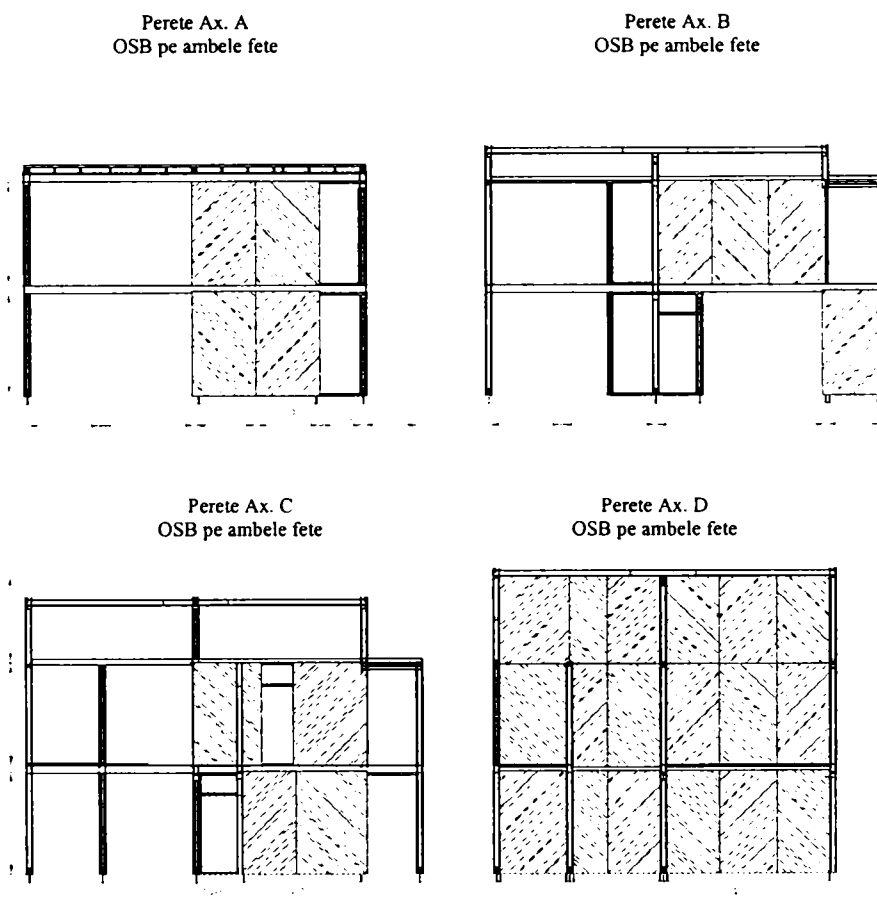
FIGURA VII-1. DIMENSIUNILE STRUCTURII ANALIZATE

Deoarece modul de calcul al elementelor individuale de oțel este cunoscut, se vor prezenta doar problemele legate de verificarea pereților care trebuie să reziste încărcării din acțiunea seismică.





**A) DISPUNEREA PLACĂRII CU OSB LA PEREȚII TRANSVERSALI**



**B) DISPUNEREA PLACĂRII CU OSB LA PEREȚII LONGITUDINALI**

**FIGURA VII-2. PLACAREA CU OSB A PEREȚILOR CASEI**

Structura a fost gândită pentru o tehnologie de execuție manuală, element cu element, după ce elementele au fost transportate la șantierul de lucru ca bare individuale.

#### VII.1.4. Calculul încărcărilor

Încărcările pentru dimensionarea structurii au fost considerate conform standardelor, în funcție de zonare. Ipotezele de încărcare considerate au fost cele uzuale pentru astfel de structuri, respectiv cele prezentate în *TABEL VII-6*, iar valorile încărcărilor au fost considerate următoarele:

##### Încărcarea permanentă:

Încărcarea permanentă s-a considerat în funcție de stratificația elementului de construcție, încercând ca stratificația să fie compusă din materiale ușoare. Valorile normate ale încărcării permanente sunt:

Acoperiș	45 kg/m <sup>2</sup>
Planșeu	70 kg/m <sup>2</sup>
Perete exterior	60 kg/m <sup>2</sup>
Perete interior	20 kg/m <sup>2</sup>

##### Încărcarea utilă:

Încărcarea utilă a fost considerată de 150 kg/m<sup>2</sup>, valoare consacrată pentru acest tip de construcție.

##### Încărcarea din zăpadă:

Deoarece panta acoperișului este sub 30°, și clădirea se află într-o locație considerată adăpostită, la Ploiești valoarea de calcul a încărcării de 120 kg/m<sup>2</sup>.

##### Încărcarea din vânt:

Valoarea nominală a încărcării din vânt a rezultat:

$$P_{\text{vânt}+} = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{vânt}-} = 0.21 \text{ kN/m}^2$$

##### Încărcare din cutremur:

Parametrii pentru determinarea încărcării din cutremur pentru structură sunt următorii:

$$\alpha = 1; k_s = 0.25; T_c = 1.5\text{s}; \beta_i = 2.5; \psi = 1.00;$$

Valoarea factorului de reducere „ $\psi$ ” în acest calcul a fost aleasă 1 datorită standardelor în vigoare la noi. Structura este de oțel, din bare cu pereți subțiri care sunt profile de Clasă 4, ce nu asigură disipare, iar în această situație P100-92 nu acceptă reducerea încărcării seismice. Conform normei Eurocode 8, pentru structuri nedisipative s-ar putea adopta o valoare de calcul  $\psi=0.66$  ( $q=1.5$ ), datorită rezervei de rezistență și redundanței. În opinia autorului, pe baza studiilor efectuate și prezentate în această lucrare, valoare acestui factor de reducere este mai mare, putând ajunge chiar la  $\psi=2-2.5$ . Până însă la acceptarea și introducerea în norme a unei valori mai mari, proiectarea trebuie să respecte normele în vigoare.

Ipotezele de încărcare de mai sus au fost introduse în combinații afectându-le cu coeficienții de combinare adecvați (*TABEL VII-6*).

TABEL VII-1. COMBINAȚII DE ÎNCĂRCARE

	Permanentă	Variabile	Zăpadă	Vânt	Acțiuni seismică
1	1.2	1.4	2.02	-	-
2	1.0	1.0	-	1.6	-
3 (Seismic)	1.0	1.0	0.3	-	1.0

## VII.1.5. Metoda simplificată de calcul la cutremur

În primul pas se evaluează masa care acționează la nivelul planșeului, respectiv la nivelul acoperișului. Din încărcările verticale, afectate cu coeficienți de siguranță de la combinația seismică (TABEL VII-6) rezultă masele:  $M_{\text{planșeu}} = 23.07$  t,  $M_{\text{acoperiș}} = 11.71$  t. Forța seismică totală aplicată pe structură rezultă:

$$\begin{aligned} S_r &= \alpha \cdot k_s \cdot \beta_1 \cdot \varphi \cdot \varepsilon_r \cdot g \cdot M = \\ &= 1 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 9.81 \cdot (23.07 + 11.71) = \\ &= 213.25 \text{ kN} \end{aligned} \quad (1)$$

Acceptând simplificarea că deformarea este lineară pe înălțime această încărcare se va distribui la cele două nivele:

$$\begin{aligned} S_1 &= S_r \cdot \frac{z_1 \cdot G_1}{\sum (z_j \cdot G_j)} = 213.25 \cdot \frac{3 \cdot 23.07}{(3 \cdot 23.07 + 7 \cdot 11.71)} = 97.63 \text{ kN} \\ S_2 &= S_r \cdot \frac{z_2 \cdot G_2}{\sum (z_j \cdot G_j)} = 213.25 \cdot \frac{7 \cdot 11.71}{(3 \cdot 23.07 + 7 \cdot 11.71)} = 115.62 \text{ kN} \end{aligned} \quad (2)$$

Deci forța tăietoare la cele două nivele este:

$$\begin{aligned} T_{\text{parter}} &= S_1 + S_2 = 213.25 \text{ kN} \\ T_{\text{etaj}} &= S_2 = 115.62 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3)$$

Panourile de perete de la fiecare nivel trebuie să reziste al aceste forțe.

## VII.1.6. Evaluarea capacității portante a panourilor

Folosind plăci de OSB cu grosime de 10 mm, cu schema de prindere și șuruburi autofiletante identice cu cele folosite la încercări, capacitatea portantă (forța maximă) a panourilor la încercările ciclice efectuate de autor a fost găsită de 69844 N. La o lungime de 3.6 m a panoului acesta înseamnă 19.40 kN/m.

Valoarea capacității portante maxime pentru un panou similar este, acoperit pe o singură față (OSB 7/16", cu șuruburi No. 8 x 1in., dispuse la intervale de 4 in.), conform normelor americane (AISI, 1998) este de 915lb/ft, adică 14.59 kN/m. Se poate considera rezistența la forfecare a panourilor care au un raport înălțime/lungime mai mare de 1/2. Pentru a determina capacitatea de calcul această valoare se va înmulți cu 0.6, de unde rezultă capacitatea de calcul pe metru liniar de panou de 8.754 kN/m. Având panouri de perete placate pe ambele fețe cu OSB această valoare se dublează  $P_{\text{calc}} = 17.58$  kN/m

Lungimea necesară de panou pe ambele direcții rezultă deci:

$$\begin{aligned} L_{\text{parter}} &= \frac{T_{\text{parter}}}{P_{\text{calc}}} = \frac{213.25}{17.58} = 12.18 \text{ m} \\ L_{\text{parter}} &= \frac{T_{\text{etaj}}}{P_{\text{calc}}} = \frac{115.62}{17.58} = 6.58 \text{ m} \end{aligned} \quad (4)$$

Lungimea panourilor placate pe toată înălțimea este prezentată în TABEL VII-2.

TABEL VII-2. LUNGIMEA PANOURILOR PLACATE PE TOATĂ ÎNĂLȚIMEA

Transversal	Ax. 1	Ax. 1'	Ax. 2	Ax. 2'	Ax. 3	Ax. 4	Total
- parter	8.1	3.2	3.2	2.18	1.62	3.25	21.55
- etaj	9.05	- *	3.2	- *	1.62	3.25	17.12
Longitudinal	Ax. A	Ax. B	Ax. C	Ax. D	-	-	Total
- parter	3.37	1.5	3.3	9.05	-	-	17.22
- etaj	3.37	-	- *	9.05	-	-	12.42

\* - panourile de perete nu ajung până la diafragma de acoperiș și nu conlucrează cu ea

Se poate vedea clar că pe ambele direcții, distanța minimă de panou de perete placat este depășită.

#### VII.1.7. Analiza cu EF

Analiza simplificată prezentată este foarte practică pentru calcule manuale. Din cauză că calculul este plan ea prezintă însă dezavantajul de a nu ține cont de efectele de torsiune în structurile puternic nesimentrice, cum este și cea studiată.

Din această cauză s-a realizat și un calcul mai sofisticat, bazat pe analiza cu element finit a structurii. Programul folosit a fost AXIS VM, un program cu EF foarte prietenos din punct de vedere al introducerii datelor (FIGURA VII-3). Efectul panourilor de OSB a fost înlocuit cu contravântuiri în cruce echivalente, care trebuie alese în așa fel încât rigiditatea panoului de perete să fie similară cu cea determinată experimental. Cu aceste modele de structură s-a efectuat analiza statică de ordinul întâi și analiză dinamică.

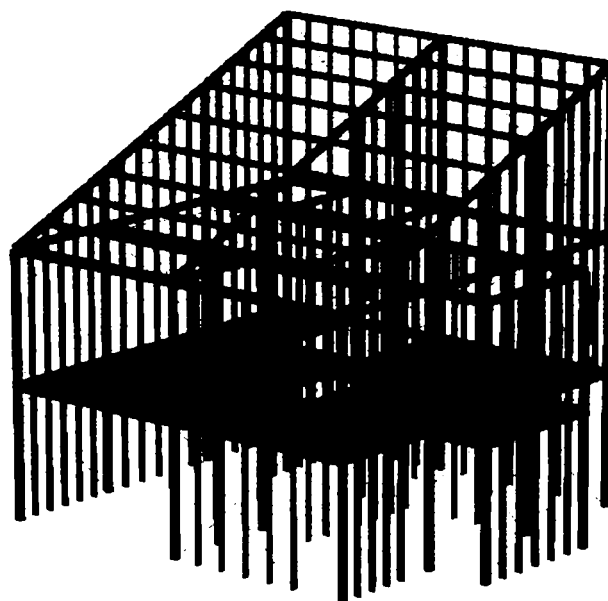


FIGURA VII-3. MODELUL CU EF AL STRUCTURII CU CONTRAVÂNTUIRI ECHIVALENTE

#### VII.1.8. Rezultatele analizei

S-au efectuat diferite analize, urmărindu-se comportarea 3D a structurii. În mod special s-au comparat perioadele de vibrație ale structurilor și forța tăietoare la bază pe fiecare perete. Analiza dinamică a fost efectuată cu același program AXIS VM. Valorile primelor patru perioadele de vibrație au fost  $T_1=0.380s$ ,  $T_2=0.292s$ ,  $T_3=0.235s$ ,  $T_4=0.189s$ , iar forma modurilor proprii se prezintă în TABEL VII-11.



TABEL VII-3. MODURI PROPRII

Mod	Forma de vibrație	Mod	Forma de vibrație
1		3	
2		4	

Analiza seismică s-a rezumat la o analiză echivalent statică, bazată pe spectrul de proiectare conform P100-92. Forța tăietoare maximă a fost identificată pe panoul de perete longitudinal din axul A (FIGURA VII-4).

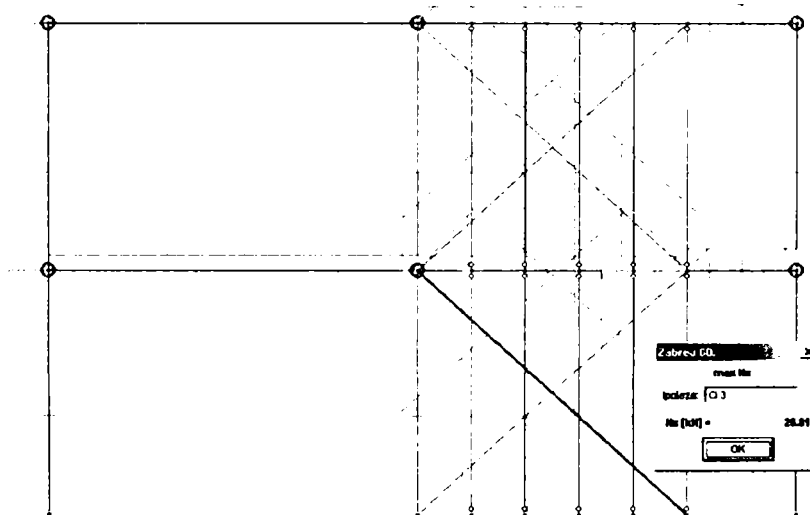


FIGURA VII-4. PANoul CEL MAI SOLICITAT CONFORM ANALIZIE CU EF

Transformând forța axială din cele două contravântuiri în forță tăietoare pe panoul de dimensiune 3.375 x 3.0 m obținem:

$$\tan \alpha = \frac{3}{3.375} = 0.889 \Rightarrow \alpha = 41.63^\circ \quad (5)$$

$$T_{\text{panou}} = 2 \cdot N \cdot \cos \alpha = 2 \cdot 28.8 \cdot \cos 41.63^\circ = 43.06 \text{ kN}$$

Pe de altă parte, conform celor menționate anterior, capacitatea portantă a segmentului de panou de 3.375 m este:

$$T_{\text{cap}} = L \cdot P_{\text{cap}} = 3.375 \cdot 17.58 = 59.33 \text{ kN} \quad (6)$$

### VII.1.9. Concluzii

În urma exemplului prezentat se poate concluziona că există posibilitatea realizării unei structuri de casă P+1 care rezistă solicitărilor din cutremur doar prin dispunerea în pereți a unor plăci de OSB. Mai mult, structura respectivă se găsește într-o zonă severă de cutremur și a fost utilizată ipoteza acoperitoare că nimic din energia indusă de cutremur nu se disipează și deci încărcarea seismică nu a fost redusă ( $\psi = 1$ ).

Au fost prezentate două metode de calcul a structurii, una mai simplă, care se poate conduce manual și una mai complexă cu elemente finite. În opinia autorului, prima metodă se poate utiliza foarte bine pentru evaluarea necesarului lungimii de panou de perete care să participe la preluarea încărcării orizontale, valoare ce poate fi de mare folos la discuțiile inginerului structurist cu arhitectul, în faza de concepție a proiectului. Pe de altă parte, în faza de dimensionare și verificare se recomandă folosirea celei de-a doua metodă care ține seama și de efectele de torsiune ale structurii și poate atrage atenția proiectantului asupra eventualelor concentrări de eforturi pe panouri individuale.

## VII.2. EXEMPLE DE CLĂDIRI LA DIMENSIONAREA CĂRORA S-A UTILIZAT EFECTUL DE DIAFRAGMĂ – CASĂ UNIFAMILIALĂ (TIMIȘOARA)

### VII.2.1. Prezentarea structurii

Structura propusă pentru analiză este o casă unifamilială, tip parter cu mansardă, de dimensiuni uzuale (FIGURA VII-5) amplasată în zona Timișoara. Regiunea este de seismicitate medie, cu încărcări din zăpadă și vânt de intensitate redusă.

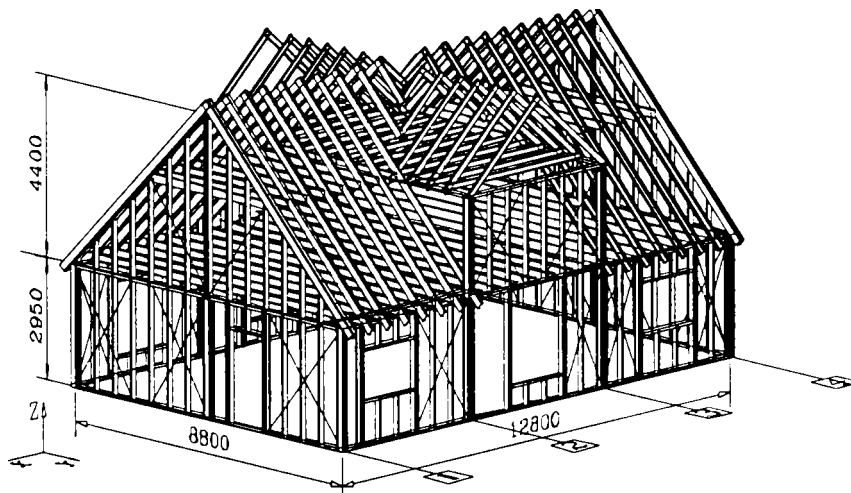


FIGURA VII-5. DIMENSIUNILE STRUCTURII ANALIZATE

Structura a fost gândită în soluție integrală din bare cu pereți subțiri, prinderile făcându-se cu șuruburi autofiletante. Montanții s-au realizat din profile C150-1.5, pentru a putea folosi un

strat de terwoolin destul de gros, necesar din punctul de vedere al asigurării confortului termic. Planșeul a fost și el gândit în soluție ușoară pentru a folosi avantajele oferite de structura metalică. Grinzile de planșeu au fost profile C200-1.5, pentru planșeu fiind propuse diferite soluții de stratificație.

Preluarea încărcărilor orizontale s-a făcut cu ajutorul unor contravântuiri în cruce (FIGURA VII-6) din platbenzi de oțel. Sistemul de ancorare este bazat pe ancoraje HILTI, care sunt forate în betonul deja întărit.

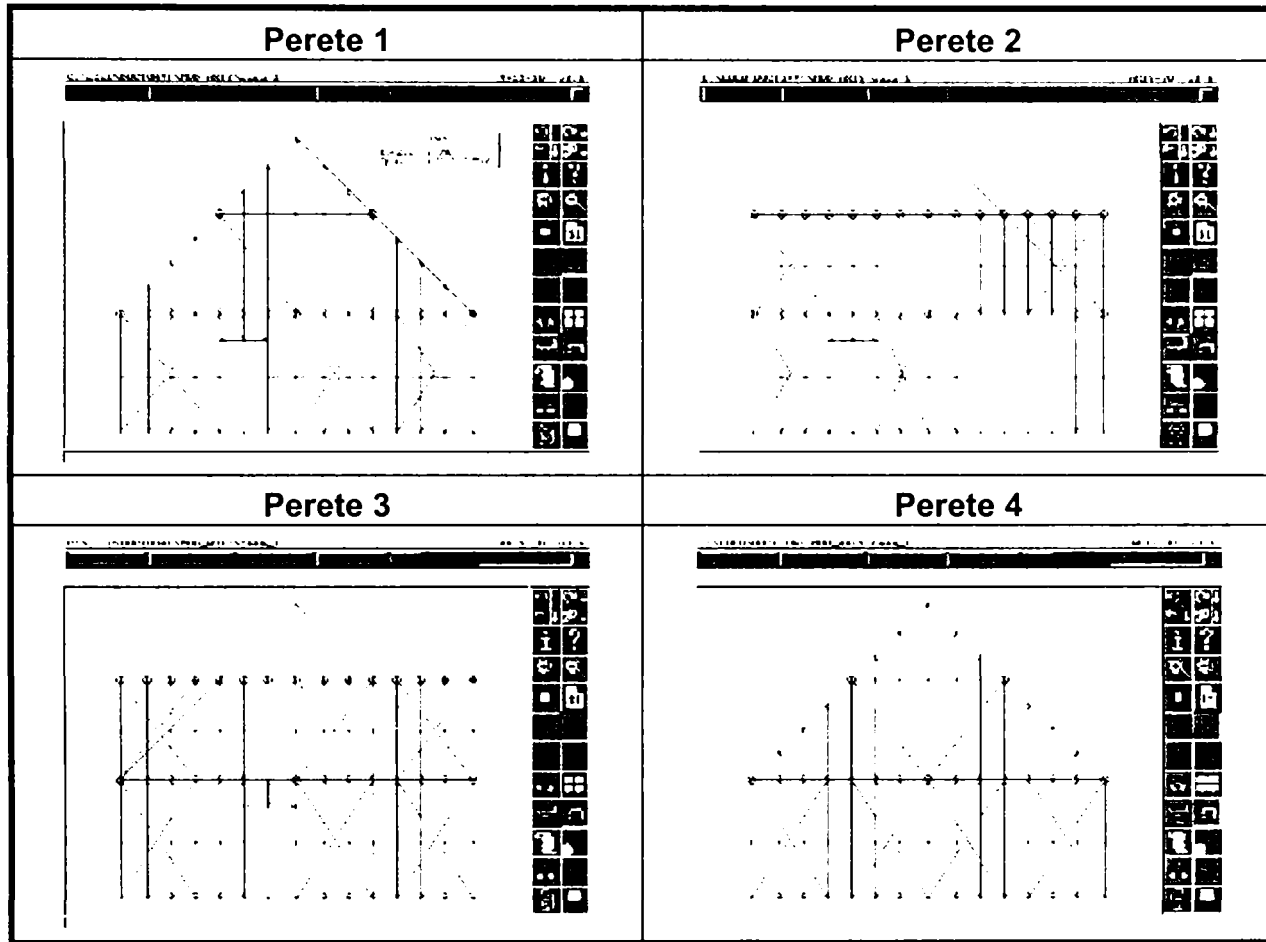


FIGURA VII-6. CONTRAVÂNTUIRI ÎN CRUCE PENTRU PEREȚII TRANSVERSALI

Structura a fost gândită pentru o tehnologie de execuție manuală, element cu element, după ce elementele au fost transportate la șantierul de lucru ca bare individuale.

VII.2.2. Variante studiate

În faza de concepție au fost analizate și comparate patru soluții distincte de structură, în funcție de soluția de contravântuire. Variantele posibile sunt prezentate în TABEL VII-4.

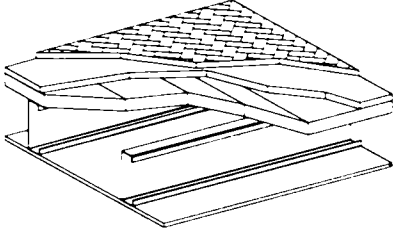
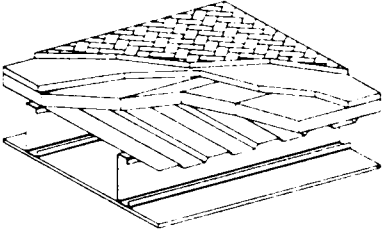
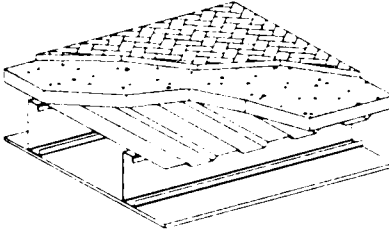
TABEL VII-4. VARIANTE DE STRUCTURĂ ANALIZATE

Nume	Pereți	Planșeu
Tip 1	Contravântuiri în cruce	Contravântuiri în cruce
Tip 2	Contravântuiri în cruce	Profil trapezoidal asigurând efect de diafrgmă
Tip 3	Contravântuiri în cruce în pereți longitudinali și diafrgmă în pereți transversali	Profil trapezoidal asigurând efect de diafrgmă
Tip 4	Contravântuiri în cruce	Planșeu de beton ușor

Cele patru variante de structură au fost considerate realiste din punct de vedere tehnologic și ca urmare au fost analizate.

Bineînțeles fiecare dintre soluțiile de planșeu înseamnă alte valori ale încărcării din greutate proprie. Stratificația planșeului pentru cele trei variante distincte considerate, se prezintă în *TABEL VII-5*, împreună cu grosimile fiecărui strat component.

*TABEL VII-5. STRATIFICAȚIA VARIANTELOR DE PLANȘEU*

		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- parchet (2.2 cm)</li> <li>- izolație fonică ISOVER (2.5 cm)</li> <li>- strat de susținere din dulapi de lemn (5 cm)</li> <li>- grinzi de planșeu C200/2</li> <li>- tavan fals din plăci de rigips(1.25 cm)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- parchet (2.2 cm)</li> <li>- izolație fonică ISOVER (2.5 cm)</li> <li>- strat de dulapi de lemn (5 cm)</li> <li>- tablă cutată cu rol de susținere și de difragmă (LLP 20/0.5)</li> <li>- grinzi de planșeu C200/2</li> <li>- tavan fals din plăci de rigips (1.25 cm)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- parchet (2.2 cm)</li> <li>- placă de beton ușor armat cu plase sudate pentru a asigura comportarea de saibă rigidă (6 cm)</li> <li>- cofraj pierdut de tablă cutată (LLP 20/0.5)</li> <li>- grinzi de planșeu C200/2</li> <li>- tavan fals rigips (1.25 cm)</li> </ul>

Din motive practice a fost considerată numai varianta în care tabla cutată este dispusă pe partea exterioară pereților exteriori. Acest lucru este posibil în panourile de perete transversale, deoarece în pereții longitudinali există goluri pe o suprafață mai mare de 20% din suprafața totală.

### VII.2.3. Calculul încărcărilor

Încărcările pentru dimensionarea structurii au fost considerate conform standardelor, în funcție de zonare. Ipotezele de încărcare considerate au fost cele uzuale pentru astfel de structuri, respectiv cele prezentate în *TABEL VII-6*. Tot în *TABEL VII-6* se prezintă coeficienții de încărcare pentru fiecare ipoteză de încărcare.

Valorile încărcărilor au fost considerate următoarele:

#### Încărcare permanentă:

Încărcarea permanentă s-a considerat în funcție de stratificația elementului de construcție, încercând ca stratificația să fie compusă din materiale ușoare. Valorile normate ale încărcării permanente sunt:

Acoperiș:	- șindrilă asfaltică	11 kg/m <sup>2</sup>
	- carton asfaltat	10 kg/m <sup>2</sup>
	- astereală 2cm	12 kg/m <sup>2</sup>
	- izolație termică (TERWOOLIN)	2 kg/m <sup>2</sup>
	- rigips 12,5mm	9 kg/m <sup>2</sup>
	- folie polistiren	1 kg/m <sup>2</sup>
	<b>Total acoperiș</b>	<b>45 kg/m<sup>2</sup></b>
Planșeu:	- parchet 2,2cm	14 kg/m <sup>2</sup>
	- ISOVER	3 kg/m <sup>2</sup>
	- PAL	12 kg/m <sup>2</sup>

- dulapi 5 cm	30 kg/m <sup>2</sup>
- rigips 12,5mm	9 kg/m <sup>2</sup>
<u>Total planșeu</u>	<u>68 kg/m<sup>2</sup></u>

Perete exterior:	- tencuială exterioară 1,8cm	38 kg/m <sup>2</sup>
	- plasă rabiț	2 kg/m <sup>2</sup>
	- HERATEKTA 2,5cm	8 kg/m <sup>2</sup>
	- izolație termică (TERWOOLIN)	2 kg/m <sup>2</sup>
	- rigips 12,5cm	9 kg/m <sup>2</sup>
	- folie polistiren	1 kg/m <sup>2</sup>
	<u>Total pereți</u>	<u>60 kg/m<sup>2</sup></u>

Perete interior:	- izolație termică (TERWOOLIN)	2 kg/m <sup>2</sup>
	- rigips 12,5cm, două straturi	18 kg/m <sup>2</sup>
	<u>Total pereți</u>	<u>20 kg/m<sup>2</sup></u>

Încărcare utilă:

Încărcarea utilă a fost considerată de 150kg/m<sup>2</sup>, valoare consacrată pentru acest tip de construcție.

Încărcare din zăpadă:

Pentru încărcarea din zăpadă s-a considerat doar varianta simetrică. Deoarece panta acoperișului este mare, încărcarea se reduce datorită alunecării zăpezii. Astfel pentru un unghi de 45°, în zona Timișoara, se ajunge la valoarea de calcul a încărcării de 49,5 kg/m<sup>2</sup>.

Încărcare din vânt:

Valoarea nominală a încărcării din vânt a rezultat pentru zona Timișoara:

$$P_{\text{vânt}+}=0.394 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{vânt}-}=0.192 \text{ kN/m}^2$$

Ipotezele de încărcare de mai sus au fost introduse în combinații afectându-le cu coeficienții de combinare adecvați (TABEL VII-6).

TABEL VII-6. COMBINAȚII DE ÎNCĂRCARE

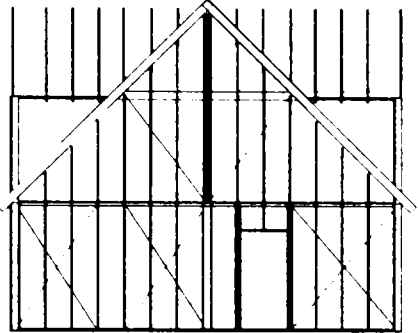
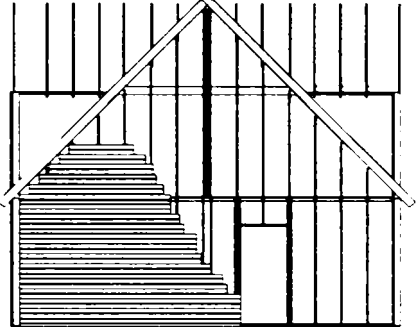
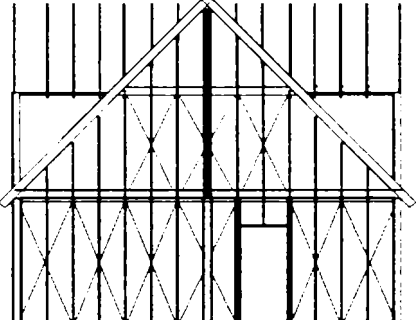
	Permanentă	Variabile	Zăpadă	Vânt	Acțiune seismică
1	1.2	1.4	2.02	-	-
2	1.0	1.0	-	1.6	-
3	1.0	1.0	0.3	-	1.0

## VII.2.4. Probleme de modelare cu element finit

Elementele uzuale din structură au fost modelate ca bare dublu articulate sau încastrate. Modelul cu element finit arăta dificultăți mai ales din punct de vedere al construirii modelului, el având un grad de complexitate geometrică foarte mare. Programul folosit a fost AXIS 3D, un program cu EF foarte prietenos din punct de vedere al introducerii datelor.

Datorită complexității mari foile de tablă cutată nu au fost modelate, efectul de diafragmă fiind înlocuit cu contravânturi în cruce echivalente, care trebuie alese în așa fel încât rigiditatea panoului de perete să fie similară cu cea calculată cu efectul de diafragmă. Principiul folosirii contravânturilor echivalente este prezentat în TABEL VII-7.

TABEL VII-7. FOLOSIREA SISTEMULUI DE CONTRAVÂNTUIRI ECHIVALENTE

	<p>Contravântuire în cruce în perețele de fronton, sub forma unor platbenzi cu secțiune 120x0.8, din oțel Fe360, pe ambele părți ale panoului de perete, prinse cu șuruburi autofiletante SD5.5</p>
	<p>Perete lateral acoperit cu tablă cutată LLP20/0.5 pe exterior, prinderea în fiecare cută cu șuruburi autofiletante SD5.5</p>
	<p>Sistem de contravântuire echivalentă cu rigiditate identică cu cea al peretelui de sus.</p>

Cu aceste modele de structuri s-a efectuat analiza statică de ordinul întâi, analiză dinamică și analiza de stabilitate, comparându-se rezultatele din aceste analize.

#### VII.2.5. Calculul efectului de diafragmă pentru structură

Pentru calculul rigidității diafragmei din pereți s-a ținut cont de numărul de module de 600 mm, din care este format panoul de perete. În continuare se exemplifică calculul pe un panou de două deschideri de 600 mm, valorile pentru toate celelalte cazuri fiind prezentate în *TABEL VII-8*. Tot aici se prezintă și aria de contravântuire echivalentă folosită în modelare, pentru fiecare panou de diafragmă.

TABEL VII-8. VALORI ALE FLEXIBILITĂȚII PENTRU DIAFRAGME

	Rigiditate (mm/kN)	$A_{ech}$ (cm <sup>2</sup> )
Panou perete de 2x600mm	13,51	0,04
Panou perete de 3x600mm	5,12	0,06
Panou perete de 4x600mm	2,49	0,11
Panou perete de 6x600mm	1,00	0,19
Panou perete de 8x600mm	0,455	0,256
Panou perete de 12x600mm	0,153	0,512
Planșeu intermediar	0,599	0,2

## VII.2.6. Rezultatele analizei

Elementele structurii au fost dimensionate în prima variantă de alcătuire, după care s-a trecut la introducerea diferitelor variante. S-au efectuat diferite analize, urmărindu-se comportarea 3D a structurii. În mod special s-au comparat perioadele de vibrație ale structurilor și forța tăietoare la bază pe fiecare perete transversal. În analiză s-a considerat că direcția slabă a structurii este cea transversală și atât analiza dinamică cât și analiza seismică s-a efectuat după această direcție.

Analiza de stabilitate a fost efectuată cu programul de element finit AXIS 3D, pentru cele patru tipologii. Analiza a fost efectuată cu și fără considerarea de imperfecțiuni ale structurii. Rezultatele arată că nu există probleme de stabilitate generală a structurii, în fiecare dintre cazuri s-a produs pierderea stabilității unei singure bare, problemă care este ușor controlabilă prin efectuarea unei dimensionări corecte. Aceste rezultate se datorează înălțimii reduse a structurii, dar subliniază și faptul că sistemul de contravântuire este satisfăcător din acest punct de vedere.

Analiza la efectul vântului a fost efectuată în concordanță cu normele, folosind încărcările din vânt pentru zona Timișoara. Forța tăietoare de bază pe fiecare perete transversal a fost monitorizată împreună cu deplasarea maximă la nivelul planșeului (*TABEL VII-9*). CA urmare s-a putut observa că primele trei soluții, asigură efect de șaibă mai slab decât planșeul de beton, deoarece valorile deplasării orizontale la nivelul planșeului sunt mai ne-uniforme în cele trei cazuri.

TABEL VII-9. REZULTATELE DATE DE VÂNT

	Q1(kN)	Q2(kN)	Q3(kN)	Q4(kN)	$\Delta H_{\max}$ (mm)
<b>Tipul 1</b>	18.76	21.17	27.77	17.23	2.7
<b>Tipul 2</b>	15.37	24.21	30.53	14.04	2.7
<b>Tipul 3</b>	12.57	27.12	32.09	12.33	2.4
<b>Tipul 4</b>	24.65	14.32	21.20	24.09	3.4

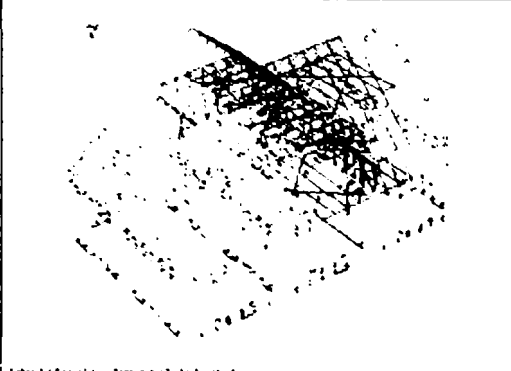
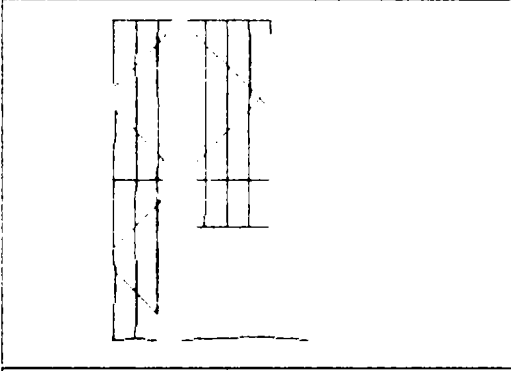

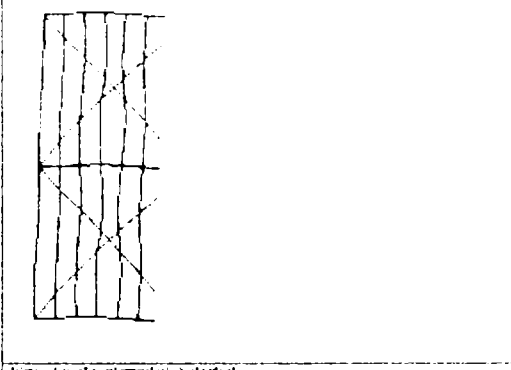
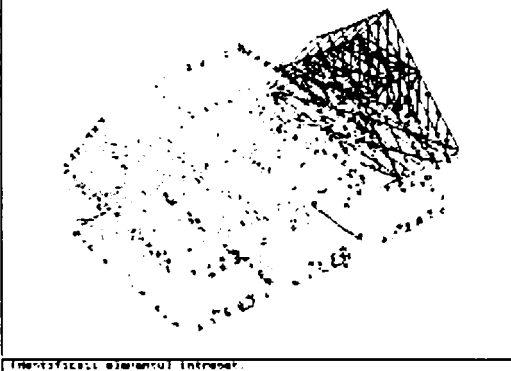
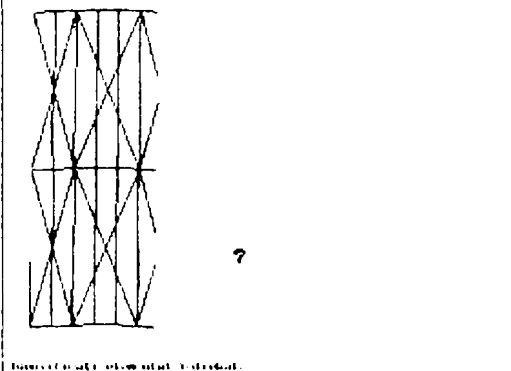
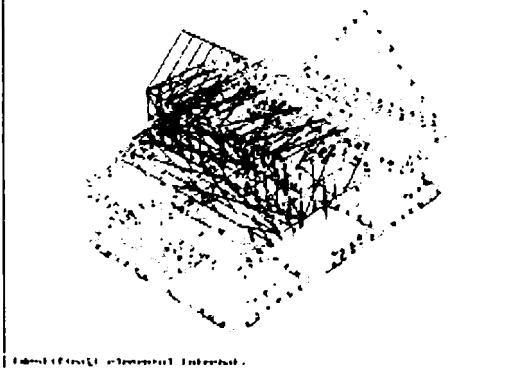
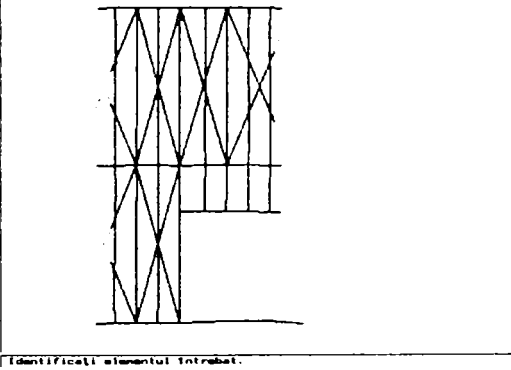
Analiza dinamică a fost efectuată cu același program AXIS 3D. Valorile primelor trei perioadele de vibrație după direcția Y sunt prezentate în *TABEL VII-10*, iar forma primului mod propriu se prezintă în *TABEL VII-11*.

TABEL VII-10. PERIOADE DE VIBRAȚIE

	T1(s)	T2(s)	T3(s)
<b>Tipul 1</b>	0.183	0.133	0.108
<b>Tipul 2</b>	0.195	0.148	0.115
<b>Tipul 3</b>	0.217	0.173	0.123
<b>Tipul 4</b>	0.179	0.119	0.114

Prima observație care se evidențiază este faptul că toate cele patru structuri au rigiditate comparabilă. Numai în structura de Tipul 3, cea la care s-a considerat efectul de diafragmă în perete se poate observa o scădere destul de semnificativă a rigidității laterale. Analizând forma deformată se observă clar că scăderea este foarte semnificativă în pereții laterali, situația fiind agravată și de faptul că planșeul are o rigiditate relativ redusă, efortul neputând fi redistribuit spre pereții centrali.

TABEL VII-11. MODURI PROPRII

Tip	Primul mod de vibrație (structura)	Primul mod de vibrație (planșeu)
1	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>
2	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>
3	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>
4	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>	 <p>Identificati elementul intrabat.</p>



Analiza seismică s-a rezumat la o analiză echivalent statică, bazată pe spectrul de proiectare conform P100-92. Rezultatele obținute se prezintă în *TABEL VII-12*.

*TABEL VII-12. REZULTATE ALE ANALIZEI SEISMICE*

	<b>Q1(kN)</b>	<b>Q2(kN)</b>	<b>Q3(kN)</b>	<b>Q4(kN)</b>	<b><math>\Delta H_{max}</math>(mm)</b>
<b>Tipul 1</b>	57.24	50.42	65.47	53.99	6.0
<b>Tipul 2</b>	42.62	55.64	67.15	40.21	6.5
<b>Tipul 3</b>	36.10	49.85	65.67	41.57	8.0
<b>Tipul 4</b>	85.72	42.86	62.29	88.45	5.4

În primul rând merită să observăm cazul structurii de Tipul 3, care și în acest caz are o deplasare orizontală mult mai mare decât restul structurilor. Acest lucru se datorează fenomenului descris deja, de reducere semnificativă a rigidității laterale a pereților laterali, care se cumulează cu flexibilitatea planșeului intermediar.

Este interesant că ultimul tip de structură are deplasările orizontale cele mai mici. Acest lucru se datorează efectului de șaibă foarte puternic, asigurat de planșeul de beton cu ajutorul căruia deplasările se uniformizează, un perete cu rigiditate redusă ne-afectând performanțele globale ale structurii. Pe de altă parte aceasta este singura tipologie de structură unde forța tăietoare la bază este distribuită pe baza rigidității pereților, pereții laterali preluând încărcări mai mari decât cei centrali.

Pe de altă parte se poate vedea creșterea semnificativă a forței tăietoare la bază, datorită creșterii masei planșeului. Această creștere ajungând să atingă valori de 30-40%.

Pentru toate tipologiile analizate efectul cutremurului este mult mai semnificativ decât cel al încărcării din vânt, cea ce subliniază încă odată importanța acestuia.

Concluziile generale care se pot trage în urma acestei analize sunt.

În toate cazurile analizate încărcarea din cutremur reprezintă criteriul de dimensionare pentru sistemul de contravântuire și cel de ancorare. Elementele structurale principale nu sunt afectate de încărcarea din cutremur ele fiind dimensionate din combinațiile de încărcări de bază. Evident că și elementele principale de rezistență pot fi afectate, în cazul contravântuirii insuficiente a structurii.

Efectul de diafragmă în panourile de perete dă rezultate slabe mai ales datorită prezenței unor goluri semnificative și a problemelor de ordin practic de montare care apar. O problemă este și necesitatea dispunerii unor contravântuiri convenționale care să completeze diafragma, făcând ca această soluție să fie mai puțin practică. Chiar și în cazul înlocuirii unor panouri compacte de perete, rigiditatea laterală este redusă, afectând performanțele structurii.

În contrast, efectul de diafragmă este semnificativ în cazul planșeului. Tipologia de structură cu efect de diafragmă în planșeu a avut o comportare satisfăcătoare din punctul de vedere al uniformității deplasărilor orizontale și al redistribuirii eforturilor. Această comportare bună se datorează mai ales rigidității și capacității portante ridicate a diafragmei de la nivelul planșeului, ajutată de continuitatea neîntreruptă a planșeului. Posibilitatea de a folosi tabla cutată pentru susținerea straturilor complementare de planșeu face ca această soluție să fie interesantă și din punct de vedere economic.

Cele mai bune rezultate din punct de vedere al uniformității deplasărilor s-au obținut în cazul folosirii planșeului de beton, acesta asigurând șaibă rigidă la nivelul planșeului. Aceste avantaje se cuplează însă cu dezavantajul unor forțe tăietoare la bază mult majorate, care solicită suplimentar ancorajele și sistemul de contravântuire. Pe de altă parte, folosirea unui planșeu de beton reduce semnificativ avantajele inerente unui sistem uscat de realizare a clădirii, introducând procesele de lucru care s-au dorit a fi evitate, și astfel afectează

conceptul inițial de prefabricare și reducere a timpului de lucru pe șantier. Ca finalitate a studiului se poate reține că două dintre variantele studiate au avut o comportare satisfăcătoare (Tipul 1 și 2) ele putând fi reținute pentru studii în continuare.

### VII.2.7. Probleme tehnologice și de execuție

În timpul execuției structurii au fost observate câteva probleme de ordin tehnologic care merită să fie amintite pentru ca ele să fie luate în considerare în etapa proiectării.

- Au existat probleme serioase la turnarea stratului de beton, care a reprezentat suprafața de așezare a structurii. Abaterile la turnare au fost de ordinul centimetrilor atât pe orizontală cât și pe verticală. Aceste abateri au fost corectate cu ajutorul unui start de șapă de egalizare turnat sub profilele talpă, U. Se recomandă pentru viitor folosirea betoanelor foarte fluide, auto-întinzătoare, pentru realizarea unei orizontalități mai bune.
- Deoarece șuruburile de fixare HILTI au fost scumpe, se recomandă folosirea de șuruburi (buloane) turnate în beton, pentru a reduce costurile ancorării structurii.
- S-a observat căscarea profilelor la capete, datorită efectelor de răcire ne-uniformă după tăierea acestora. Fenomenul conduce la probleme de montaj și se pot evita prin comandarea de profile tăiate la lungimea corespunzătoare din fabrică.
- Deoarece la filetare șuruburile autofiletante produc așchii care deranjează la strângerea pachetelor de tablă se recomandă folosirea de clești pentru presarea acestora în prealabil înșurubării.
- Montajul blocajelor contra pierderii stabilității a fost un proces destul de dificil, meritând poate efortul regândirii acestei soluții.
- Au existat dificultăți serioase la întinderea uniformă a tablelor de contravântuire, problemă care poate fi rezolvată prin folosirea de tablă cu grosime mai mare care nu necesită pre-întindere, pentru a avea o formă dreaptă. Astfel, ea se poate așeza drept, după care se poate realiza fixarea la capete. Se pot utiliza, eventual, profile U sau C pentru contravântuiri.

Pentru a putea evalua economicitatea soluției s-a realizat un studiu al cheltuielilor. Astfel, la o suprafață de 185mp, prețul total fără profit și TVA a rezultat de 230 Euro/mp cu următoarea structură a costurilor:

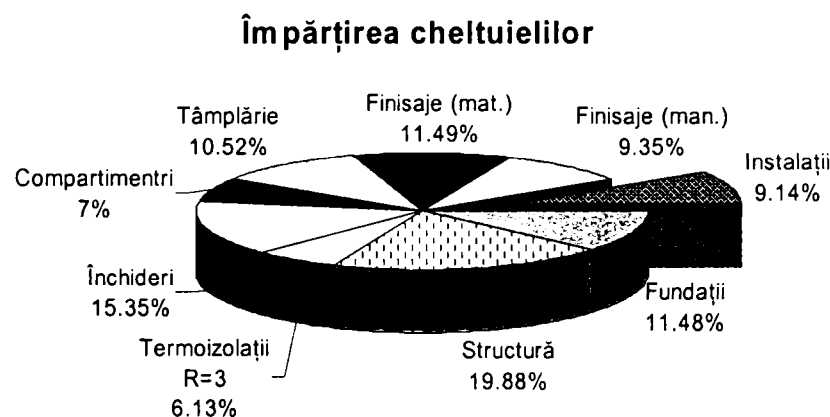


FIGURA VII-7. STRUCTURA COSTURILOR

### VII.2.8. Imagini din timpul execuției

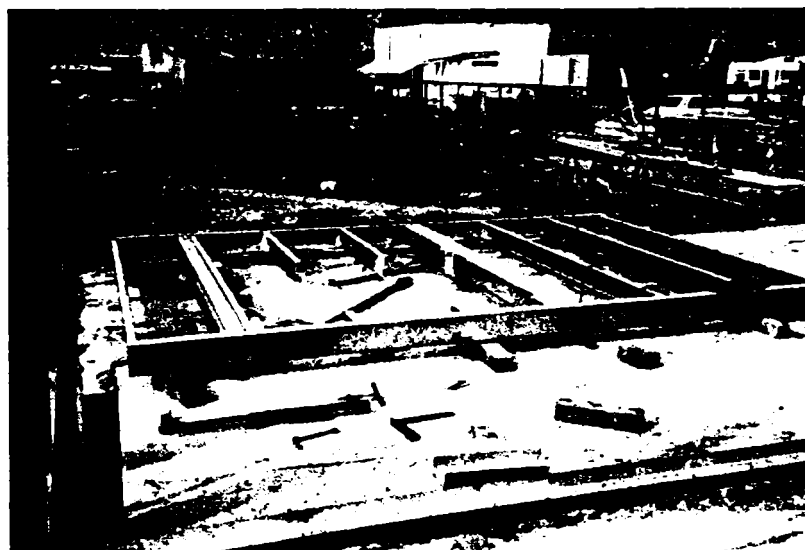
În această secțiune sunt prezentate câteva imagini din timpul execuției structurii. Acestea urmăresc să prezinte fazele, respectiv câteva aspecte ale procesului de lucru.



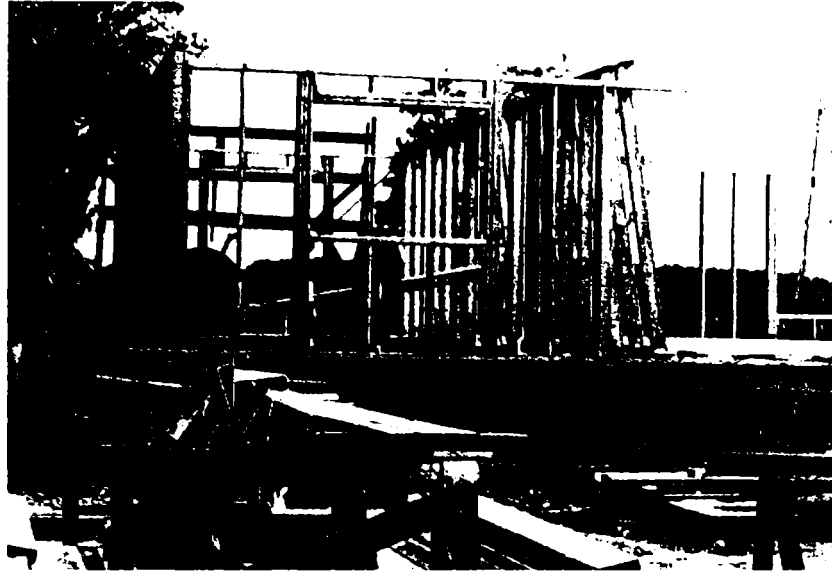
*FIGURA VII-8. TĂIEREA PROFILELOR LA FIERĂSTRĂUL CIRCULAR*



*FIGURA VII-9. FIXAREA CU AJUTORUL ȘURUBURILOR AUTOFILETANTE*



*FIGURA VII-10. PANOU DE PERETE MONTAT LA ORIZONTALĂ*



*FIGURA VII-11. CÂTEVA PANOURI RIDICATE ȘI FIXATE LA POZIȚIE*



*FIGURA VII-12. FAȚADA CONSTRUCȚIEI, NEACOPERITĂ*



*FIGURA VII-13. FAȚADA FINISATĂ A STRUCTURII*

#### VII.2.9. Concluzii

În cazul studiat încărcarea seismică este semnificativă din punctul de vedere al ancorajelor și a sistemului de contravânturi. Restul elementelor au fost dimensionate din combinațiile de

bază. Montanții, grinzile de planșeu și elementele de acoperiș nu sunt afectate de cutremur, dacă elementele de contravântuire asigură rigiditate suficientă.

Efectul de diafragmă nu se manifestă sensibil în pereți, datorită deschiderilor de dimensiuni mari pentru ferestre și uși. La nivelul planșeului acest efect este satisfăcător, tablă cutată asigurând comportarea de șaibă. În cazul studiat soluția de planșeu cu tablă cutată a dat rezultate bune, în cea ce privește uniformitatea deplasărilor laterale, fiind astfel o soluție viabilă în zone seismice.

Soluția de planșeu din beton ușor, deși asigură o comportare corespunzătoare, conduce la creșterea semnificativă a eforturilor în ancoraje și contravântuiri. În plus, soluția elimină majoritatea avantajelor pe care le are soluția de construire la uscat, compromițând astfel ideea inițială de a transfera procesele de lucru în ateliere de prefabricare.

Datorită reducerii masei structurii se pot obține beneficii importante la nivelul fundațiilor, care rezultă de dimensiuni mai reduse decât cele la structuri clasice. Un avantaj suplimentar rezultă la comportarea seismică a structurii, încărcările fiind reduse datorită maselor mici.

Clădirea rezultată are calități foarte bune din punct de vedere a transferului termic, asigurându-se un coeficient de transfer termic mult superior prescripțiilor din normele de calcul. Acesta conduce la reducerea substanțială a cheltuielilor de încălzire pe timp de iarnă.

Ca și concluzie generală se poate afirma, că prin această tehnologie se poate asigura realizarea unor cădiri care a la preț comparabil și asigurând cel puțin același nivel de confort, reduc timpul de execuție și transferă parte din munca de pe șantier în operații de prefabricare. Posibilitățile de realizare a unui control de calitate superior sunt mult mai bune, rezultând construcții cu abateri mai mici și de o calitate îmbunătățită.

### VII.3. EXEMPLE DE CLĂDIRI ÎN DIMENSIONAREA CĂRORA S-A UTILIZAT EFECTUL DE DIAFRAGMĂ - SBS PENTRU BIROURI DE FIRME

Același tip de structură se poate utiliza pentru realizarea de case parter tip bungalov, birouri, scoli în mediu rural etc. (FIGURA VII-14) Deasemenea, folosind tehnologia descrisă, pot fi realizate într-un timp foarte scurt locuințe temporare în cazul unor calamități și dezastre.



FIGURA VII-14. CLĂDIRE PENTRU BIROURI, BUCUREȘTI

#### VII.4. EXEMPLE DE CLĂDIRI ÎN DIMENSIONAREA CĂRORA S-A UTILIZAT EFECTUL DE DIAFRAGMĂ - MANSARDARE PE STRUCTURA DE BA EXISTENTĂ

În *FIGURA VII-15* se prezintă o soluție de mansardare adoptată în cazul unei structuri din beton, cu stâlpi și rigle monolite și planșee prefabricate din ECP. Structura inițială avea destinația de hală P+2E, pentru industrie; construcția a fost începută în 1986, dar nu a fost niciodată dată în folosință. Lucrările au fost sistate până în 1997 când, noul proprietar, Fundația Ecologică Cantemir, a preluat clădirea pentru a o converti în spații de învățământ. Întrucât spațiul existent nu era suficient s-a pus problema realizării unei mansarde. Condiția impusă soluției constructive a fost ca structura adăugată să fie cât mai ușoară.

Parametrii principali ai structurii mansardei sunt: lungime – 30m, lățime – 18m, înălțime la streășină – 3.2m, travee – 6m. A fost însă posibil să se plaseze un șir de stâlpi intermediari la mijlocul deschiderii de 18m, în continuarea stâlpilor din structura existentă. Deoarece terasa existentă din ECP-uri nu a putut prelua încărcarea utilă, s-a realizat o structură separată din grinzi ajurate.

Soluția adoptată constă într-o structură din bare cu pereți subțiri formate la rece, cu secțiuni în formă de C și închideri exterioare cu următoarea stratificație; gips carton, folie anti-vapori, vată Terwoolin, foaie anticondens și închidere exterioară din tablă profilată PLA-PE. Prinderea între elementele structurale s-a făcut cu șuruburi obișnuite, iar tabla a fost fixată cu șuruburi autoperforante.



*FIGURA VII-15. VEDERE ANSAMBLU*



*FIGURA VII-16. VEDERE CLĂDIRI FINISATĂ*

În legătură cu încărcarea seismică se menționează că Târgu-Mureș este regiune cu seismicitate redusă, și în calcule s-a considerat un factor de reducere a încărcării seismice  $\Psi=1$ , structura considerându-se nedisipativă datorită elementelor structurale cu secțiune transversală de clasă 4. Îmbinările structurii s-au realizat articulat, stabilitatea laterală fiind asigurată prin dispunerea de contravântuiri în pereți laterali, longitudinali și acoperiș. Comportarea structurii este îmbunătățită și de efectul de conlucrare între structura și tabla cutată (efect de diafragmă).

Structura a rezultat cu o greutate de 18kg/mp fără elementele de închidere, ajungând până la 25kg/mp cu pane și rigle de pereți. Prețul structurii, incluzând termoizolația și închiderile cu tablă a ajuns la aproximativ 220DM, iar montajul structurii a fost terminat în două săptămâni.

#### VII.5. CONCLUZII

Exemplele prezentate arată că structurile din bare cu pereți subțiri formate la rece au un raport preț-calitate foarte bun chiar și în România. Mai mult timpul de execuție poate fi redus accelerând procesul de recuperare a investiției. Clădirile prezentate exemplifică cele mai

importante domenii posibile de utilizare a structurilor din profile de oțel formate la rece și adaptabilitatea acestora la diferitele cerințe de funcționalitate întâlnite în practică.

Proiectele prezentate au caracter de unicat industria autohtonă nefiind încă în faza de dezvoltare la care să realizeze o prefabricare sau o fabricare în serie a clădirilor cu structură de oțel din bare formate la rece, fază care va fi atinsă pe măsură ce firmele din domeniu își vor întări poziția pe piața de construcții. În prezent există bazele unei dezvoltări atât din punct de vedere al normelor de proiectare cât și al tehnologiei de fabricație, care în principiu sunt existente.

În consecință, există toate cele trei elemente importante pentru o dezvoltare viitoare:

- 
- **Norma de proiectare:** NPO 12/1997 (Buletinul construcțiilor nr. 15/1998): Normativ pentru calculul elementelor din oțel formate la rece oferă reglementările tehnice necesare pentru proiectarea structurilor din profile cu pereți subțiri.
  - **Materiale:** Există capacitatea de producție pentru fabricarea profilelor cu pereți subțiri la Iași (TEPRO) și la Galați. Din păcate tipodimensiunile care se fabrică în prezent nu sunt compatibile cu utilizarea lor în construcții civile. Pe piața românească se vând și chiar se și produc asemenea profile de către numeroase firme străine. (Vezi participarea la CONSTRUCT EXPO 2002) Toate materialele de închidere, compartimentare, izolare și de finisaj sunt comercializate pe piața românească.
  - **Tehnologia de execuție și montaj:** Execuția și montajul acestor construcții nu ridică probleme tehnologice deosebite. Nu sunt necesare unelte sau echipamente deosebite. Calificarea muncitorilor nu presupune cunoștințe deosebite, este însă nevoie de disciplină tehnologică și precizie.
-

## VIII. CONCLUZII. CONTRIBUȚIILE AUTORULUI

### VIII.1. CONCLUZII

#### **Capitolul I**

Lucrarea tratează un subiect de actualitate cu o problematică complexă și nouă atât în România cât și în Europa. Casele cu structură metalică au apărut pentru prima dată în Statele Unite ale Americii ca o soluție alternativă pentru casele cu structură din lemn. În prezent ambele sisteme constructive cunosc o dezvoltare remarcabilă. Ulterior, casele cu structură metalică s-au aplicat în Japonia și în Australia. În Europa acest sistem constructiv se aplică în prezent în Marea Britanie și în țările scandinave. În ultimi ani se constată un interes în creștere pentru case cu structură metalică în țările dezvoltate din nord-vestul Europei. Deși structurile metalice în general, cele pentru clădiri de locuit în particular, și-au dovedit în timp performanțele foarte bune la acțiuni seismice, totuși, se constată că sistemele constructive pentru case cu structură metalică sunt mai puțin utilizate sau inexistente în țările din sud-estul Europei pentru care riscul seismic constituie o amenințare majoră. O explicație pentru această situație este aceea că în aceste țări nivelul tehnologic cerut de aplicare acestor soluții constructive este, în general, mai greu de atins. Totuși, în momentul de față țările dezvoltate își pun la punct tehnologii și norme de calcul și proiectare pentru case cu structură metalică amplasate în zone seismice, ca urmare a interesului firmelor producătoare din aceste țări pentru a exporta asemenea produse în țările cu risc seismic.

România este o țară cu zone cu risc seismic ridicat și moderat. În principiu, soluțiile constructive pentru clădiri de locuit care utilizează structuri metalice ușoare din profile de oțel formate la rece ar trebui să fie de interes nu numai pentru avantajele tehnologice ale acestor sisteme constructive, îndeobște cunoscute, dar în primul rând pentru performanțele lor seismice.

#### **Capitolul II**

Utilizarea profilelor din oțel cu pereți subțiri formate la rece în structuri de rezistență complete pentru clădiri civile și industriale în România se află într-o fază incipientă. Datorită metodologiilor de proiectare mai complexe, a tehnologiilor specifice mai puțin cunoscute și a lipsei de experiență există o rețineră atât din partea proiectanților, cât și a firmelor executante pentru aplicarea în practică a acestor sisteme constructive. De asemenea, se constată și o rețineră din partea potențialilor beneficiari față de casele cu structură metalică în comparație cu cele care utilizează materialele tradiționale, deși avantajele tehnice și economice ale primelor sunt foarte ușor de demonstrat.

În acest capitol se face o sinteză a principalelor aspecte și probleme privind comportarea și utilizarea profilelor din oțel formate la rece la realizarea clădirilor de locuit. Acestea se referă la: (1) sisteme constructive aplicate pe plan mondial; (2) materiale și tehnologii de execuție și montaj a structurilor; (3) materiale pentru finisaje, performanțele higrotermice și acustice; (4) avantajele economice și (4) studiile de performanță și experiența acumulată cu privire la capacitatea de răspuns seismic a caselor cu structură metalică.

#### **Capitolul III**

Componenta de bază a sistemelor constructive pentru case cu structură metalică este panoul de perete. Panoul de perete are funcțiunea și este dimensionat în consecință pentru a prelua și transmite atât sarcini gravitaționale, cât și pe cele orizontale din acțiunea vântului și, respectiv, a seismului. Din acest motiv atunci când se analizează performanțele acestor



sisteme constructive atenția se concentrează în primul rând pe comportarea panourilor de perete. De altfel, tipologia panoului constructiv caracterizează sistemul constructiv.

În cadrul acestui capitol se analizează critic rezultatele obținute în urma studiilor numerice și experimentale privind comportarea panourilor de perete realizate pe plan mondial. Se sintetizează concluziile rezultate în urma programelor de cercetare derulate în ultimul deceniu în Statele Unite, Japonia, Australia și Italia. Aceste concluzii fundamentează direcțiile de cercetare, programul experimental și investigațiile numerice dezvoltate în cadrul tezei. În esență s-a urmărit ca prin studiile efectuate în cadrul lucrării să se elucideze, completeze, problemele și aspectele insuficient tratate sau neabordate în studiile existente.

În consecință s-a proiectat și realizat un program experimental amplu care a cuprins un număr de 15 panouri de perete, scara 1:1, cu structură metalică din profile de oțel cu pereți subțiri cu montanți deși, cu diferite soluții de închidere care s-au încercat la acțiuni orizontale aplicate în regim monoton și ciclic. Pentru realizarea programului experimental s-a conceput standul de încercare, respectiv sistemul de introducere a acțiunii orizontale care să modeleze cât mai aproape de realitate modul de lucru al panoului de perete în structură. Panourile cu dimensiuni de 2.44mx3.60m, pline și cu gol de ușă, sau confecționat în laboratorul Departamentului CMMC, utilizând tehnologii de prelucrare și îmbinare aplicate curent în practică. Pe parcursul încercărilor s-au monitorizat următorii parametri: (1) relația forță deplasare; (2) deformațiile din îmbinări și rezemări; (3) comportarea scheletului din profile metalice și (4) comportarea învelitorii.

S-au identificat și caracterizat mecanismele de cedare, respectiv comportarea componentelor panourilor, concentratorii de eforturi și sursele de ductilitate. În urma prelucrării rezultatelor experimentale s-au obținut pentru tipurile de panouri încercate elementele cantitative și calitative necesare definirii caracteristicilor de rezistență, rigiditate și ductilitate, în regim de încărcare statică și ciclică a acestora. Aceste caracteristici permit, pe de o parte, aprecierea performanțelor în sine a panourilor încercate, iar pe de altă parte oferă parametri necesari calibrării unor modele numerice și formule de calcul prin intermediul cărora rezultatele experimentale obținute pot fi extinse prin simulări numerice, respectiv aplicate în proiectare. Totodată, rezultatele obținute în urma programului experimental au permis definirea unui set de criterii de performanță pentru panourile placate cu tablă cutată. S-au propus trei trepte de performanță: (1) exploatabil fără reparații, (2) exploatabil cu reparații și (3) reparații capitale. Parametrul de performanță în toate cele trei trepte este deformația din îmbinările de țesere.

Se face mențiunea că realizarea programului experimental, rezultatele obținute, concluziile evidențiate în urma prelucrării acestor rezultate reprezintă o premieră în România și o contribuție majoră la studiul problematicei panourilor de perete în contextul cercetărilor desfășurate pe plan mondial. Dealtfel, este cel mai amplu program experimental de acest gen realizat până în prezent în Europa.

#### **Capitolul IV**

Încercările pe panouri au evidențiat că principala sursă de deformabilitate, „componenta slabă” a sistemului structural sunt îmbinările: în primul rând îmbinările de țesere între foile materialului de placare și apoi prinderile dintre acestea și scheletul din profile metalice. Din acest motiv programul experimental pe panouri a fost completat cu încercări pe materiale și îmbinări.

S-au efectuat încercări la tracțiune atât pe epruvete extrase din materialul de bază cât și pe îmbinările cu șurub autofiletant, care influențează performanțele sub sarcină ale panourilor. Rezultatele experimentale prezentate sunt comparate cu metode de calcul existente (pentru îmbinările cu șuruburi autofiletante) ajungându-se la concluzia că metodele prevăzute în Eurocode sunt precise, dar nu sunt capabile să acopere toate cazurile de îmbinare întâlnite în practică, lăsând astfel loc la interpretări din partea proiectanților.

În premieră s-a studiat influența vitezei de încărcare asupra comportării îmbinărilor tablelor subțiri cu șuruburi autofiletante, evidențiindu-se că acestea se comportă ductil și câștigă în capacitate portantă la încărcări aplicate cu viteză ridicată. Aceasta este o observație importantă și oarecum inedită. În literatura de specialitate, cu privire la influența vitezei de încărcare (deformație) asupra caracteristicilor mecanice ale oțelului carbon utilizat în construcții, se cunoaște că la viteze ridicate se obține o creștere semnificativă a limitei de curgere și mai redusă a rezistenței la rupere, această creștere însă este în general acompaniată de o reducere a ductilității (alungirea la rupere). În cazul de față explicația pentru creșterea ductilității este că nu se operează cu alungirea la rupere a unei epruvete ci cu ovalizarea plastică a găurii șurubului. Desigur trebuie făcută mențiunea că, concluziile prezentate în acest capitol se limitează la încărcările monotone.

### **Capitolul V**

Încercările experimentale realizate, a căror prezentare s-a făcut în Capitolul III și respectiv IV, au permis calibrarea a două seturi de modele numerice.

Primul model, realizat în cadrul programului ANSYS cu elemente finite specifice pentru profile și învelitoare (SHELL), respectiv pentru conectori (COMBO) permite simularea detaliată a comportării panoului solicitat monoton în domeniul elasto-plastic. Comparația rezultatelor obținute cu modelul numeric cu cele experimentale validează întrutotul rezultatele numerice. Modelul numeric conceput poate fi folosit cu încredere pentru simularea comportării și studiul performanțelor altor panouri, cu dimensiuni și alcătuirii diferite, dar realizate din aceleași materiale. Se pot evita în acest fel încercările experimentale care sunt nu numai dificil de realizat, dar și costisitoare.

Modele din cea de a doua serie sunt modele unidimensionale bazate pe utilizarea elementului 08 din programul DRAIN-3DX, care calibrate corespunzător pe baza încercărilor experimentale efectuate, permit simularea comportării histeretice a panoului considerat ca un sistem cu un singur grad de libertate dinamică. Acest tip de model numeric permite, pe de o parte, studiul performanțelor de ductilitate și rezistență în regim ciclic a panourilor, iar pe de altă parte face posibilă abordarea printr-o analiză 3D simplificată a ansamblului structurii unei clădiri realizate din panouri de perete, planșee și acoperiș.

S-au propus și analizat mai multe alternative pentru acest tip de modelare:

(1) Model bilinar simplificat. - Pentru acest caz există o facilitate disponibilă în programul DRAIN-3DX. În lucrare s-a dezvoltat și aplicat un model propriu care permite parametrizarea analizei pentru spectre neliniare, cea ce nu este posibil cu programul DRAIN.

(2) Model trilinear. - Acest model, care se bazează pe calibrarea elementului finit 08 un tip de element finit implementat în DRAIN-3DX, permite aproximarea mai bună a comportării neliniare a panourilor.

(3) Modelul matematic neliniar. - Acest model este preluat din literatură, dar calibrat pe baza încercărilor experimentale proprii. Modelul poate fi implementat în programul DRAIN, și dă posibilitatea, față de primele două să se urmărească atât comportarea neliniară, elasto-plastică, a panoului cât și degradarea de rezistență.

### **Capitolul VI**

În acest capitol se utilizează modelul trilinear calibrat în lucrare pentru analiza performanței seismice a tipurilor de panouri studiate în lucrare. În acest scop se utilizează programul DRAIN-3DX, accelerogramele a cinci cutremure istorice și o analiză dinamică incrementală, considerându-se mase crescânde la partea superioară a panourilor pentru a simula încărcările gravitaționale, respectiv efectele de ordinul II. Considerând că factorul de comportare a unei structuri, „q” poate fi exprimat ca un produs între un factor de ductilitate și un factor de suprazistență, în urma analizelor numerice efectuate prin intermediul

modelului numeric trilinear se evaluează pentru tipurile de panouri experimentate valorile acestor factori. Astfel, pentru factorul de suprarezistență se obțin valori cuprinse între 2-2.5, iar pentru cel de ductilitate valori cuprinse între 1.2-1.5, cea ce conduce la valori ale factorului de comportare global „q” cuprinse între 2.4-3.75. Este de așteptat ca orice structură bine concepută și corect dimensionată să dispună de un nivel de redundanță care să-i asigure un factor de suprarezistență supraunitar. În mod evident însă, și încercările experimentale au dovedit, ductilitatea panourilor de perete de tipurile considerate este destul de redusă. În orice caz, valoarea propusă pentru factorul „q” în versiunea finală EN1998-1 a Eurocodului 8 pentru structuri slab disipative, respectiv  $q=1.5$  poate fi folosită cu încredere în proiectarea curentă (în cazul lui  $\psi=1/q$ , factorul de comportare din P100-92, valoarea corespunzătoare este 0.67). Dacă însă se pune problema verificării la starea ultimă a capacității portante, pentru cutremure severe, corespunzătoare unui nivel de performanță de tip „near collapse”, s-ar putea utiliza și valori mai mari ale factorului „q”, în mod evident disponibile în urma studiilor efectuate în această lucrare. Poate că ar fi util ca în normele seismice, care în general se referă la structuri din bare, sau din diafragme rigide să se trateze în mod specific structurile realizate cu panouri flexibile de tipul celor studiate în prezenta lucrare. Aceste panouri se folosesc în prezent nu doar la casele uni-familiale, ele constituie o soluție curentă pentru clădirile multietajate moderne și, în mod evident, în cazul clădirilor cu un număr mai redus de etaje aportul lor la preluarea (și disiparea parțială) a acțiunii seismice ar trebui considerată.

O abordare mai evoluată pentru deducerea factorului „q” este acela prin spectre neliniare. Cu acest scop a fost dezvoltat, de către autor programul de calcul SDOF, care este capabil să calculeze, pe lângă răspunsul unui oscilator cu un singur grad de libertate dinamică, spectre inelastice folosind modelul bilinar cu alunecare. Programul, prezentat în lucrare, este în curs de investigare. Rezultatele preliminare sunt încurajatoare în ceea ce privește capacitatea de adecvare a valorilor factorului „q” la proprietățile dinamice ale structurii. Desigur, sunt necesare studii suplimentare pentru validarea acestui program, respectiv stabilirea limitelor sale de aplicabilitate.

## **Capitolul VII**

Cunoștințele acumulate pe parcursul efectuării cercetărilor în cadrul tezei de doctorat, atât din literatura de specialitate, cât și în urma investigațiilor proprii s-au aplicat în cadrul unor proiecte a unor construcții realizate la care autorul prezentei lucrări și-a adus contribuția în mod nemijlocit.

Rezultatele încercărilor experimentale au permis calibrarea unui criteriu simplu de aplicat în proiectare pentru clădiri de locuit cu panouri de perete rezistente la acțiuni orizontale care constă în verificarea lungimii de panou (panouri cumulate pe o direcție) necesare pentru preluarea unei încărcări orizontale statice echivalente acțiunii seismice. Această metodă a fost aplicată pentru proiectarea unei case cu parter și etaj aflată în construcție la Ploiești, în zona B de intensitate seismică conform P100-92.

Se poate afirma că, pe baza studiilor și rezultatelor prezentate în această lucrare se poate elabora în prezent un document normativ sau un ghid de proiectare a caselor cu structură metalică amplasate în zone seismice.

### **VIII.2. CONTRIBUȚIILE AUTORULUI**

Cu privire la tema studiată în cadrul lucrării de doctorat, pe baza studiilor întreprinse de către autor, a rezultatelor obținute se pot evidenția următoarele contribuții:

- Sinteza cunoștințelor acumulate în literatura de specialitate pe plan mondial cu privire la comportarea și performanțele panourilor de perete, care constituie componenta structurală de bază a caselor cu structură metalică, respectiv analiza și interpretarea

critică a rezultatelor și metodologiilor de calcul disponibile până în prezent în acest domeniu;

- Conceperea și realizarea unui program experimental propriu pentru studiul panourilor de perete realizate cu schelet metalic din profile din oțel cu pereți subțiri, în diferite variante de alcătuire, placate cu panouri de tablă cutată și OSB;
- Conceperea și realizarea unui program experimental propriu pentru studiul comportării îmbinărilor utilizate la realizarea panourilor de perete cu schelet metalic din profile din oțel cu pereți subțiri placate cu panouri de tablă cutată și OSB;
- Interpretarea rezultatelor experimentale, evidențierea mecanismelor de cedare și propunerea unor criterii de performanță pentru verificarea comportării panourilor;
- Calibrarea, testarea și validarea unui model cu element finite în programul ANSYS pentru simularea comportării monotone a panourilor de perete cu schelet metalic și învelitoarea din tablă cutată;
- Calibrarea testarea și validarea a trei modele numerice unidimensionale (cu un grad de libertate), pentru studiul comportării histeretice a panourilor de perete;
- Utilizarea analizei dinamice incrementale, și a modelului trilinear, prin intermediul programului DRAIN-3DX, pentru determinarea factorului de comportare a tipurilor de panouri studiate în teză, respectiv a factorilor de suprazistență și ductilitate;
- Calibrarea unui criteriu de proiectare simplu pentru verificare clădirilor de locuit cu panouri de perete rezistente la acțiuni orizontale, bazat pe verificarea lungimii de panou (panouri cumulate pe o direcție) necesare pentru preluarea unei încărcări orizontale statice echivalente acțiunii seismice;
- Aplicarea cunoștințelor acumulate și rezultatelor obținute în lucrare la proiectare unor case familiale realizate în Timișoara și Ploiești.

### VIII.3. VALORIFICAREA REZULTATELOR OBTINUTE ÎN CADRUL TEZEI

#### VIII.3.1. Publicații științifice

##### a) Cărți

Capitolul 6: "**Soluții Constructive pentru Case cu Structură Metalică Ușoară Rezistente la Cutremur**" din cartea: Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice, Coordonatori Dan DUBINĂ & Dan LUNGU, Colectiv de autori: Alexandru Aldea, Cristian Arion, Adrian Ciutina, Tiberiu Cornea, Florea Dinu, **Ludovic Fülöp**, Aurel Stratan, Radu Văcăreanu, Damiel Grecea, Realizată în cadrul Grantului C16-CNCSIS/MEC finanțat de Banca Mondială și Guvernul României

##### b) Articole în reviste străine (jurnale)

- 1) **L.A. Fülöp**, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels under Monotonic and Cyclic Loading, Part I: Experimental Research, Thin Walled Structures
- 2) **L.A. Fülöp**, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels under Monotonic and Cyclic Loading, Part II: Numerical Modelling and Performance Analysis, Thin Walled Structures

##### c) Articole în reviste din România

- 1) V. Ungureanu, **L. Fülöp**, D. Dubina, Soluții de supraetajare cu structuri metalice ușoare din profile de oțel formate la rece, Buletinul AICPS, Nr. 3/2001, p. 51-57.

- 2) **L. Fülöp** , D. Dubină, Rezistența la Cutremur a Structurilor cu Panouri de Perete din Profile din Oțel Formate la Rece, Buletin AICPS nr. 2/2002.
- d) *Articole în volumele unor conferințe din străinătate*
- 1) D. Dubina, **L. Fülöp**, R. Zaharia; *Optimisation of bracing system of steel framed houses*, 2<sup>nd</sup> European Conference on Steel Structures, Praha, Czech Republic, May 26-29, 1999, vol.1, p. 328.
- 2) D. Dubina, **L. Fülöp**, V. Ungureanu, Z. Nagy; *Cold-formed steel structural solutions for residential and non-residential buildings*, Settimana della Costruzione in acciaio, XVII Congresso C.T.A., Napoli, 3-4-5-6-7 ottobre 1999, vol. 3, p. 31-46.
- 3) **L. Fülöp**, D. Dubina; *Solutii constructive din profile de otel cu pereti subtiri pentru supraetajari: Studiu de caz (Structural solutions using light gauge steel members: Case study)*, Jubilear Technical-Scientific Conference, Technical University of Moldova, Chisinau, 24-26 May 2000, III p. 134.
- 4) **L. Fülöp**, *Stability and Dinamic Analysis of a Steel Framed House*, 2<sup>nd</sup> International Conference of PhD Students, University of Miskolc, Hungary, 8-14 August 1999
- 5) D. Dubina, **L. Fülöp**, V. Ungureanu and Zs. Nagy, *Cold Formed Steel Structures for Single Storey Buildings*, Steel Structures of the 2000's, Istanbul, 11-13 September 2000
- 6) D. Dubina, V. Ungureanu, M. Georgescu, **L. Fülöp**, *Innovative Cold-Formed Steel Structure for restructuring of Existing RC or Masonry Buildings By Vertical Addition of Supplementary Storey*, Proceedings of the 3rd International Conference on THIN-WALLED STRUCTURES "Advances and Developments" (5-7 June 2001, Cracow, Poland), Elsevier (Ed. by J. Zaras, K. Kowal-Michalska, J. Rhodes), ISBN 0-08-043955-1, p. 187-194.
- 7) D. Dubina, V. Ungureanu, **L. Fülöp**, Zs. Nagy, H. Larson, *LINDAB Cold-Formed Steel Structures for Small and Medium Size Non- Residential Buildings in Seismic Zones*, Proceedings of the 9th Nordic Steel Construction Conference – NSCC2001 (Helsinki, Finland, June 18-20 2001), ISBN 952-9683-03-0 (Ed. by P. Makelainen, J. Kesti, A. Jutila, O. Kaitila), p. 463-470.
- 8) **L. Fülöp**, D. Dubina, *Performance of Wall-Stud Shear Walls under Monotonic and Cyclic Loading*, SDSS - Prof Ottó Halász Memorial Session, 2002 Budapest, Hungary
- 9) **L. Fülöp**, *Calibration of an Equivalent Bracing System for 3D Dynamic Inelastic Analysis of Steel Framed Building Structures with Dissipative Shear Walls*, SDSS - Prof Ottó Halász Memorial Session, 2002 Budapest, Hungary
- 10) **L. Fülöp**, D. Dubina, *Seismic Performance of Wall-Stud Shear Walls*, 16<sup>th</sup> International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL, USA, 17-18 Oct. 2002
- 11) **L.A. Fülöp**, D. Dubina, *Performance of Wall-Stud Shear Walls under Monotonic and Cyclic Loading*, Third International Conference on Advances in Steel Structures - ICASS'02 9-11 December 2002, Hong Kong, China
- 12) **L.A. Fülöp** & D. Dubina, *Seismic Performance of Cold-Formed Steel Framed Houses with Wall-Stud Shear Walls*, Sydney, Australia 23-25 June 2003
- 13) **L.A. Fülöp** & D. Dubina, *Are the Cold-Formed Wall Stud Shear Walls Dissipative Systems in Seismic Resistant Buildings? How Much?*, Fourth International Conference - STESSA 2003, Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Naples ITALY June 09-12 2003

e) *Articole în volumele unor conferințe în țară*

- 1) D. Dubina, L. Fülöp and R. Zaharia; *Floor and wall bracing systems for steel framed houses*, 6<sup>th</sup> International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures - SDSS'99, Timisoara, 9-11 Septembrie, 1999, p. 485.
- 2) D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, I. Szabo and Z. Nagy, *Cold-formed steel structures for residential and non-residential buildings*, The 9<sup>th</sup> International Conference on Metal Structures, Timisoara, Romania, 19-22 October 2000, Sesion 3, p. 308
- 3) Ruff Ágnes, Zs. Nagy, L. Fülöp, *Shear Capacity of Lap Joints with Self-Drilling Screws*, Hungarian Technical Sciences Society of Transylvania, EPKO 2003, Csiksomlyo 2-4 June 2003, (in Hungarian)

VIII.3.2. *Contracte și programe de cercetare de cercetare*

a) *cu Uniunea Europeană (Cost-C12)*

**COST C12 “Improving buildings’ structural quality by new technologies”, WG-1 “Mixed Building Technology”** cu următoarele contribuții (articole):

- 1) L. Fülöp, D. Dubina, *Performance of Shear Wall Systems in Seismic Resistant Steel Buildings*, COST C12 Ljubljana, Slovenia, 17.09.2001
- 2) L.A. Fülöp, D. Dubina, *Finite element model for nonlinear inelastic time history analysis of cold formed steel framed buildings with stud shear walls*, COST C12 Timișoara, Romania, 29 Noiembrie 2002

b) *cu Banca Mondială*

- 1) **44083 / 1998, Cod 16, Proiect major CNCSIS (tip C)** - Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice.
- 2) **Grant CNCSIS Cod 105, tip D** – Structuri și tehnologii noi pentru construcții civile (Program de studii aprofundate)

c) *cu CNCSIS*

- 1) **Grant TD-2002, CNCSIS** - Evaluarea performanțelor la cutremur a unor structuri de casă cu panouri de perete portante din bare de oțel formate la rece (*Responsabil de grant*)
- 2) **34977 / 2000 Cod CNCSIS 233, Tema nr. 14** - Studiul soluțiilor constructive și a performanțelor structurale a halelor ușoare cu structură metalică realizată din profile formate la rece

d) *cu Academia Română*

- 1) **Contract MCT Nr. 6142/2000, Tema B7** - Structurii și Soluții Constructive Eficiente pentru Locuințe Unifamiliale cu Schelet Metalic Amplasate in Zone Seismice

Ing. Ludovic Alexandru FÜLÖP

25 Septembrie 2003

Timișoara

**BIBLIOGRAFIE****A) Documente normative**

- AISI, Design of Light Gauge Steel Diaphragms, New York, 1967
- AISI, *Durability of Cold-Formed Steel Framing Members*, American Iron and Steel Institute, October 1996
- AISI, *Fasteners for residential Steel Framing*, American Iron and Steel Institute, June 1993
- AISI, Fire Resistance Rating of Load Bearing Steel stud Walls, With Gypsum Wallboard Protection with or without Cavity Insulation, American Iron and Steel Institute, 1981
- AISI, *Monotonic Tests of Cold Formed Shear Walls with Openings*, Prepared by NAHB research Center. Inc, The American Iron and Steel Institute 1997
- AISI, *Shear Wall Design Guide*, Publication RG-9804, American Iron and Steel Institute, February 1998
- AISI, Residential Steel Framing Manual for Architects, Engineers and Builders, 1998
- AISI, *Thermal Design Guide for Exterior Walls*, Publication RG-9405, American Iron and Steel Institute, January 1995
- ASTM D3500-90, Standard test methods for structural panels in tension, ASTM, 1995
- EC 3, Part 1.3 Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting, 20 July 2001
- ECCS P88, *European Recommendations for the Application of Metal Sheeting Acting as a Diaphragm*. Publication No. 88, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, 1995.
- ECCS, Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. September 1985
- ECCS P21, European Recommendation for Steel Construction: The design and testing of Connections in Steel Sheeting and Sections, Publication No. 21, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, May 1993
- EN 10002-1, Metallic materials- Tensile testing- Part 1: Method of testing (at ambient temperature), CEN, B1050 Bruxelles, 1990
- Eurocode 8. *Design provisions for earthquake resistance of structures*, 1998
- FEMA-273. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997
- LGSEA, Design Guide for Construction Bracing of Cold-Formed Steel Trusses, Light Gauge Steel Engineering Association, 1996
- Normativ 186, *Normativ de calcul pentru construcții metalice cu diafragme din tablă cutată*, Anteproiect, 186/1997 Universitatea Tehnică de Construcții București, 1998
- SCI-P246 Over-roofing of existing buildings using light steel, The Steel Construction Institute, P246
- SCI-P272, Modular Construction using Light Steel Framing, An architect's Guide, The Steel Construction Institute, P272

STAS 6204, 1980, Plăci din aşchii de lemn și plăci din alte materiale lignocelulozice aglomerate. Determinarea modulului de elasticitate și a rezistenței la tracțiune, paralel cu suprafețele plăcii.

### **B) Lucrări științifice, cărți**

Anslys GUI, Help Manual, Ansys Release 5.4, SAS IP Inc, 1997

Burstrand H., *Light Gauge Steel Framing for Housing*, Swedish Institute of Steel Construction, 1998

Catalog HILTI, Manuel Technique, Systemes de Fixation. Catalog de produse.

Catalog SFS, Catalog SFS de șuruburi autoperforant-autofiletante. Seria spedec SD.

Clough R.H., RG Ogden, *Building Design using Cold Formed Steel Sections: Acoustic Insulation*, SCI Publication 128, The Steel Construction Institute 1993

Davies J.M., The use of Cassette Sections in Prefabricated Low Rise Construction, Under publication.

Davies J.M., P. Leach, E. Kelo, *The use of Light Gauge Steel in Low and Medium Rise Modular Buildings*, Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Steel and Aluminum Structures, ICSAS '95, Istanbul, 24-26 May. 1995

Davies J.M., *The use of Cassette Sections in Prefabricated Low Rise Construction*, New Technologies and Structures in Civil Engineering, Case Studies on Remarkable Constructions, by D. Dubina, I. Vayas & V. Ungureanu, 1999

Davies J.M., Bryan E.R, Manual of Stressed Skin Diaphragm Design, Granada, 1981

Della Corte G., G. De Matteis, R. Landolfo, *Influence of connection modelling on seismic response of moment resisting steel frames*, Chapter 7.2 in Moment Resistant connections of steel frames in seismic areas. Design and Reliability, Edited by F. M. Mazzolani, E&FN Spon 2000

De Matteis G., *The Effect of Cladding in Steel Buildings under Seismic Actions*, PhD Thesis, Universita degli Studi di Napoli Federico II, 1998

De Matteis G., R. Landolfo, FM Mazzolani & L. Fulop, D. Dubina, *Seismic response of MR steel frames with different connection behaviours*, Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Colloquium SDSS'99, Elsevier, 409-420, 1999

Fajfar P., *General definitions and basic relations*, Chapter 8.1 in the book "Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas. Design and Reliability" edited by F.M. Mazzolani, E&FN Spon, London, 2000

Fan L, Rondal J, Cescotto S. Finite element modelling of single lap screw connections in steel sheeting under static shear. *Thin Walled Structures* 1997; 27(2):165–85.

Fan L, *Contributions to Steel Sheet Connections of Screws, Blind Rivets and Cartridge Fired Pins*, PhD. Thesis, University of Liege, 1996

Gad E.F., A.M. Chandler, C.F. Duffield, G. Stark, *Lateral Behaviour of Plasterboard-Clad Residential Steel Frames*, Journal of Structural Engineering, January 1999

Gad E.F., C.F.Duffield, *Lateral Behaviour of Light Framed Walls in Residential structures*, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 2000

Gad E.F., C.F. Duffield, G.L. Hutchinson, D.S. Mansell, G. Stark, *Lateral performance of cold-formed steel-framed domestic structures*, Engineering Structures 21, 83-85, 1999



- Gad E.F., A.M. Chandler, C.F. Duffield, G.L. Hutchinson, *Earthquake ductility and overstrength in residential structures*, Structural Engineering and Mechanics, 8:4, 361-382, 1999
- Gioncu V., *Ductility Demand, General Report*, STESSA, 1997
- Hacker J.H., Julie A. Gorges, *Residential Steel Design and Construction*, McGraw-Hill, 1993
- Kawai Y., R. Kanno, K. Hanya, *Cyclic Shear Resistance of Light-Gauge Steel Framed Walls*, ASCE Structures Congress Portland, 1997
- Kawai Y., R. Kanno, N. Uno, Y. Sakumoto, *Seismic resistance and design of steel framed houses*, Nippon Steel Technical report, No. 79, July 1999
- Kesty J., P. Makelainen, *Design of Gypsum-Sheeted Perforated Steel Wall Studs*, Proc. 2<sup>nd</sup> World Conference on Steel in Construction, San Sebastian, 11-13 May 1998
- Mazzolani F.M., V. Piluso, 'Skin Effect' in pin-jointed Steel Structures, *Ingegneria Sismica*, N.3, 1990
- Mazzolani F.M., F. Sylos Labini, *Skin-Frame Interaction in Seismic Resistant Steel Structures*, *Costruzioni Metalliche*, N. 4, 1984
- Mazzolani F.M., V. Piluso, *Theory and design of Seismic Resistant Steel Frames*, Chapman & Hall, 1996
- Pedreschi R.F., B.P. Sinha, R.J. Davies, *End Fixity in Cold-Formed Steel Sections Using Press Jointing*, Bicentenary Conference on Thin-Walled structures, 2<sup>nd</sup>-4<sup>th</sup> December 1996
- Pekoz T., *Building Design Using Cold Formed Sections*, Publication of the Swedish Institute of Steel Construction no. 154, 1995
- Prakash V. and G. H. Powell, *Drain-3DX Base program description and user guide, Version 1.10*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, 1994
- Rhodes J., *Design of cold Formed Steel members*, Elsevier Applied Science, London 1991
- Rosowsky D.V., B.R. Ellingwood, Performance Based Engineering of Wood Framed Housing: Fragility Analysis Methodology, *Journal of Structural Engineering*, January 2002
- Salenicovich A.J. & all., *Racking Performance of Long Steel-Frame Shear Walls*, Fifteenth Int. Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri, Oct. 19-20, 2000
- Serrette R.L., K. Ogunfunmi, *Shear Resistance of Gypsum-Sheeted Light-gauge Steel Stud Walls*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, 1996
- Serrette R.L., *Seismic Design of Light Gauge Steel Structures: A discussion*, Fourteenth Int. Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri, Oct. 15-16, 1998
- Youngquist J.A., *Chapter 10. Wood-based Composites and Panel Products*, *Wood handbook—Wood as an engineering material*, Forest Products Laboratory Gen. Tech. Rep. FPL–GTR–113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1999
- Yu W.W., *Cold Formed Steel Design*, John Wiley & Sons, 1985
- White M.W., Dolan J.D, *Nonlinear shear wall analysis*, *Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No. 11, November, 1995
- Wittaker, G. Hart, C. Rojahn, *Seismic response modification factors*, *Journal of structural engineering* 1999:2, 438-443, 1999

### C) *Lucrării cu participarea autorului tezei*

Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice – Cap. 6, Coordonatori Dan DUBINĂ & Dan LUNGU, Colectiv de autori: Alexandru Aldea, Cristian Arion, Adrian Ciutina, Tiberiu Cornea, Florea Dinu, Ludovic Fülöp, Aurel Stratan, Radu Văcăreanu, Damiel Grecea, Realizată în cadrul Grantului C16-CNCSIS/MEC finanțat de Banca Mondială și Guvernul României, ISBN 973-8391-90-3

L.A. Fülöp, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels under Monotonic and Cyclic Loading, Part I: Experimental Research, Thin Walled Structures

L.A. Fülöp, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels under Monotonic and Cyclic Loading, Part II: Numerical Modelling and Performance Analysis, Thin Walled Structures

V. Ungureanu, L. Fülöp, D. Dubina, Soluții de supraetajare cu structuri metalice ușoare din profile de oțel formate la rece, Buletinul AICPS, Nr. 3/2001, p. 51-57.

L. Fülöp, D. Dubină, Rezistența la Cutremur a Structurilor cu Panouri de Perete din Profile din Oțel Formate la Rece, Buletin AICPS nr. 2/2002.

D. Dubina, L. Fülöp, R. Zaharia; Optimisation of bracing system of steel framed houses, 2nd European Conference on Steel Structures, Praha, Czech Republic, May 26-29, 1999, vol.1, p. 328.

D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, Z. Nagy; Cold-formed steel structural solutions for residential and non-residential buildings, Settimana della Costruzione in acciaio, XVII Congresso C.T.A., Napoli, 3-4-5-6-7 ottobre 1999, vol. 3, p. 31-46.

L. Fülöp, D. Dubina; Soluții constructive din profile de oțel cu pereti subtiri pentru supraetajari: Studiu de caz (Structural solutions using light gauge steel members: Case study), Jubilear Technical-Scientific Conference, Technical University of Moldova, Chisinau, 24-26 May 2000, III p. 134.

L. Fülöp, Stability and Dinamic Analysis of a Steel Framed House, 2nd International Conference of PhD Students, University of Miskolc, Hungary, 8-14 August 1999

D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu and Zs. Nagy, Cold Formed Steel Structures for Single Storey Buildings, Steel Structures of the 2000's, Istanbul, 11-13 September 2000

D. Dubina, V. Ungureanu, M. Georgescu, L. Fülöp, Innovative Cold-Formed Steel Structure for restructuring of Existing RC or Masonry Buildings By Vertical Addition of Supplementary Storey, Proceedings of the 3rd International Conference on THIN-WALLED STRUCTURES "Advances and Developments" (5-7 June 2001, Cracow, Poland), Elsevier (Ed. by J. Zaras, K. Kowal-Michalska, J. Rhodes), ISBN 0-08-043955-1, p. 187-194.

D. Dubina, V. Ungureanu, L. Fülöp, Zs. Nagy, H. Larson, LINDAB Cold-Formed Steel Structures for Small and Medium Size Non- Residential Buildings in Seismic Zones, Proceedings of the 9th Nordic Steel Construction Conference – NSCC2001 (Helsinki, Finland, June 18-20 2001), ISBN 952-9683-03-0 (Ed. by P. Makelainen, J. Kesti, A. Jutila, O. Kaitila), p. 463-470.

L. Fülöp, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Shear Walls under Monotonic and Cyclic Loading, SDSS - Prof Ottó Halász Memorial Session, 2002 Budapest, Hungary

L. Fülöp, Calibration of an Equivalent Bracing System for 3D Dynamic Inelastic Analysis of Steel Framed Building Structures with Dissipative Shear Walls, SDSS - Prof Ottó Halász Memorial Session, 2002 Budapest, Hungary

L. Fülöp, D. Dubina, Seismic Performance of Wall-Stud Shear Walls, 16th International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, FL, USA, 17-18 Oct. 2002

L.A. Fülöp, D. Dubina, Performance of Wall-Stud Shear Walls under Monotonic and Cyclic Loading, Third International Conference on Advances in Steel Structures - ICASS'02 9-11 December 2002, Hong Kong, China

L.A. Fülöp & D. Dubina, Seismic Performance of Cold-Formed Steel Framed Houses with Wall-Stud Shear Walls, Sydney, Australia 23-25 June 2003

L.A. Fülöp & D. Dubina, Are the Cold-Formed Wall Stud Shear Walls Dissipative Systems in Seismic Resistant Buildings? How Much?, Fourth International Conference - STESSA 2003, Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Naples ITALY June 09-12 2003

D. Dubina, L. Fülöp and R. Zaharia; Floor and wall bracing systems for steel framed houses, 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures - SDSS'99, Timisoara, 9-11 Septembrie, 1999, p. 485.

D. Dubina, L. Fülöp, V. Ungureanu, I. Szabo and Z. Nagy, Cold-formed steel structures for residential and non-residential buildings, The 9th International Conference on Metal Structures, Timisoara, Romania, 19-22 October 2000, Sesion 3, p. 308

#### ***D) Rapoarte - contracte de cercetare***

Raport Grant - 44083 / 1998, Cod 16, Proiect major CNCSIS (tip C) - Siguranța la cutremur a construcțiilor din România în zone cu mișcări seismice puternice.

Raport parțial - Grant TD-2002, CNCSIS - Evaluarea performanțelor la cutremur a unor structuri de casă cu panouri de perete portante din bare de oțel formate la rece.

Raport final - 34977 / 2000 Cod CNCSIS 233, Tema nr. 14 - Studiul soluțiilor constructive și a performanțelor structurale a halelor ușoare cu structură metalică realizată din profile formate la rece

Raport final - Contract MCT Nr. 6142/2000, Tema B7 - Structurii și Soluții Constructive Eficiente pentru Locuințe Unifamiliale cu Schelet Metalic Amplasate in Zone Seismice

# ***Anexa A***

**Încercări pe Panourilor de Perete din Bare cu Pereți  
Subțiri Formate la Rece – Curbe Experimentale**

# SERIA I

## SPECIMEN I-1

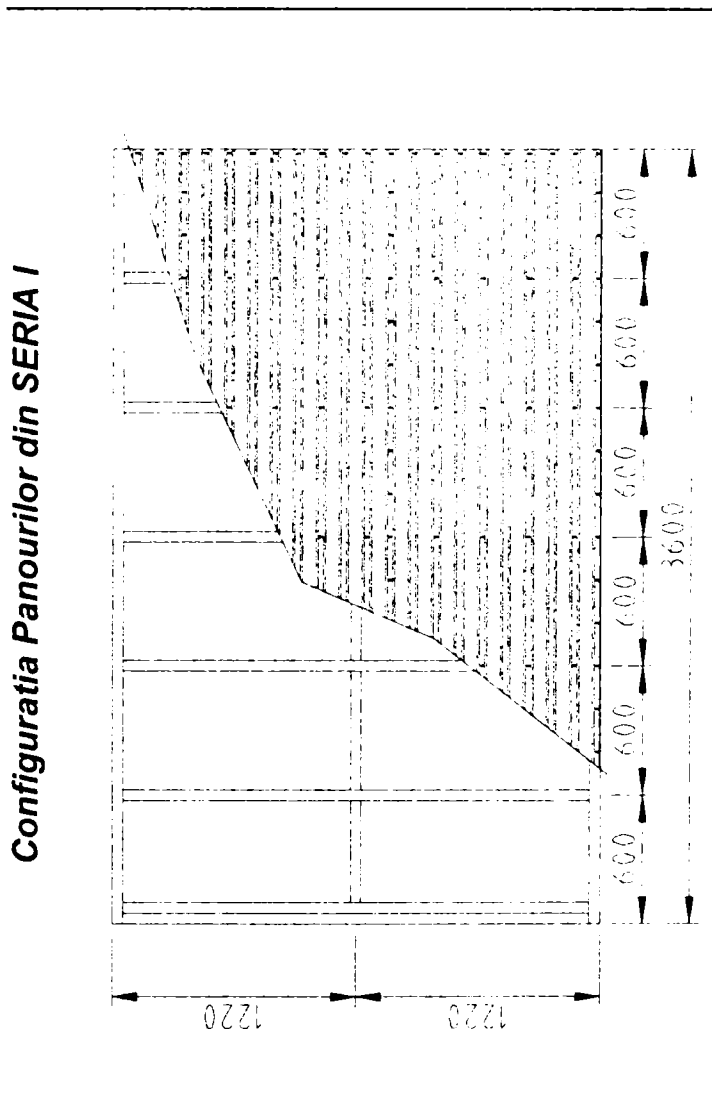
Interpretare Metoda I

$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
4500.4	20555.9	4.57	41444.4	9.20	16.29	52876.3	42.37	41444.4	58.5	6.35	2559337	2233671

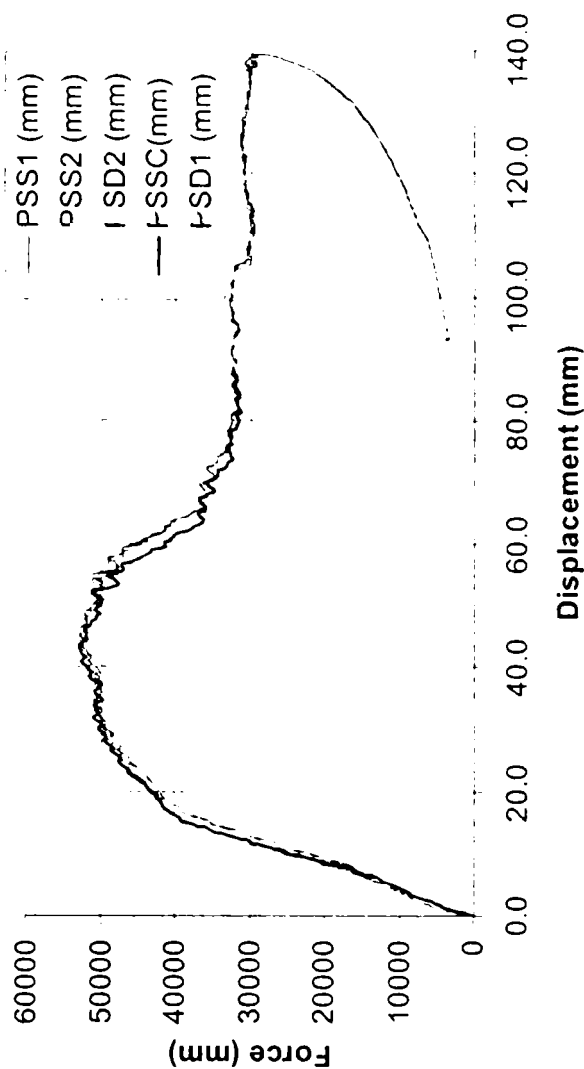
Interpretare Metoda II

$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
4088.1	24467.1	5.99	28690.9	8.03	11.70	24.75	54.38	47821.0	2303651	2320675.1	4.65	35250.9

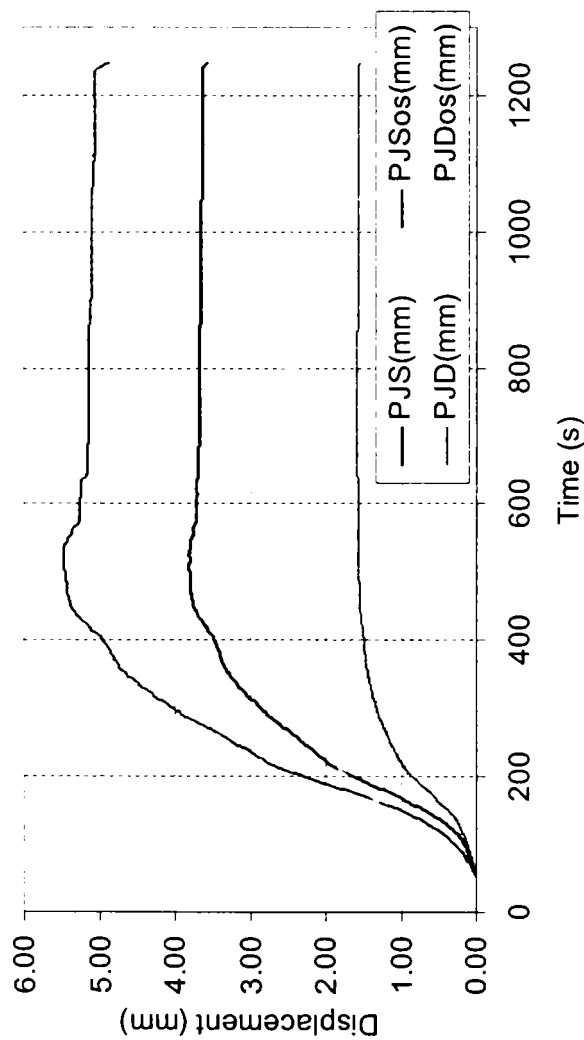
## Configuratia Panourilor din SERIA I



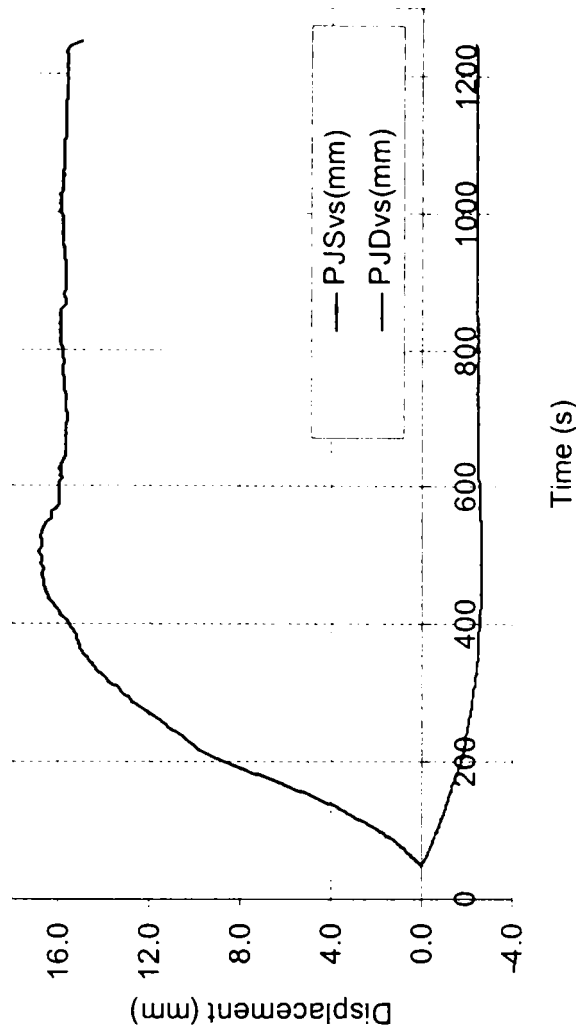
## Top Displacement (I-1)



Bottom Slip vs. Time (I-1)



Vertical Displacement of Lower Corner (I-1)

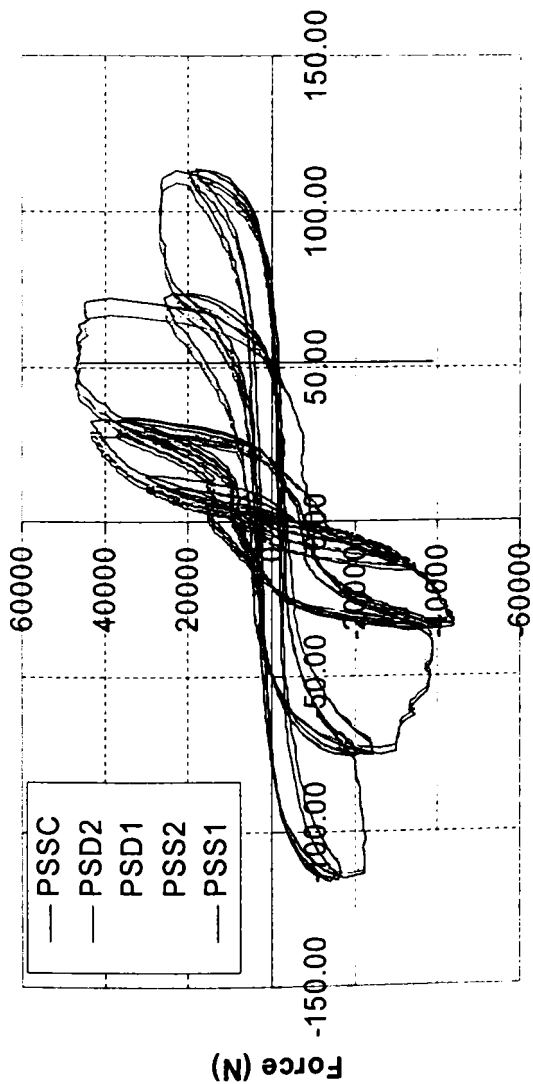


**SPECIMEN I-2**

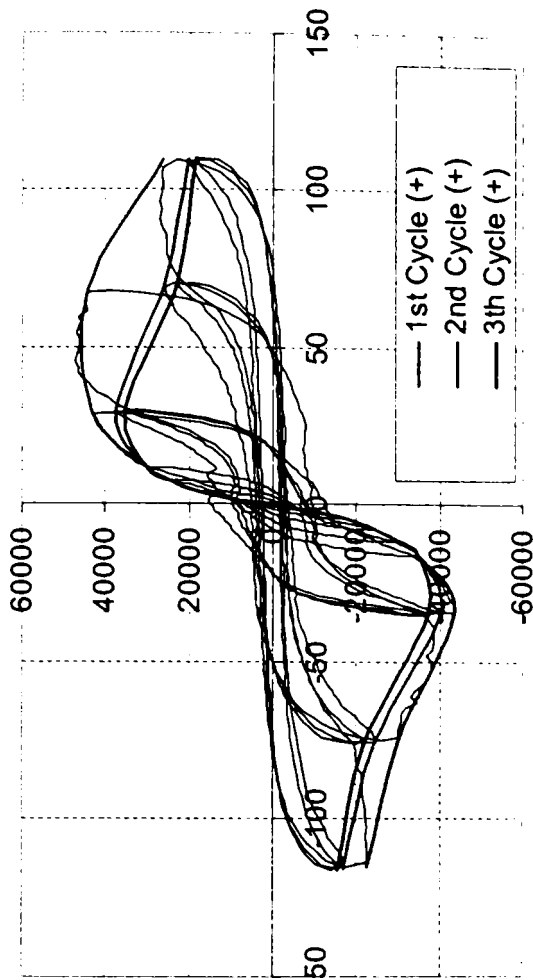
Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	Interpretare Metoda I											
		F <sub>el</sub> (N)	D <sub>el</sub> (mm)	F <sub>int</sub> (N)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (mm)	F <sub>max</sub> (N)	D <sub>max</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	D <sub>u</sub> (mm)	Duct	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)
1 (+)	4090.32	18795.4	4.60	35111.1	8.58	15.68	47086.7	68.03	35111.1	91.00	10.60	3457064	3044415
1 (-)	4013.39	17355.2	4.32	35222.2	8.78	15.95	44061.0	74.96	35222.2	59.50	6.78	2031469	1941164
3 (+)	4090.32	18795.4	4.60	29000.0	7.09	10.1 <sup>o</sup>	47086.7	70.56	29000.0	50.50	7.12	1469680	1361696
3 (-)	4013.39	17355.2	4.32	31333.3	7.81	12.90	44061.0	76.03	31333.3	51.00	6.53	1533704	1475687

Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	Interpretare Metoda II											
		F <sub>el</sub> (N)	D <sub>el</sub> (mm)	F <sub>300</sub> (N)	D <sub>300</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (mm)	D <sub>u</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)	Duct	2/3 F <sub>max</sub> (N)
1 (+)	3670.43	21623.5	5.89	25273.0	8.13	11.30	24.69	74.26	41488.6	2827205	2846569	6.57	31391.1
1 (-)	3554.52	21324.3	6.00	24772.3	8.07	10.88	20.93	48.53	38685.0	1655080	1666962	4.46	29374.0
3 (+)	3670.43	21623.5	5.89	25273.0	8.13	8.75	12.65	40.14	32127.5	1159324	1149104	4.59	31391.1
3 (-)	3554.52	21324.3	6.00	24772.3	8.07	9.81	15.95	41.07	34886.6	1259627	1261620	4.18	29374.0

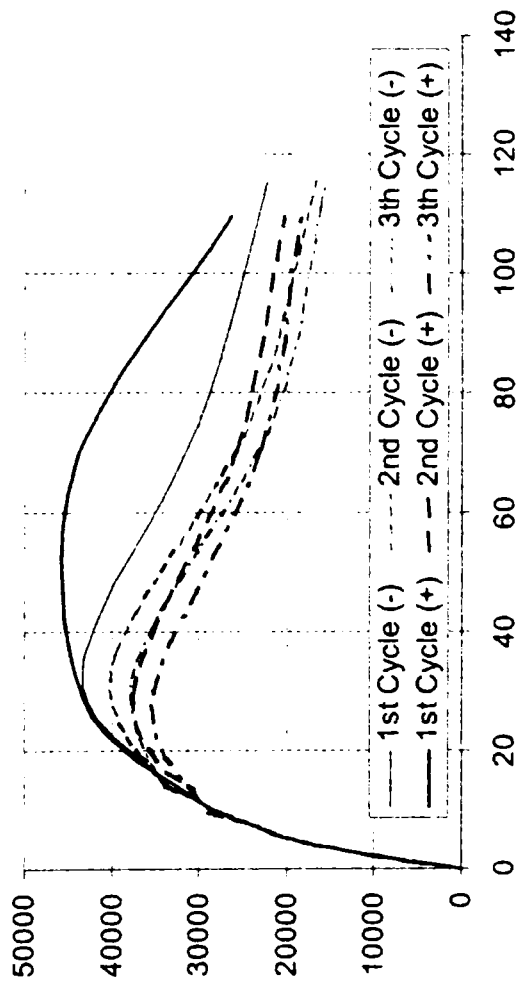
Top Displacement (I-2)



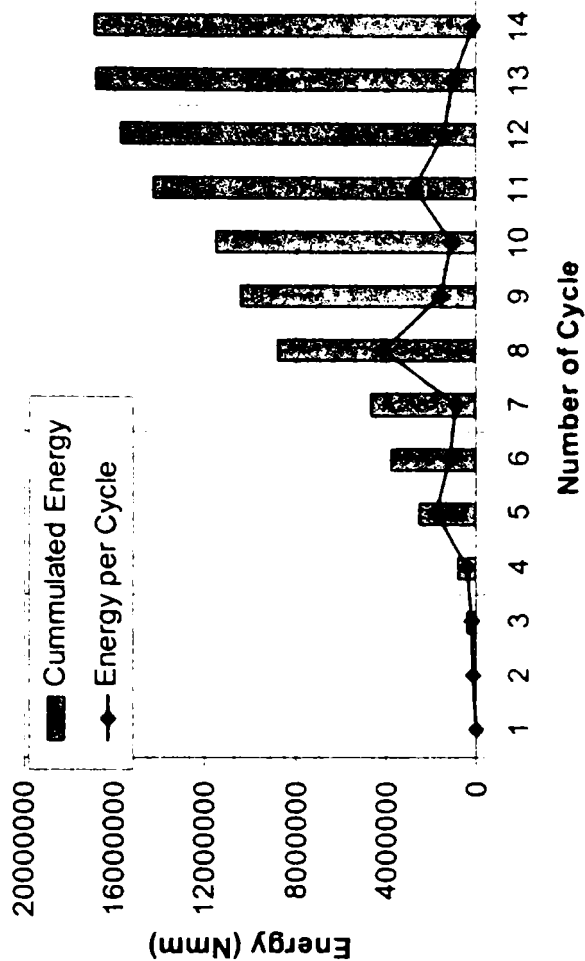
Envelopes vs. Cyclic Curve (I-2)



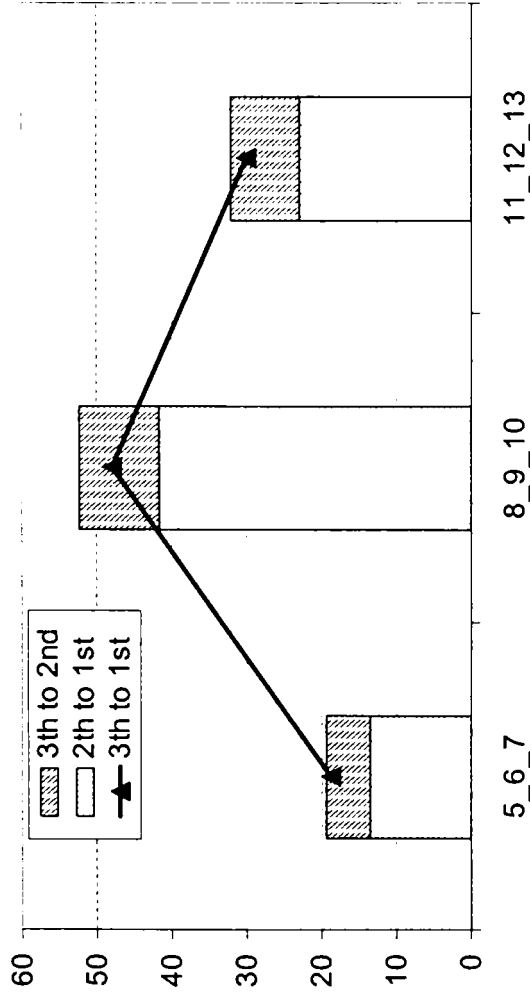
Envelope Curves - Negatives Mirrored (I-2)



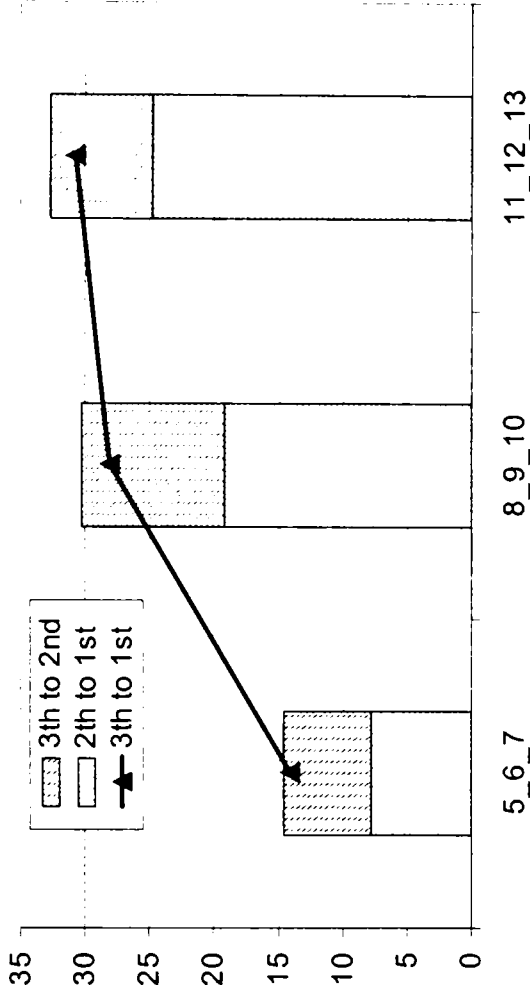
Energy Balance (I-2)



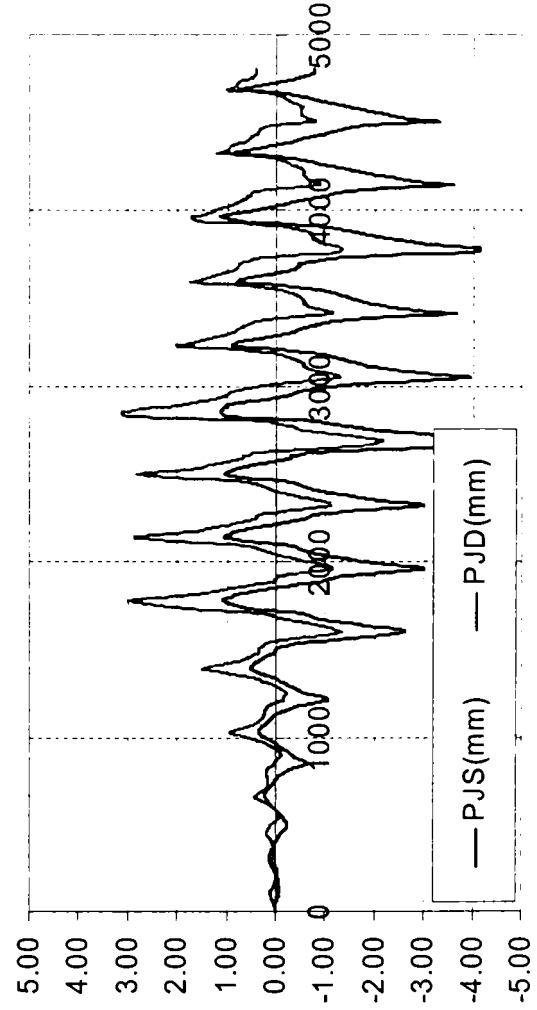
Force Decrease in Cycles - Positive (I-2)



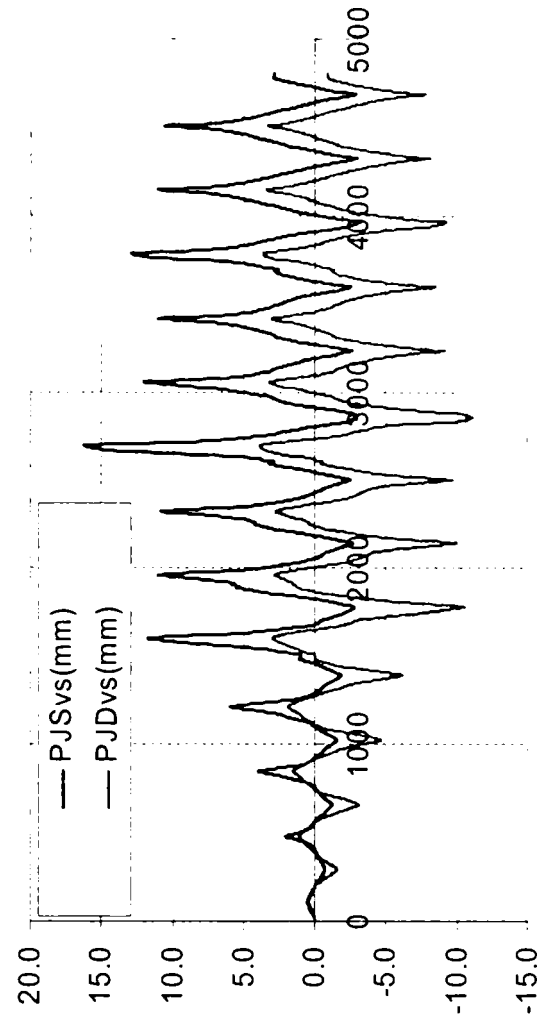
Force Decrease in Cycles - Negative (I-2)



Bottom Slip vs. Time (I-2)



Vertical Displacement of Lower Corners (I-2)





# SPECIMEN I-3

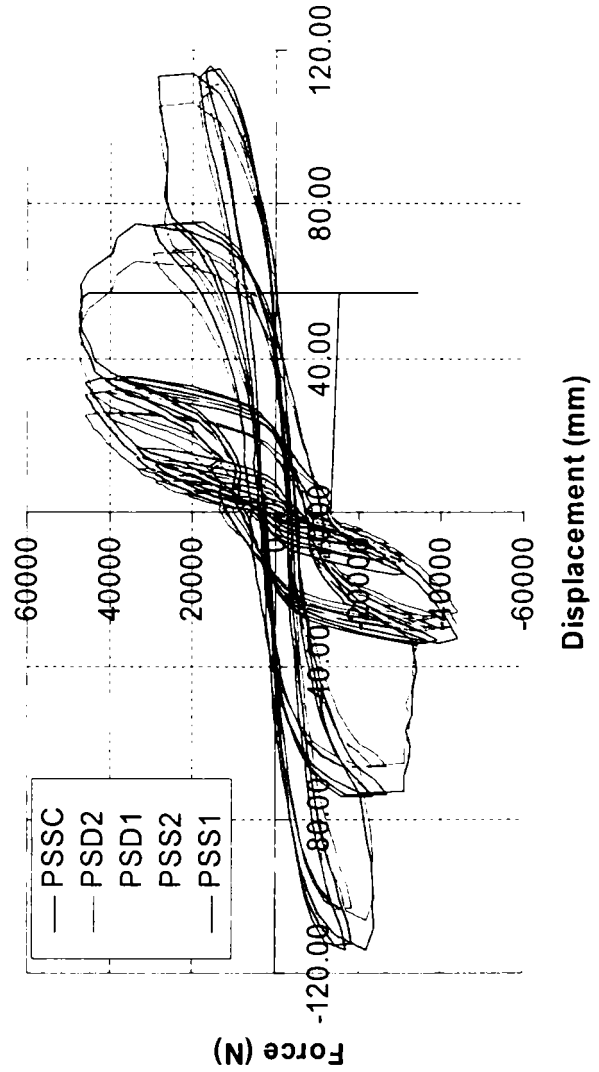
Interpretare Metoda I

Curba înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	3462.1	18907.5	5.46	38555.6	11.14	20.33	47360.2	33.69	38555.6	72	6.46	2648672	2561313
1 (-)	3287.2	17362.8	5.28	38555.6	11.73	20.55	44077.2	32.19	38555.6	51.5	4.39	1674018	1759505
3 (+)	3462.1	18907.5	5.46	31888.9	9.21	14.19	47360.2	34.57	31888.9	54	5.86	1624206	1575137
3 (-)	3287.2	17362.9	5.28	30666.7	9.33	13.57	44077.2	32.74	30666.7	51	5.47	1492586	1420955

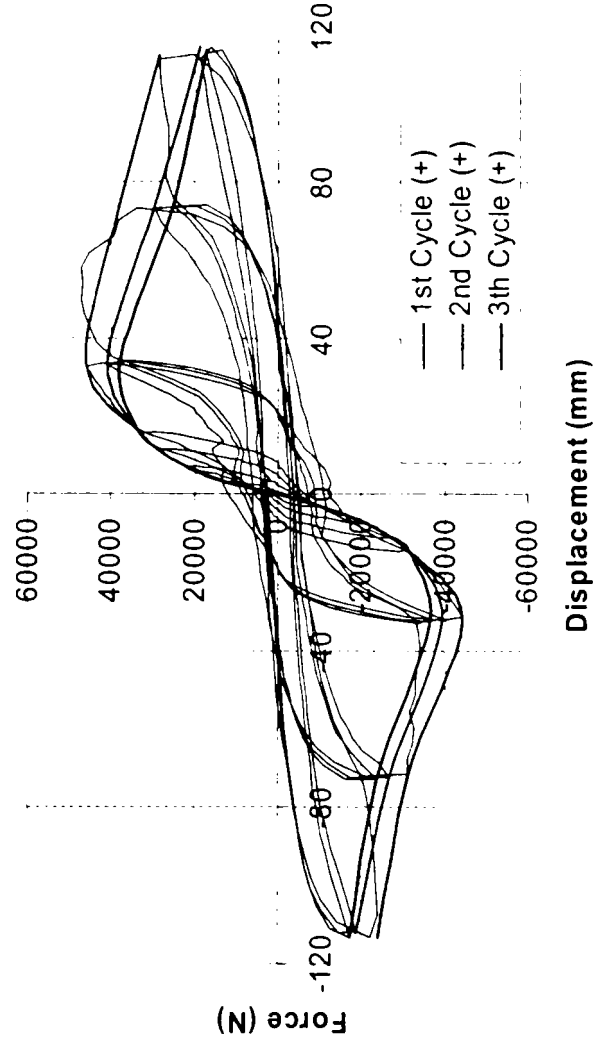
Interpretare Metoda II

Curba înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1 (+)	3386.8	19833.3	5.86	23805.0	8.06	11.90	23.90	63.58	40312.5	2333600	2323134	5.34	31573.5
1 (-)	3174.9	19363.7	6.10	22495.9	7.73	12.06	20.55	50.04	38300.2	1674018	1685419	4.15	29384.8
3 (+)	3386.8	19833.3	5.86	23805.0	8.06	10.21	16.92	44.53	34589.1	1358570	1363689	4.36	31573.5
3 (-)	3174.9	19363.7	6.10	22495.9	7.73	10.28	14.27	44.68	32637.9	1303468	1290535	4.35	29384.8

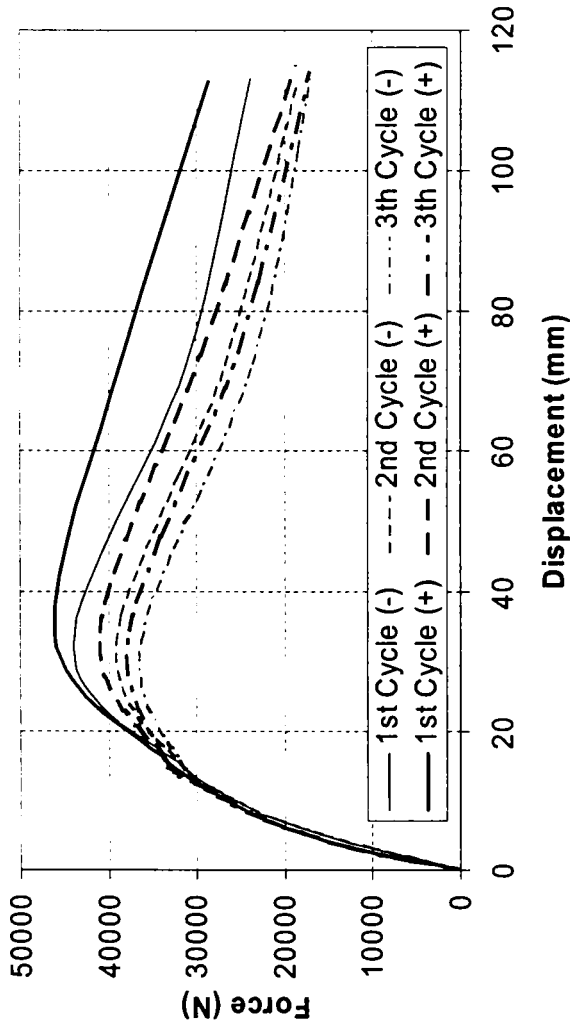
Top Displacement (I-3)



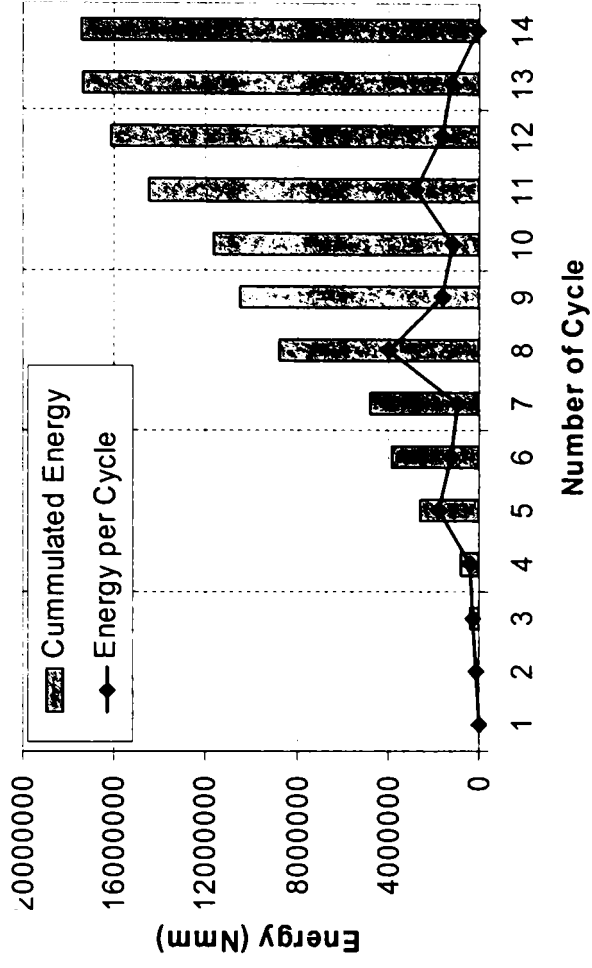
Envelopes vs. Cyclic Curve (I-3)



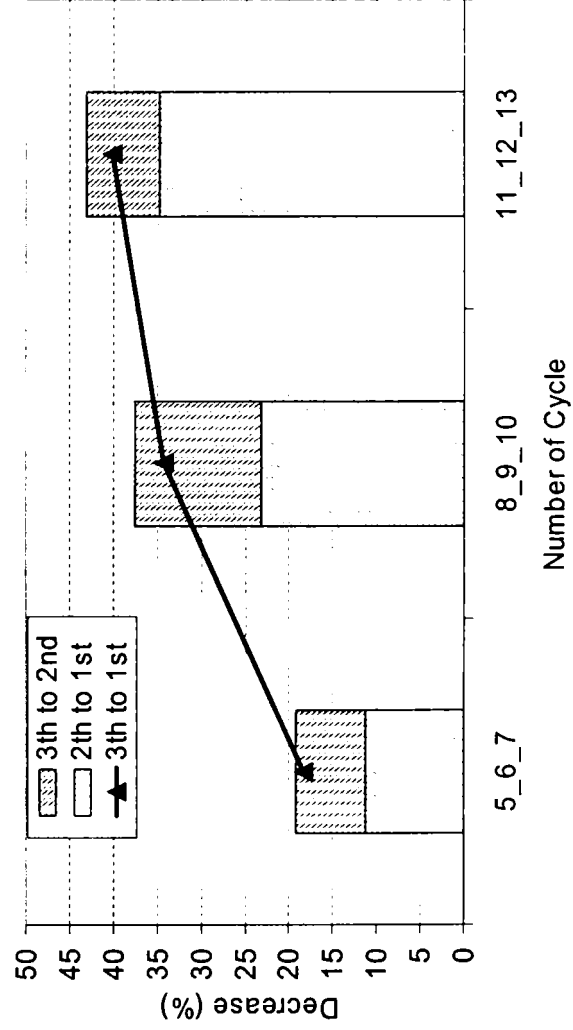
Envelope Curves - Negatives Mirrored (I-3)



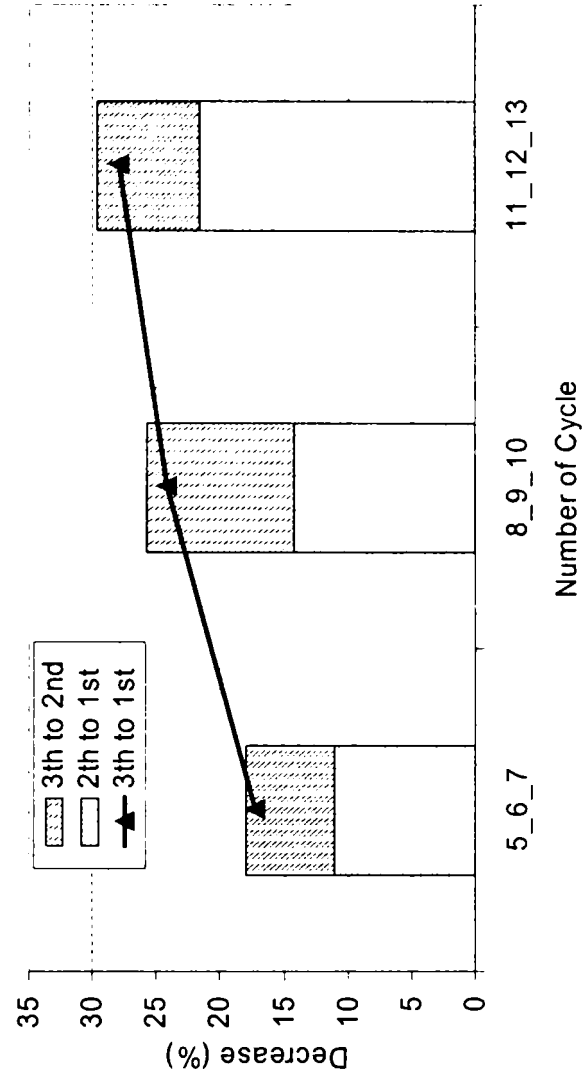
Energy Balance (I-3)



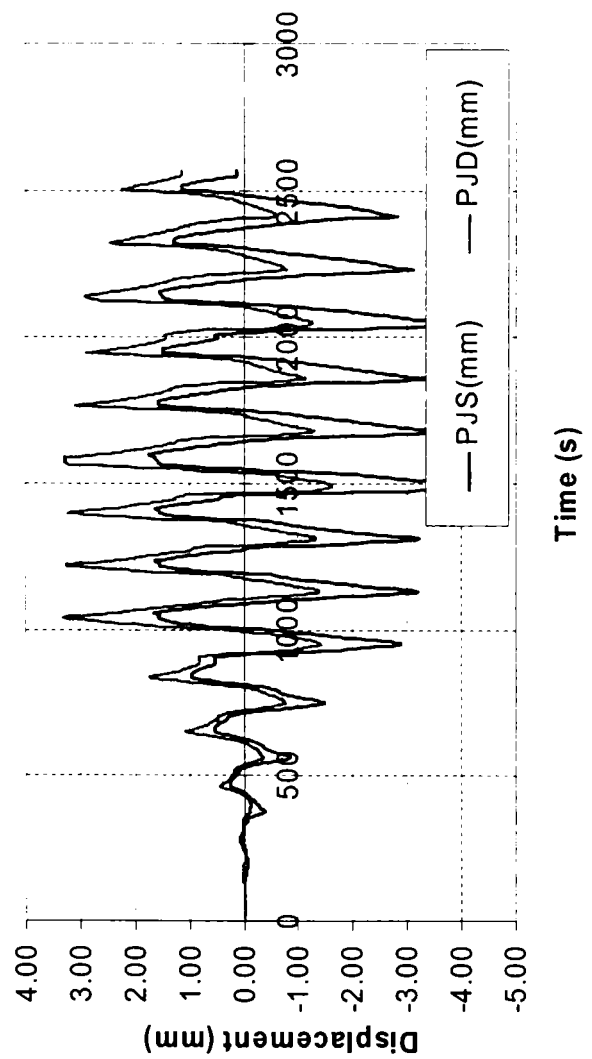
Force Decrease in Cycles - Positive (I-3)



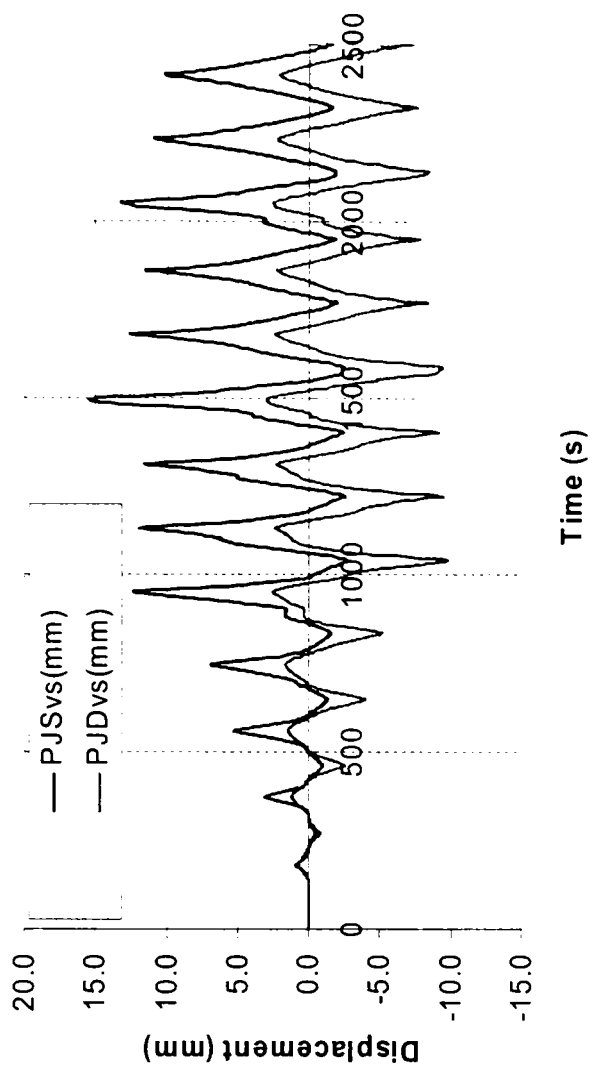
Force Decrease in Cycles - Negative (I-3)



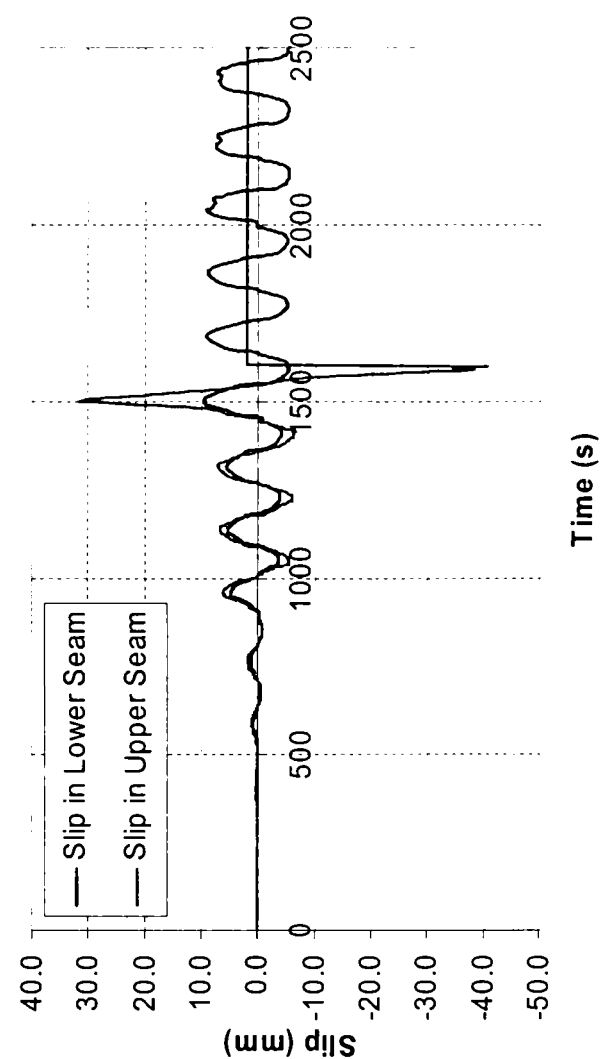
Bottom Slip vs. Time (I-3)



Vertical Displacement of Lower Corners (I-3)



Slip Displacement in Seams (I-3)



# SERIA II

## SPECIMEN II-1

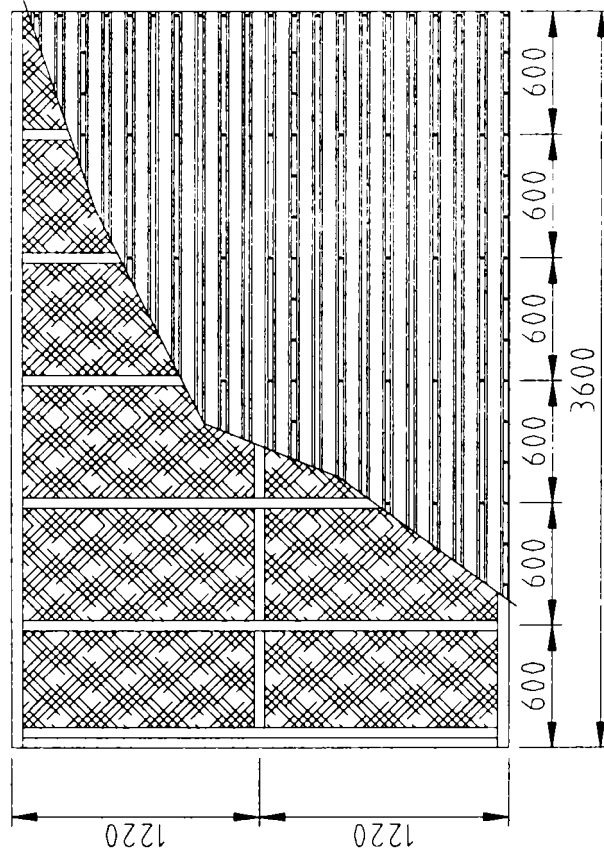
Interpretare Metoda I

$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
3140.5	23860.8	7.59	46111.1	14.68	26.23	59715.4	71.02	46111.1	91.5	6.23	4389551	3880648

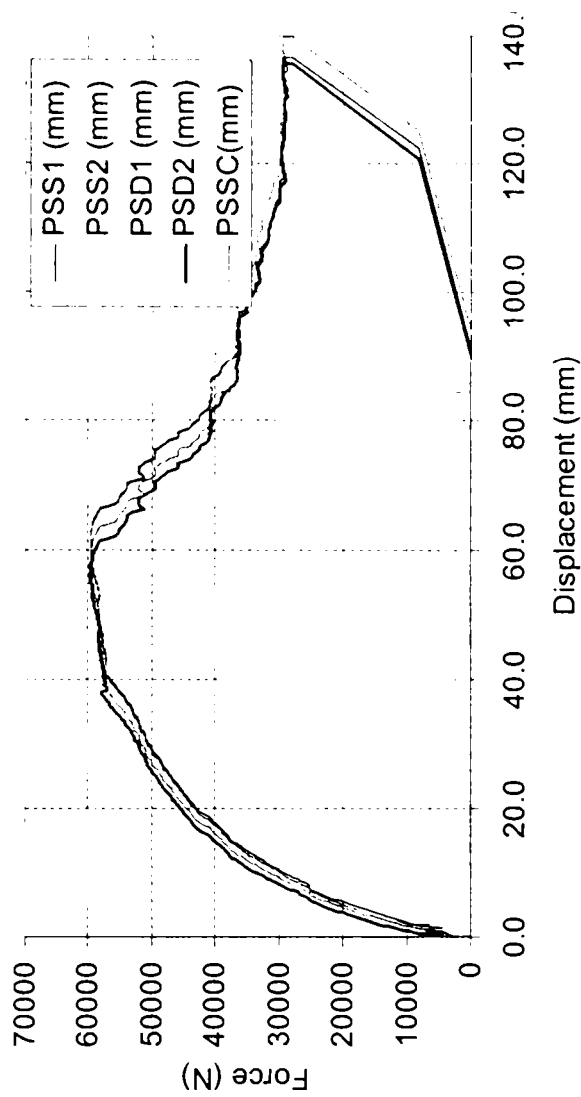
Interpretare Metoda II

$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
3311.5	20088.5	6.07	24349.9	7.83	16.25	40.96	81.67	53801.3	3899463	3957128	5.03	39810.3

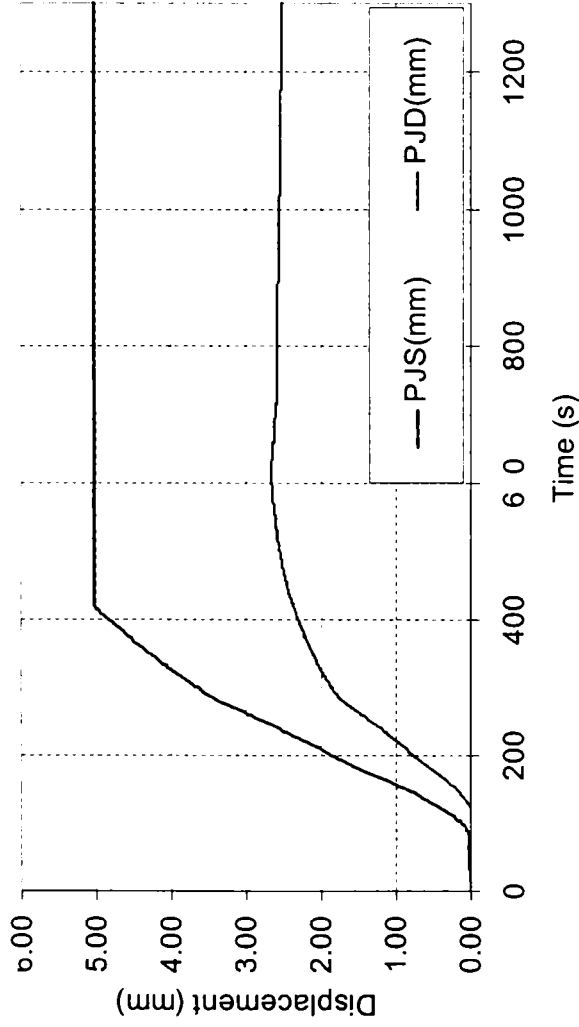
## Configuratia Panourilor din SERIA II



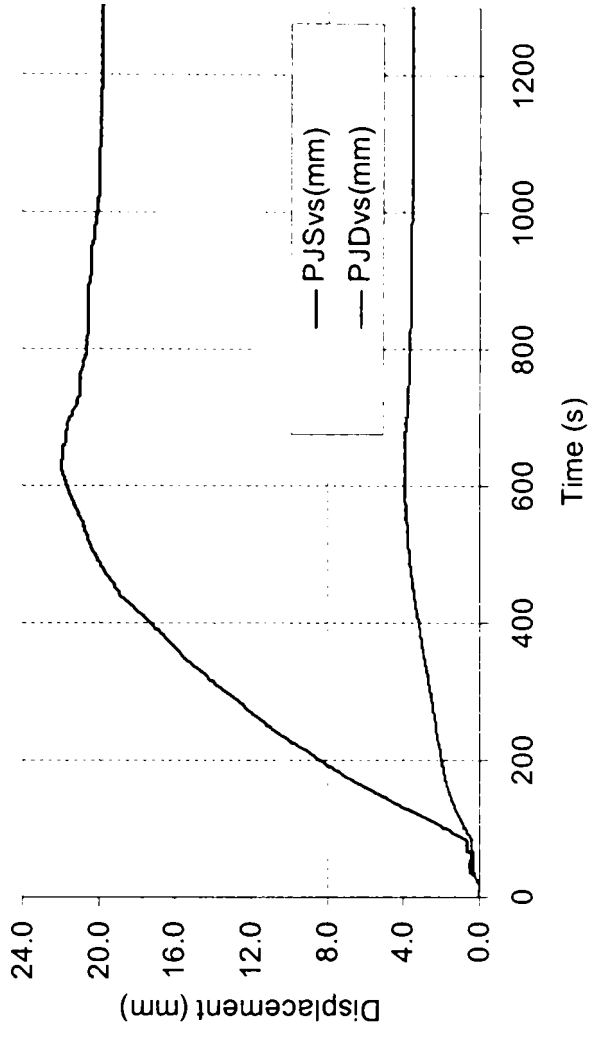
## Top Displacement (II-1)



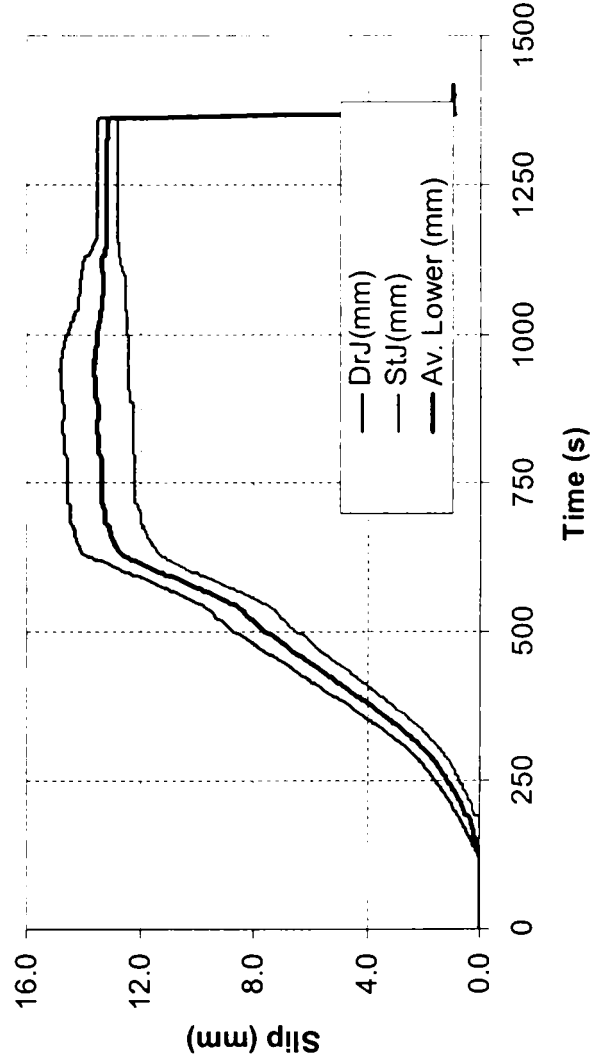
Bottom Slip vs. Time (II-1)



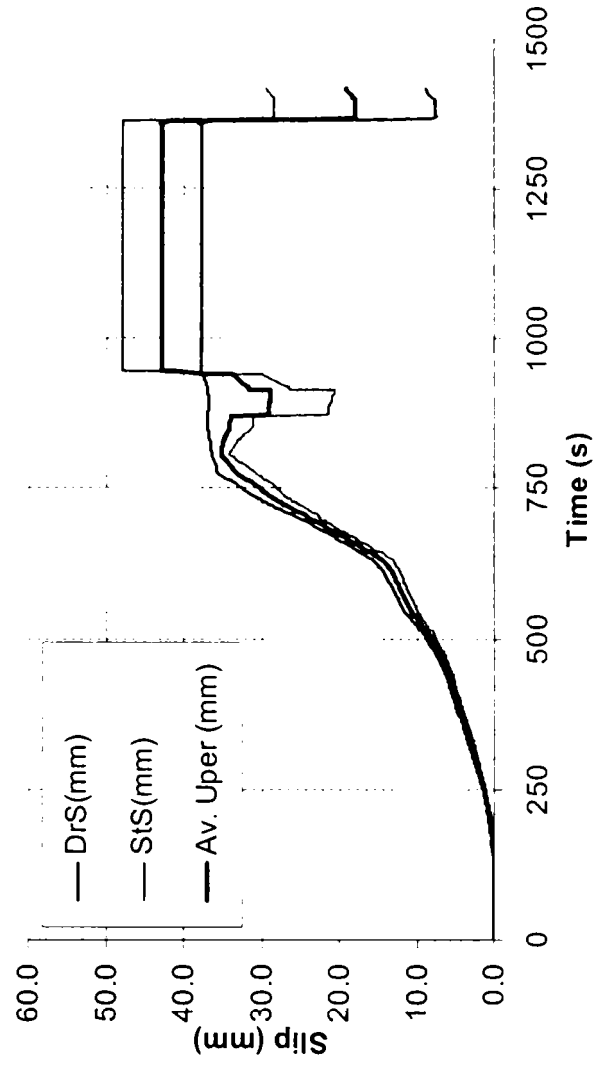
Vertical Displacement of Lower Corners (II-1)



Horizontal Slip in Lower Seam (II-1)



Horizontal Slip in Upper Seam (II-1)



**SPECIMEN II-2**

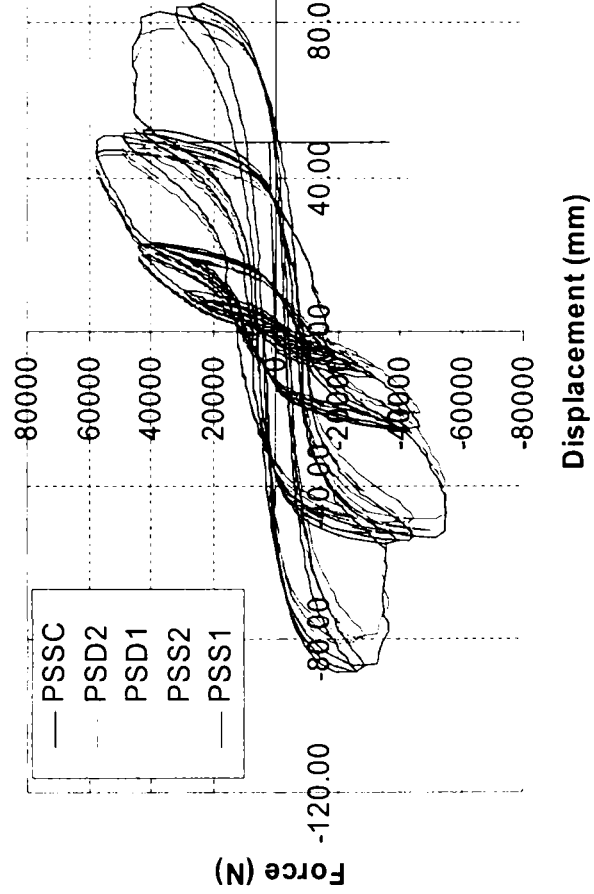
Interpretare Metoda I

Curba Înfaș.	$K_o$ (N/m)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	3766.2	22654.0	6.02	45111.1	11.98	20.66	57796.0	48.81	45111.1	77.50	6.47	3404125	3225946
1 (-)	4382.5	21777.6	4.97	41111.1	9.38	16.81	55069.6	51.49	41111.1	73.00	7.78	3133227	2808284
3 (+)	3766.2	22654.0	6.02	35000.0	9.29	12.77	57796.0	50.98	35000.0	69.50	7.48	2474719	2269871
3 (-)	4382.5	21777.6	4.97	34333.3	7.83	11.41	55069.6	53.04	34333.3	67.00	8.55	2340224	2165846

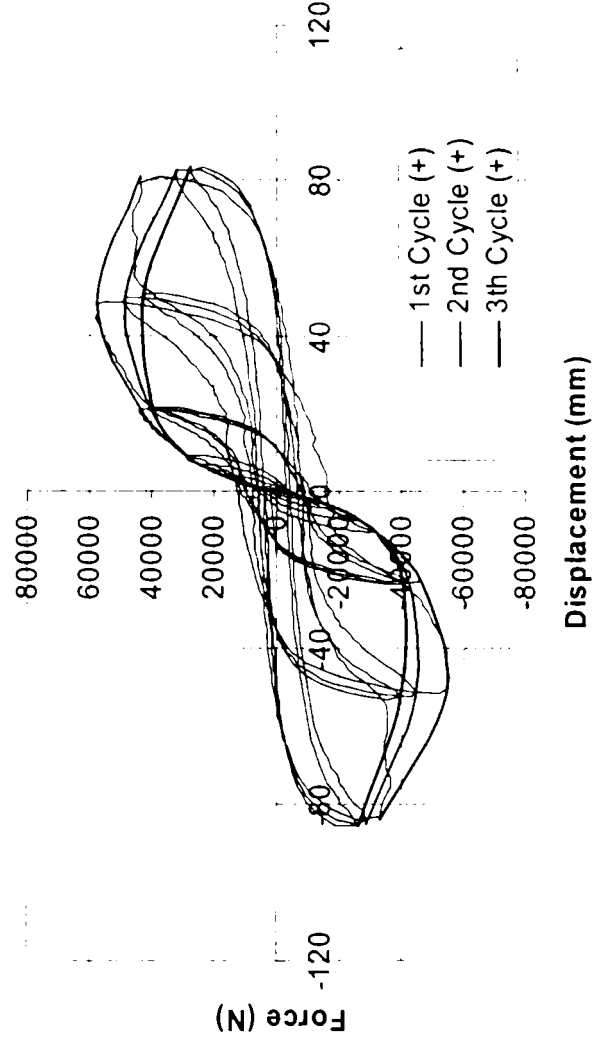
Interpretare Metoda II

Curba Înfaș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1 (+)	3766.2	22654.0	6.02	26872.8	7.90	13.06	30.66	68.20	49185.6	3020948	3033421	5.22	38530.6
1 (-)	4023.7	24276.4	6.03	27238.0	7.89	11.96	29.42	61.13	48126.1	2634130	2654125	5.11	36713.1
3 (+)	3766.2	22654.0	6.02	26872.8	7.90	10.32	16.07	59.11	38868.1	2117418	2096798	5.73	38530.6
3 (-)	4023.7	24276.4	6.03	27238.0	7.89	9.63	14.75	54.66	38751.3	1928267	1931362	5.68	36713.1

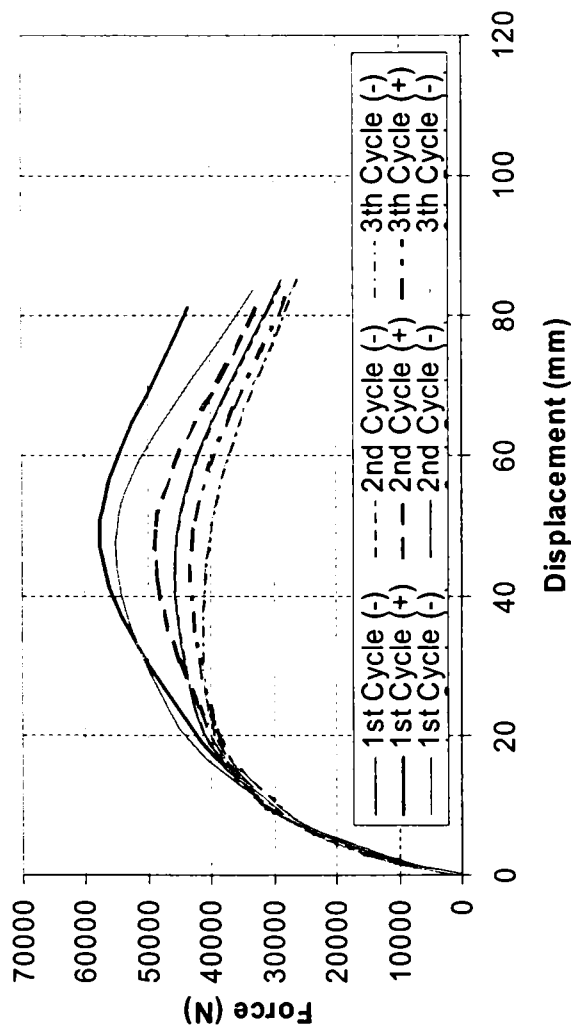
Top Displacement (II-2)



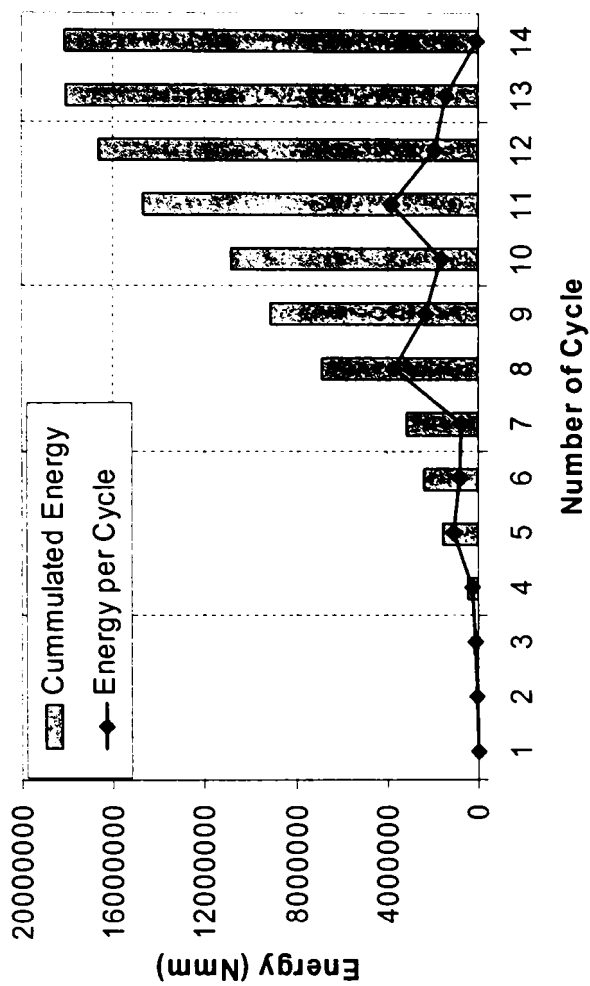
Envelopes vs. Cyclic Curve (II-2)



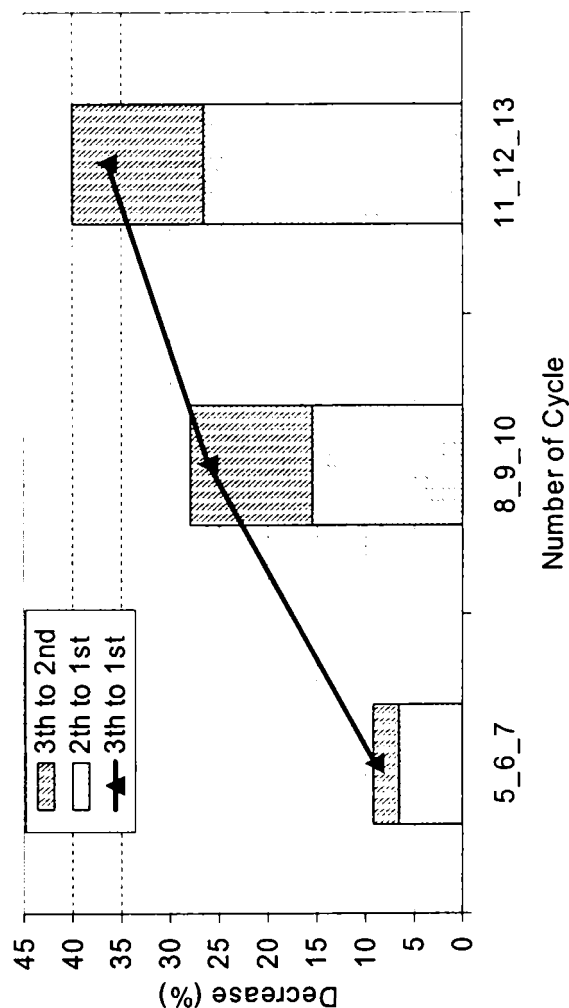
Envelope Curves - Negatives Mirrored (II-2)



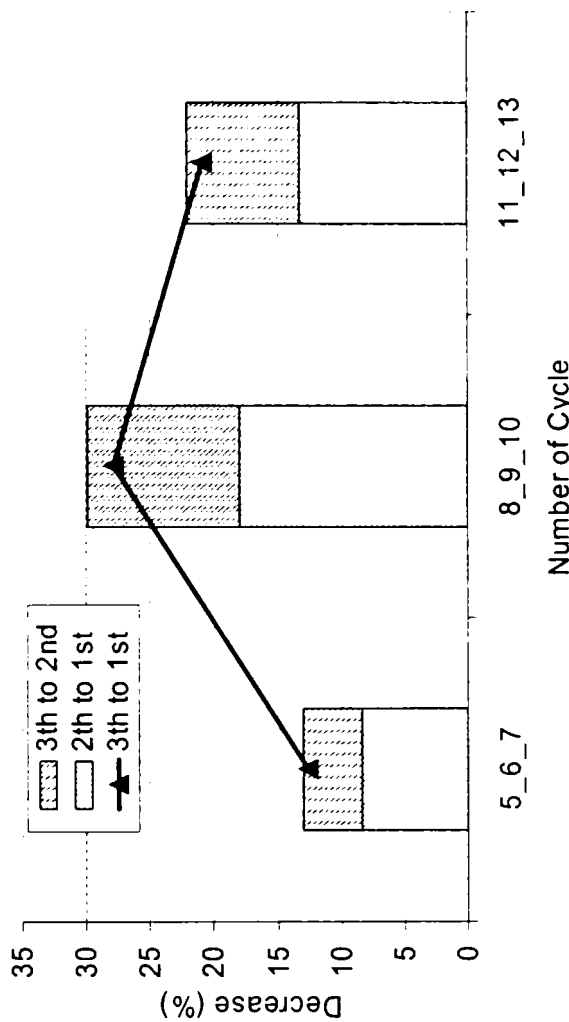
Energy Balance (II-2)



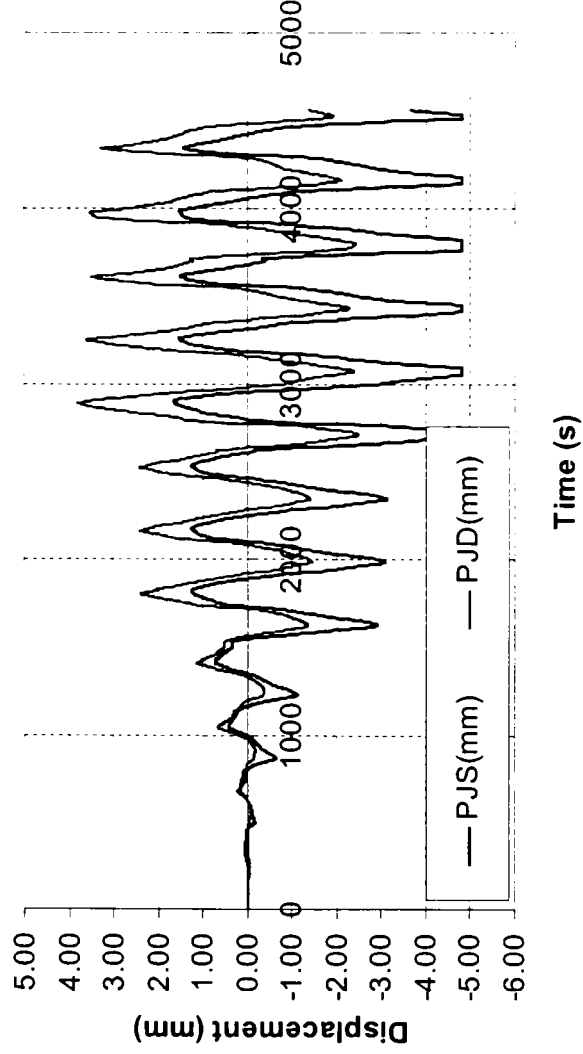
Force Decrease in Cycles - Positive (II-2)



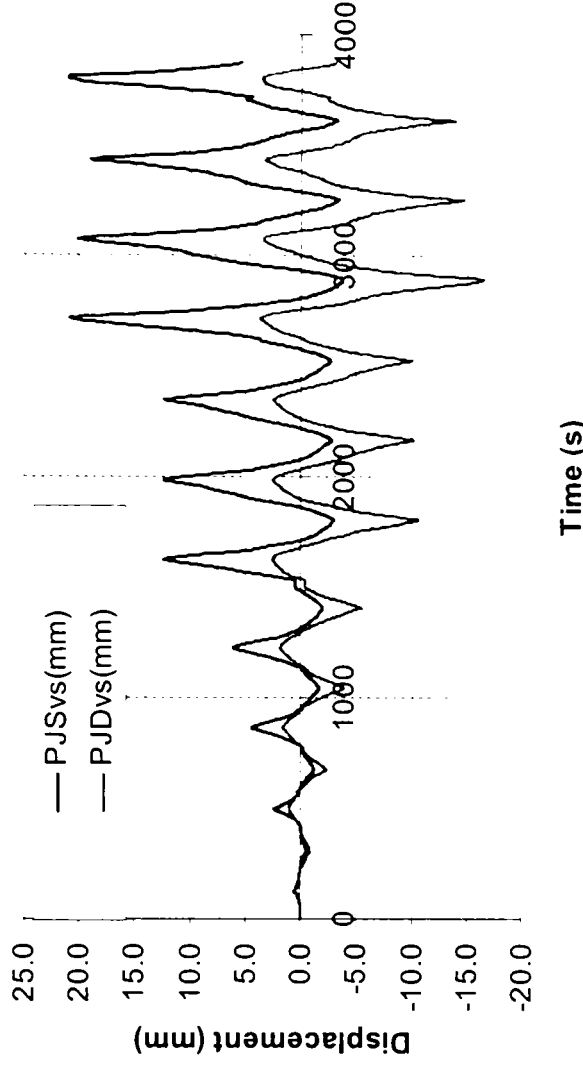
Force Decrease in Cycles - Negative (II-2)



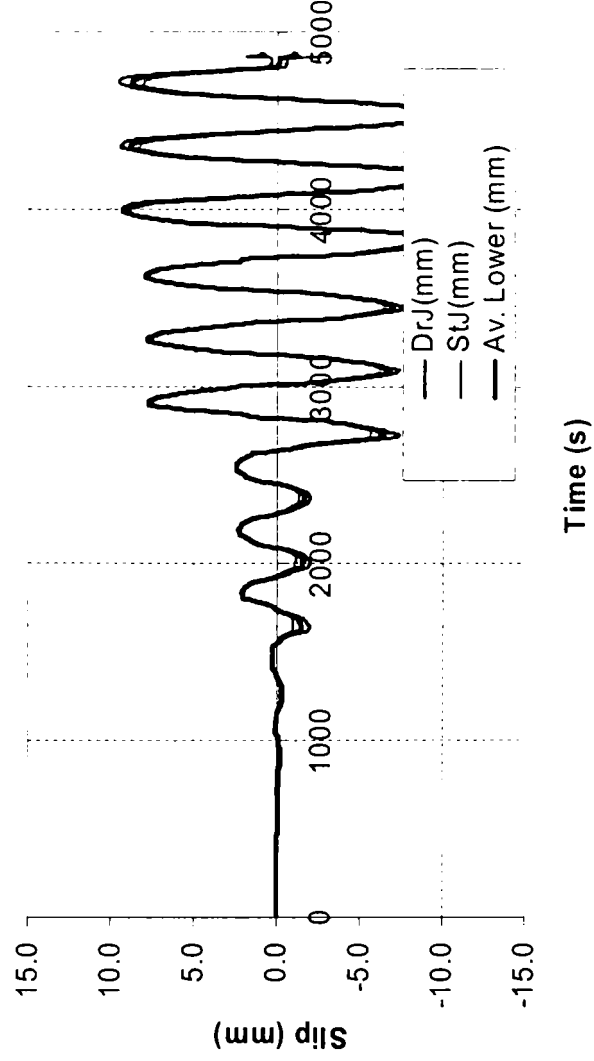
Bottom Slip vs. Time (II-2)



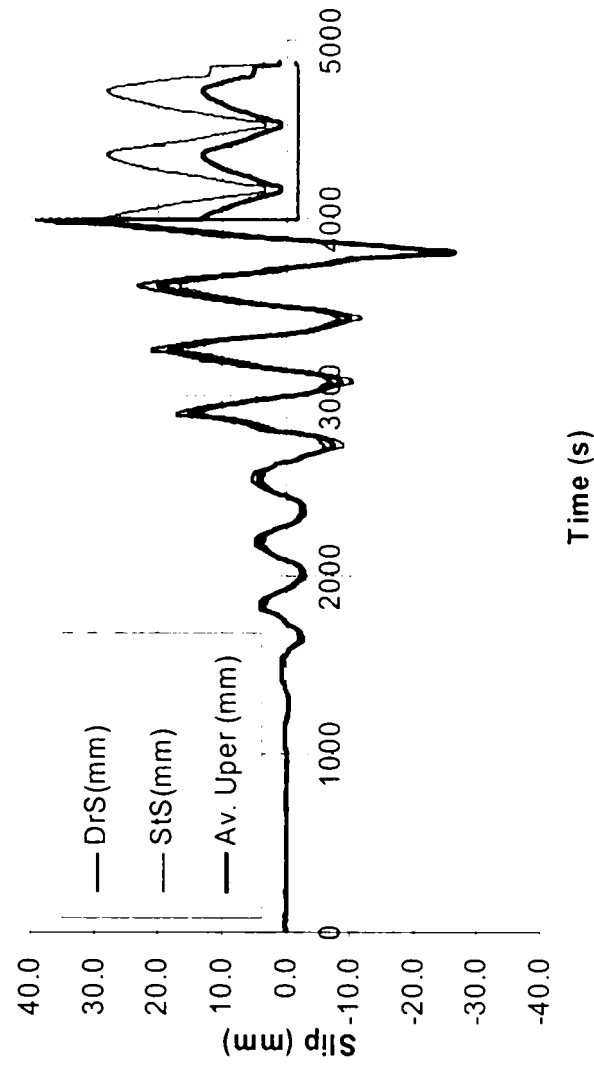
Vertical Displacement of Lower Corners (II-2)



Horizontal Slip in Lower Seam (II-2)



Horizontal Slip in Upper Seam (II-2)





# SPECIMEN II-3

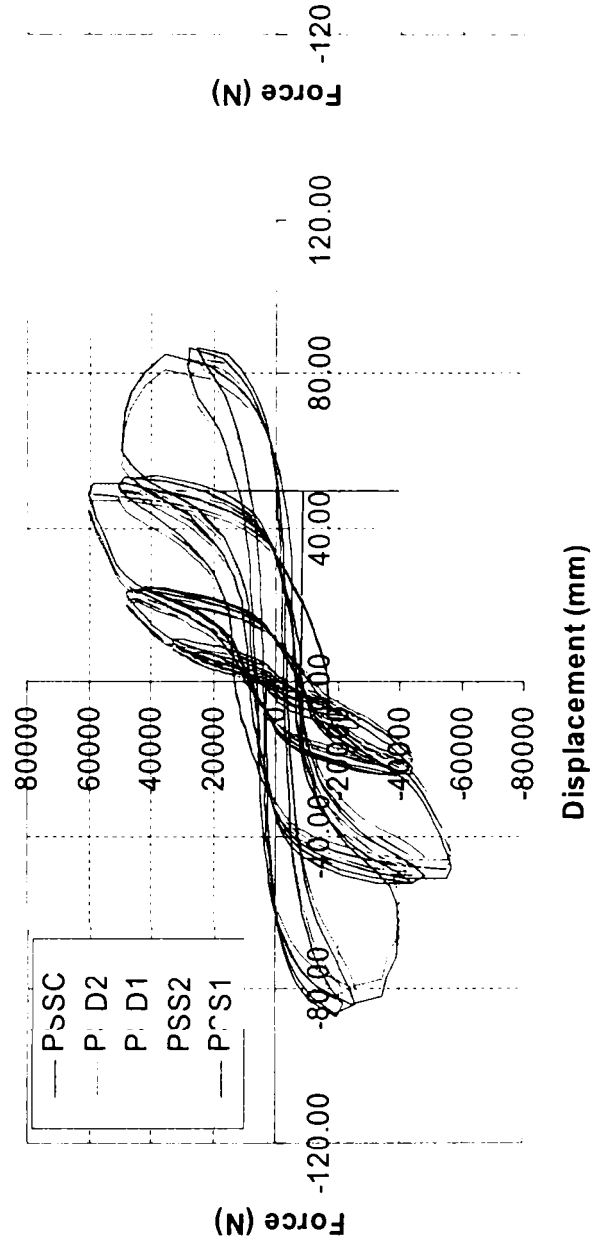
Interpretare Metoda I

Curba înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	3936.32	23389.8	5.94	47222.2	12.00	21.35	60034.2	50.76	47222.2	75.00	6.25	3446668	3258415
1 (-)	3522.15	22161.9	6.29	47111.1	13.38	25.14	56820.6	47.0	47111.1	64.00	4.78	2748961	2700040
3 (+)	3936.32	23389.8	5.94	36000.0	9.15	12.08	60034.2	53.1	36000.0	71.00	7.76	2660427	2391379
3 (-)	3522.15	22161.9	6.29	36444.4	10.35	13.35	56820.6	48.4	36444.4	63.00	6.09	2271169	2107451

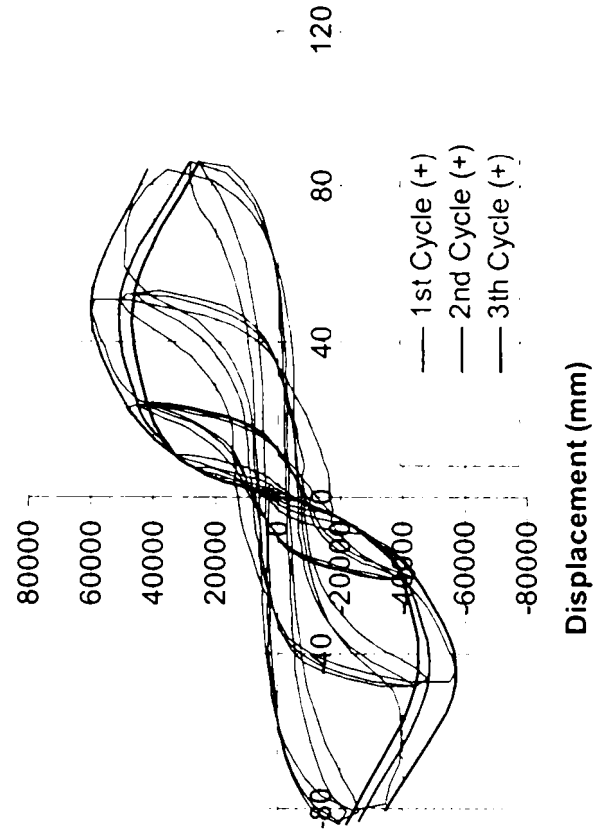
Interpretare Metoda II

Curba înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1 (+)	3936.32	23389.8	5.94	27339.5	7.80	12.95	30.15	67.38	50985.9	3119720	3105084	5.20	40022.8
1 (-)	3676.38	21297.5	5.79	24812.4	7.49	13.01	27.81	60.46	47821.4	2594091	2580494	4.65	37880.4
3 (+)	3936.32	23389.8	5.94	27339.5	7.80	10.65	16.02	59.84	41920.7	2274557	2285138	5.62	40022.8
3 (-)	3676.38	21297.5	5.79	24812.4	7.49	10.81	15.48	55.59	39734.3	2006745	1993994	5.14	37880.4

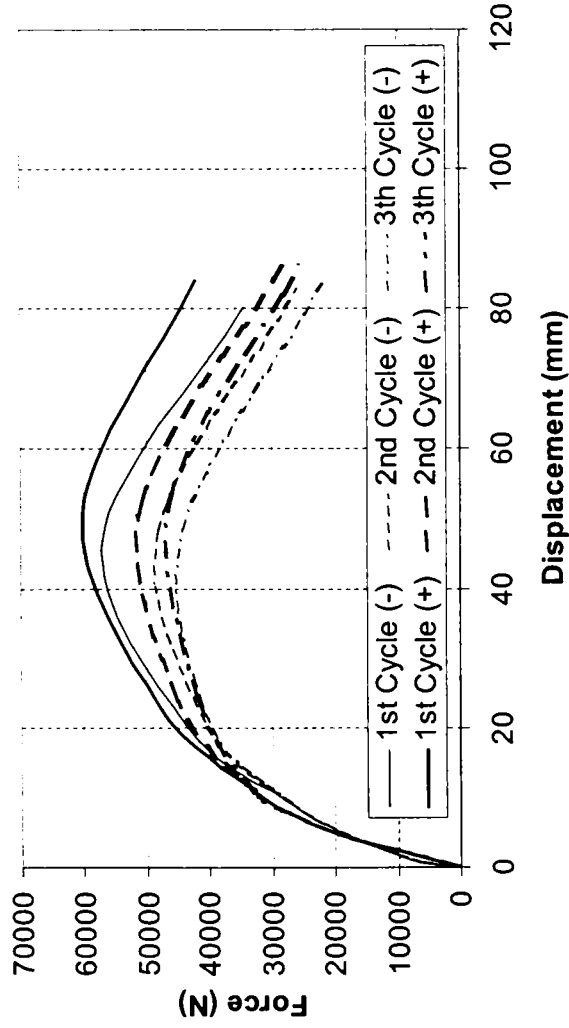
Top Displacement (II-3)



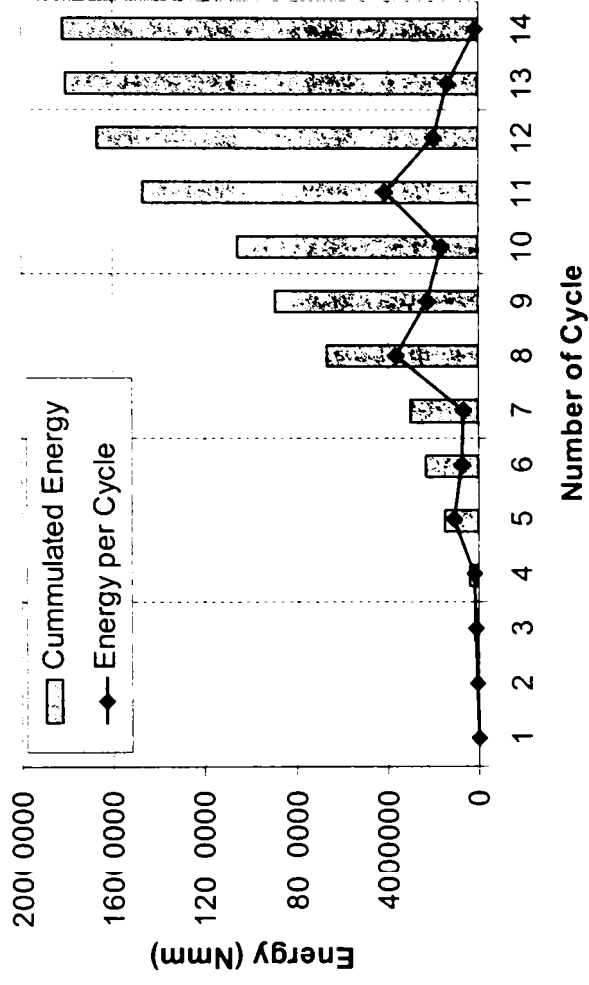
Envelopes vs. Cyclic Curve (II-3)



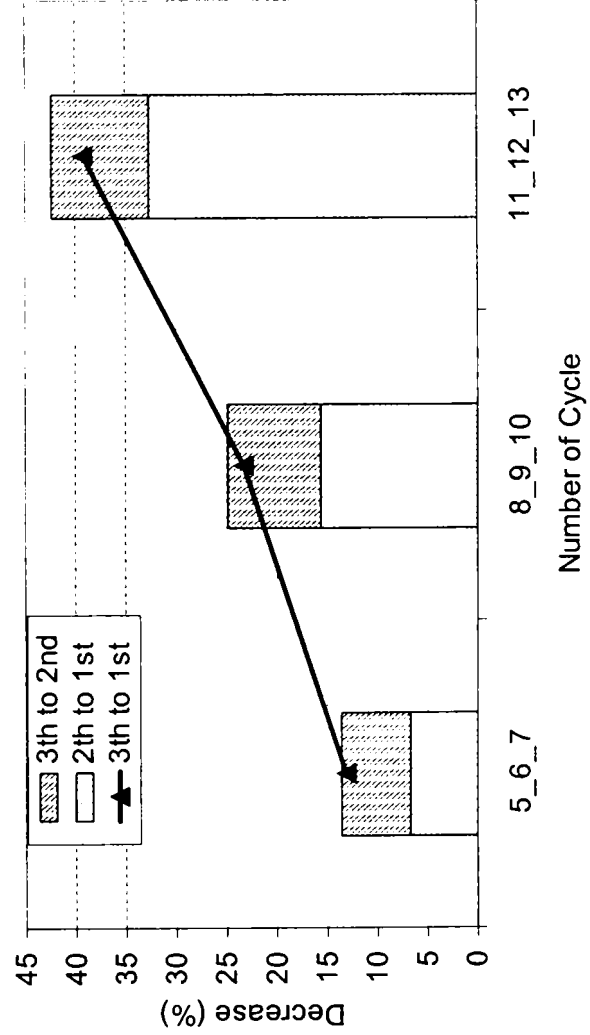
Envelope Curves - Negatives Mirrored (II-3)



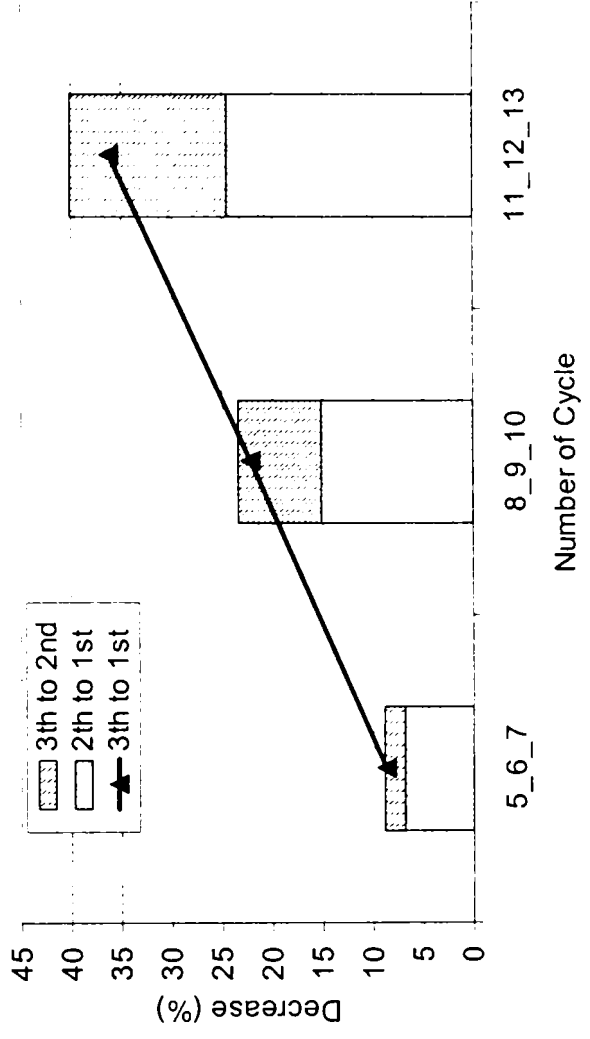
Energy Balance (II-3)



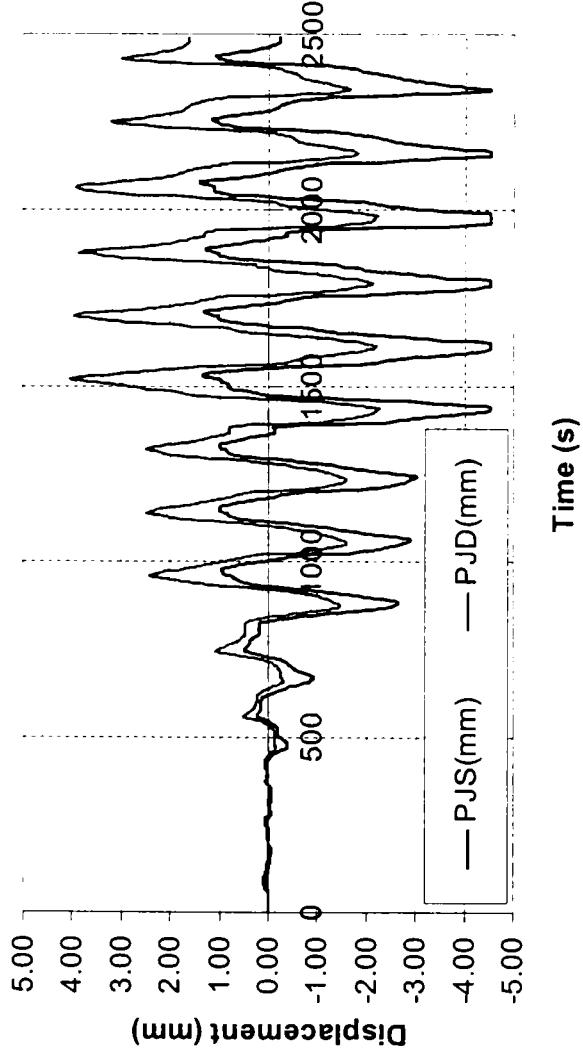
Force Decrease in Cycles - Positive (II-3)



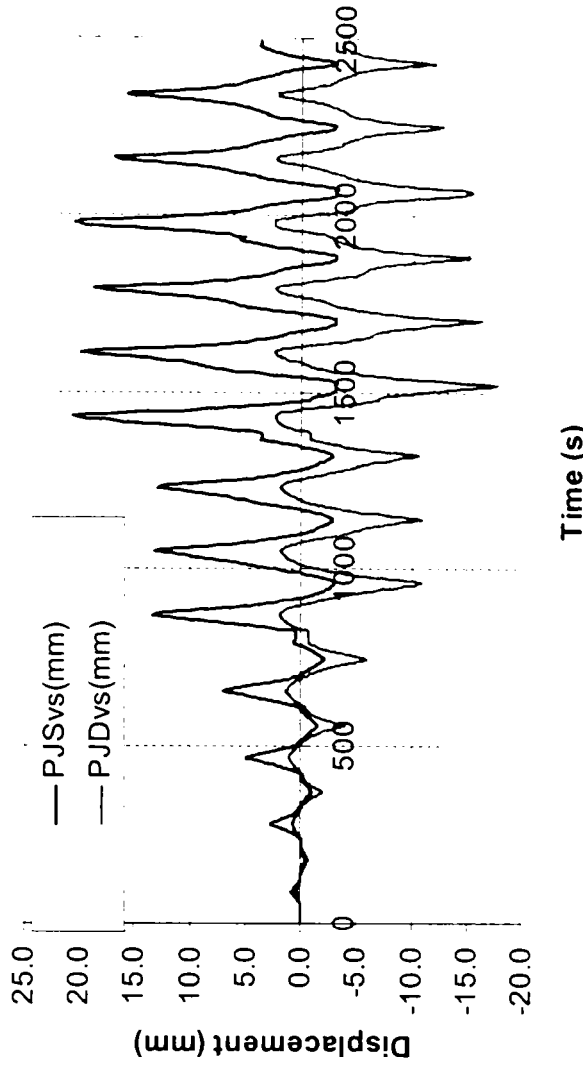
Force Decrease in Cycles - Negative (II-3)



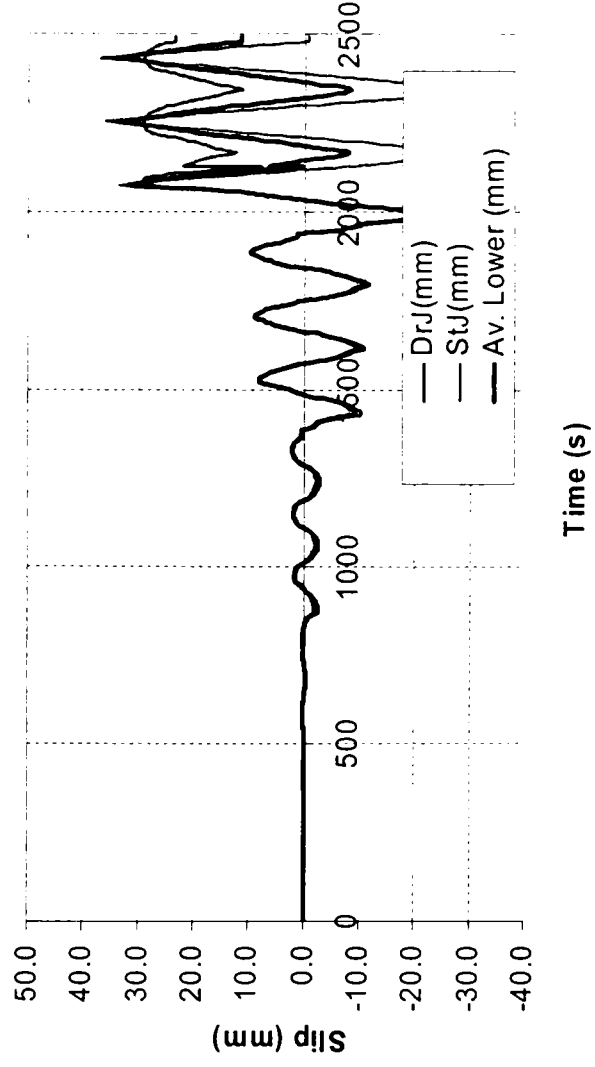
Bottom Slip vs. Time (II-3)



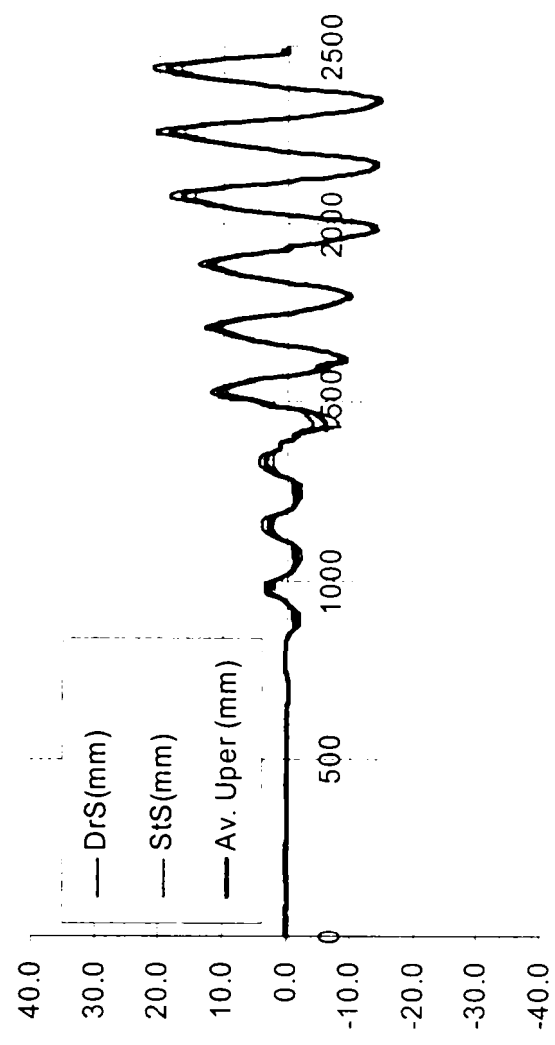
Vertical Displacement of Lower Corners (II-3)



Horizontal Slip in Lower Seam (II-3)



Horizontal Slip in Upper Seam (II-3)



# SERIA III

## SPECIMEN III-1

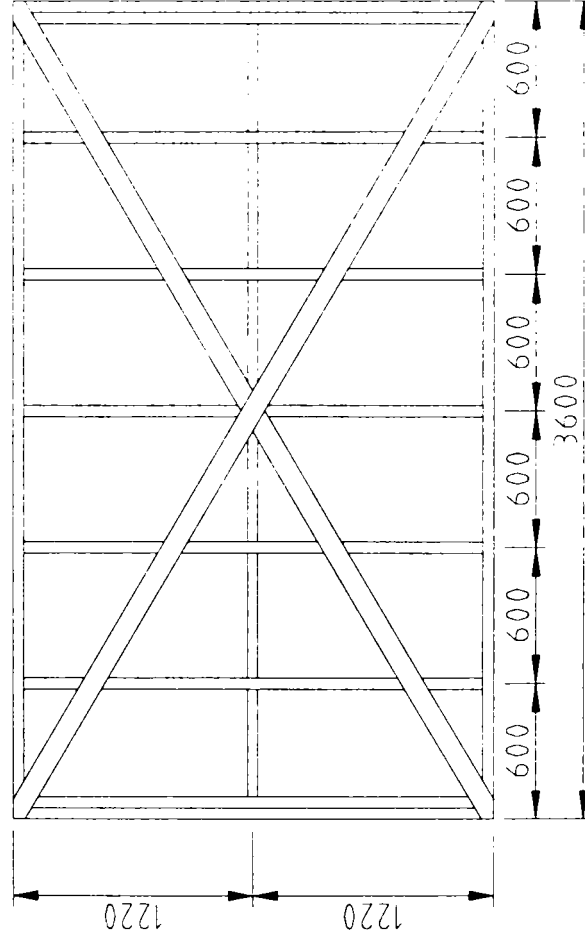
Interpr. tare Metoda I

$K_o$ (N/mm)	$F_{ei}$ (N)	$D_{ei}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
4071.7	21532.9	5.2	48333.3	11.87	16.86	55147.6	32.76	48333.3	37.6	3.17	1590753	1530459

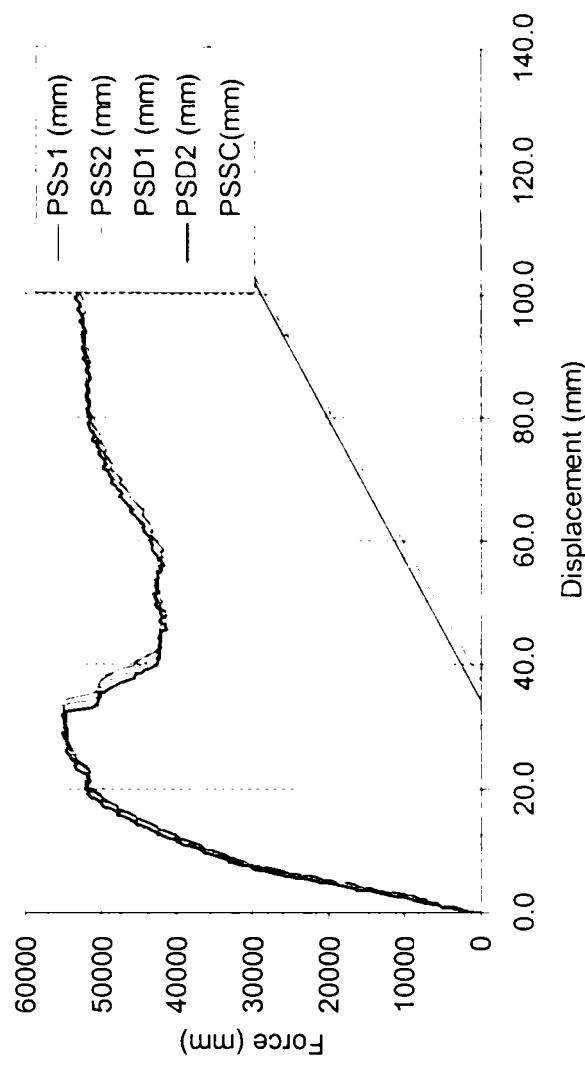
Interpretare Metoda II

$K_o$ (N/mm)	$F_{ei}$ (N)	$D_{ei}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
4187.5	25120.4	5.99	31980.0	8.1044	12.21	19.21	34.27	51139.5	1433474	1440070	2.81	36765.1

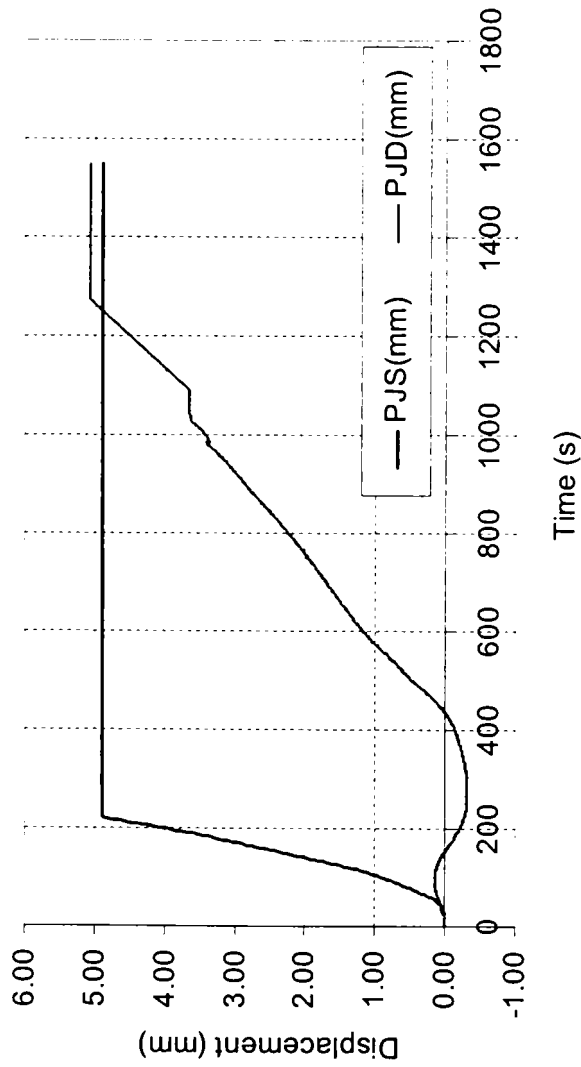
### Configuratia Panourilor din SERIA III



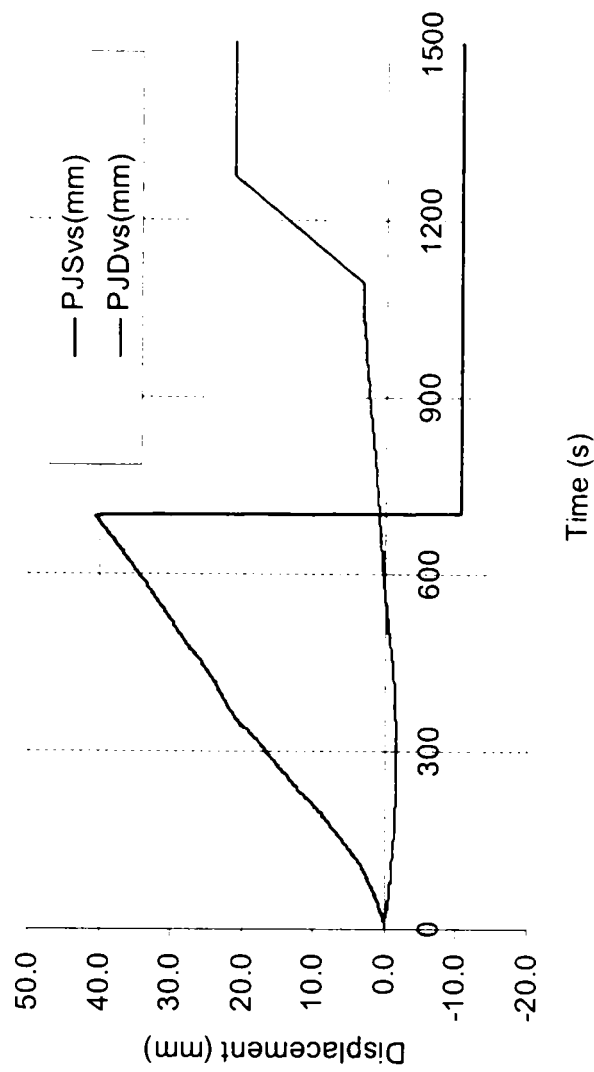
Top Displacement (III-1)



Bottom Slip vs. Time (III-1)



Vertical Displacement of Lower Corners (III-1)

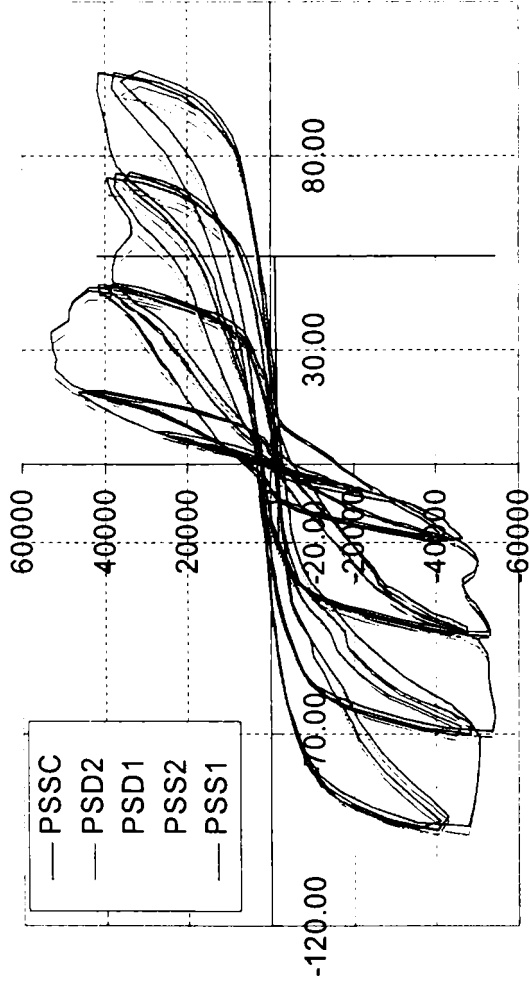


**SPECIMEN III-2**

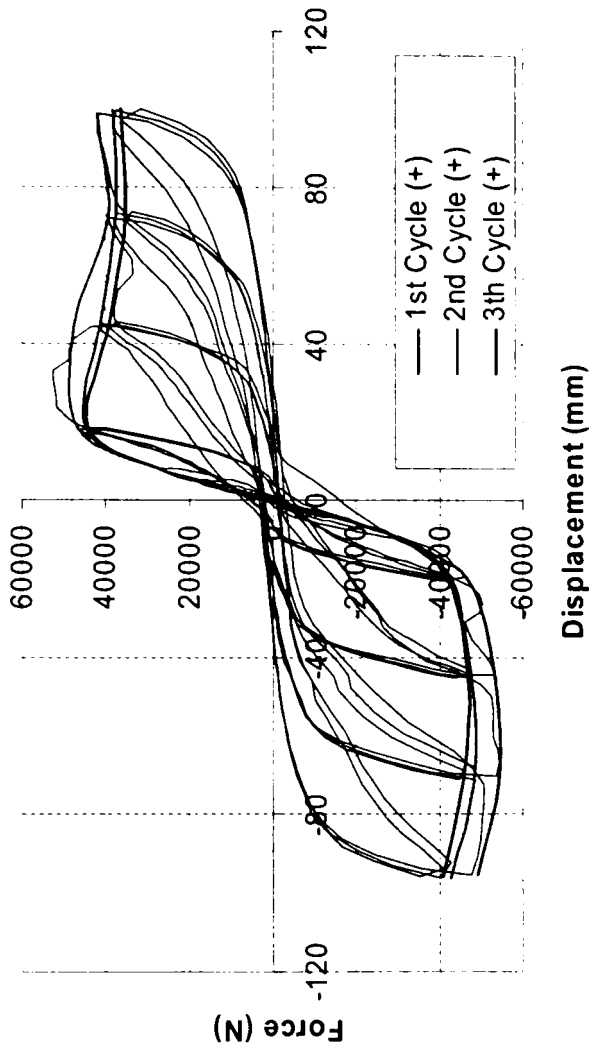
Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	F <sub>ei</sub> (N)	D <sub>ei</sub> (mm)	F <sub>int</sub> (N)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (mm)	F <sub>max</sub> (N)	D <sub>max</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	D <sub>u</sub> (mm)	Duct	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)
1 (+)	3619.1	19875.7	5.49	44444.4	12.28	16.22	52682.9	44.56	44444.4	55.50	4.52	2179177	2193765
1 (-)	3627.6	21120.3	5.82	44666.7	12.31	17.10	54364.9	44.49	44666.7	98.00	7.96	4469722	4102342
3 (+)	3619.1	19875.7	5.49	41666.7	11.51	14.39	52682.9	45.71	41666.7	34.50	3.00	1130572	1197645
3 (-)	3627.6	21120.3	5.82	39111.1	10.78	12.25	54364.9	45.29	39111.1	98.00	9.09	3918404	3622050

Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	F <sub>ei</sub> (N)	D <sub>ei</sub> (mm)	F <sub>300</sub> (N)	D <sub>300</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (r m)	D <sub>u</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)	Duct	2/3 F <sub>max</sub> (N)
1 (+)	3626.1	21398.0	5.90	27286.2	8.06	12.58	17.13	51.50	45599.5	2053625	2061783	4.10	35122.0
1 (-)	3627.6	21120.3	5.82	26626.8	7.82	13.90	25.94	89.15	50427.8	4142304	4144912	6.41	36243.3
3 (+)	3626.1	21398.0	5.90	27286.2	8.06	11.20	13.5 <sup>o</sup>	37.54	40602.5	1298084	1296903	3.35	35122.0
3 (-)	3627.6	21120.3	5.82	26626.8	7.82	12.10	16.0 <sup>o</sup>	80.86	43901.9	3282493	3284454	6.68	36243.3

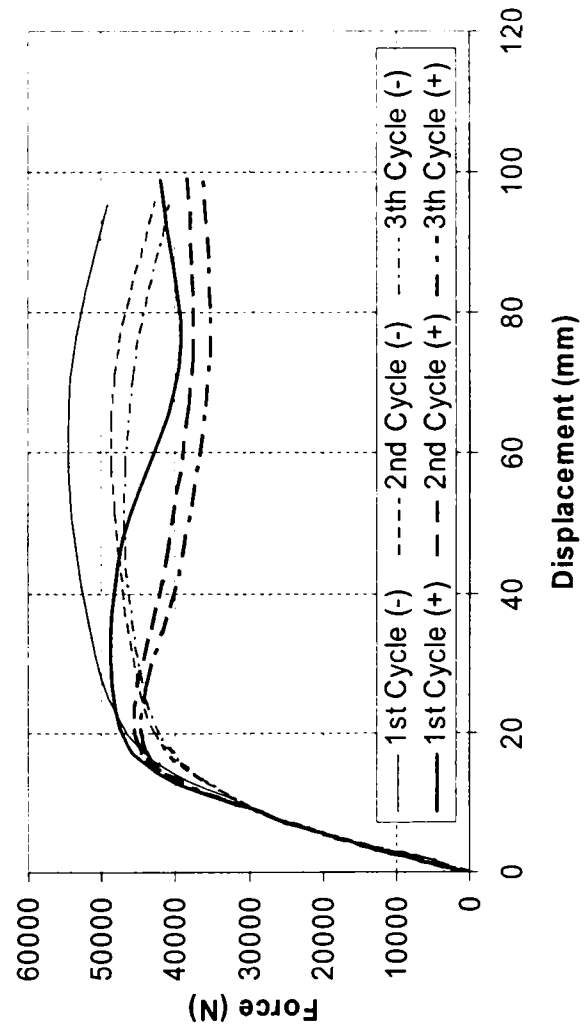
Top Displacement (III-2)



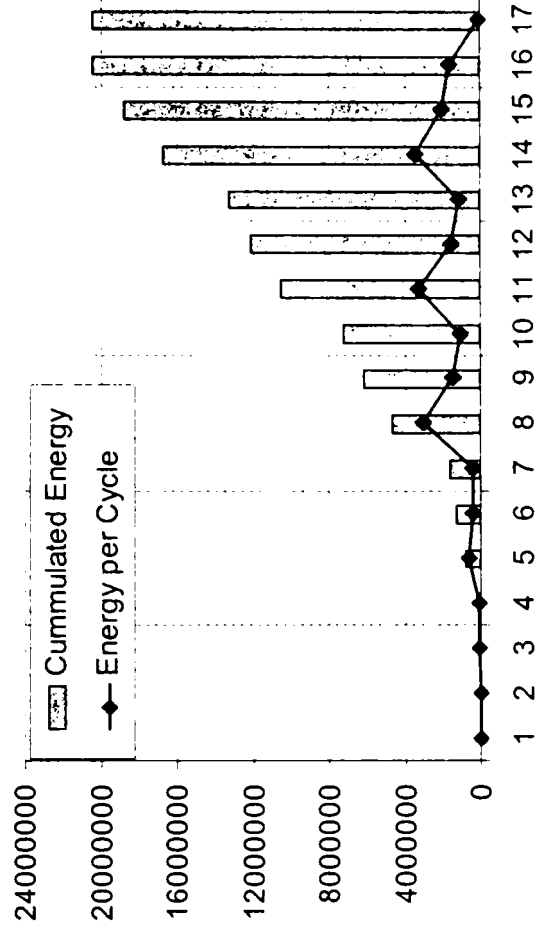
Envelopes vs. Cyclic Curve (III-2)



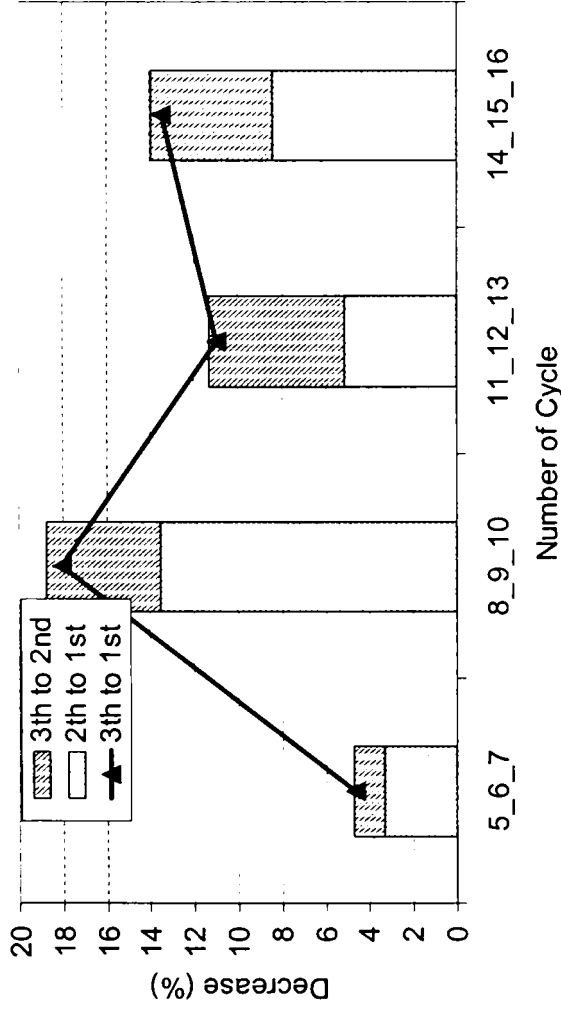
Envelope Curves - Negatives Mirrored (III-2)



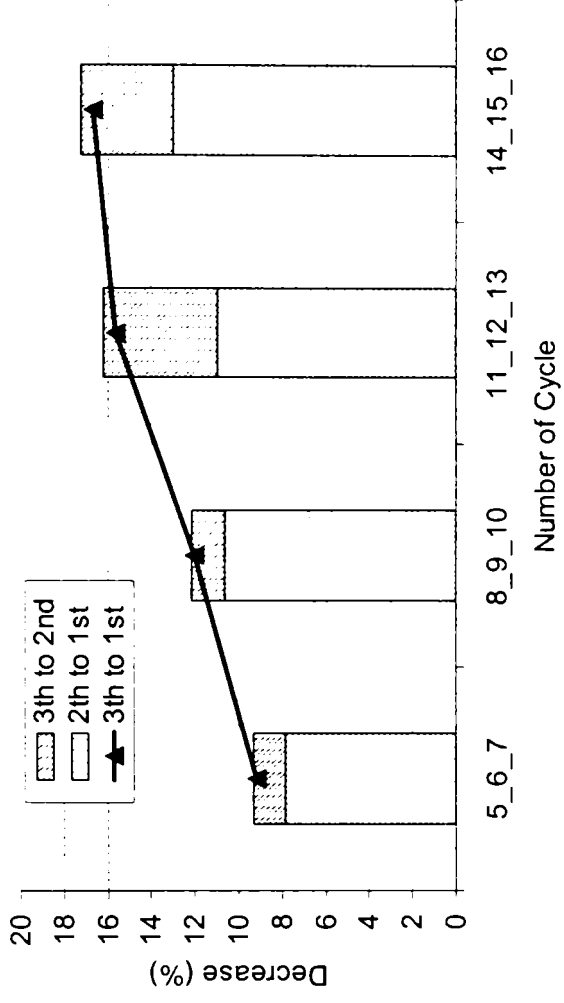
Energy Balance (III-2)



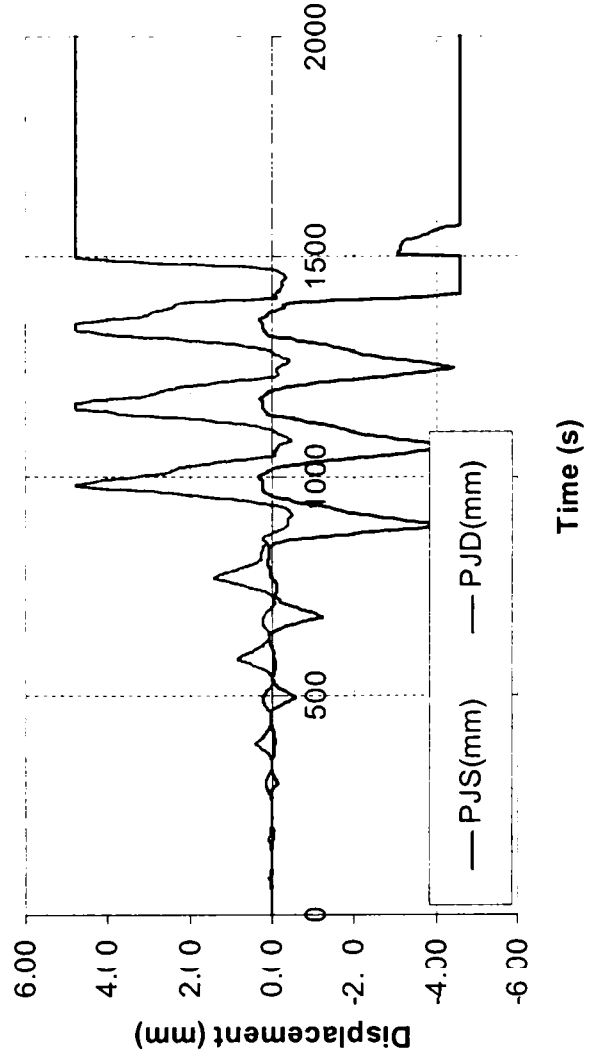
Force Decrease in Cycles - Pozitive (III-2)



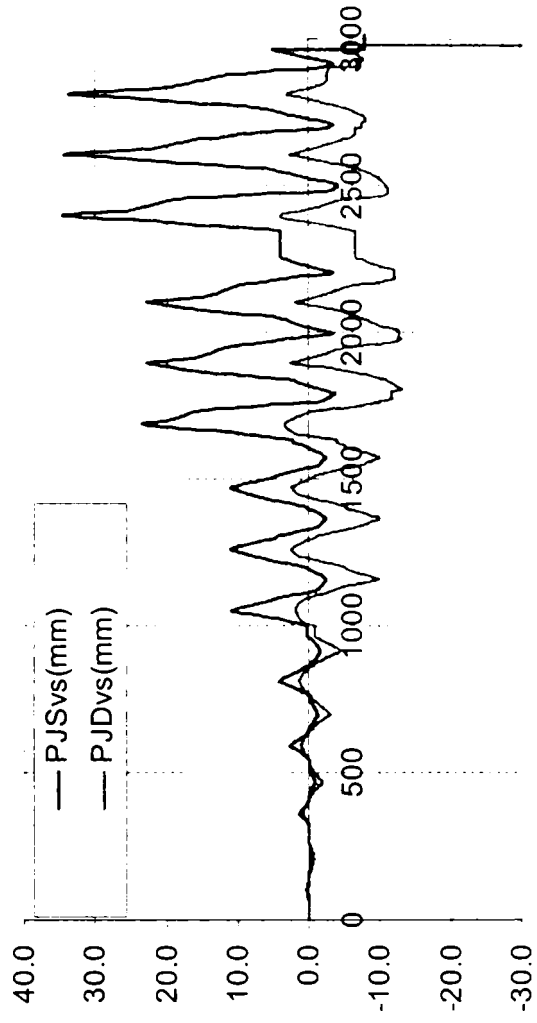
Force Decrease in Cycles - Negative (III-2)



Bottom Slip vs. Time (III-2)



Vertical Displacement of Lower Corners (III-2)



# SERIA IV

## SPECIMEN IV-1

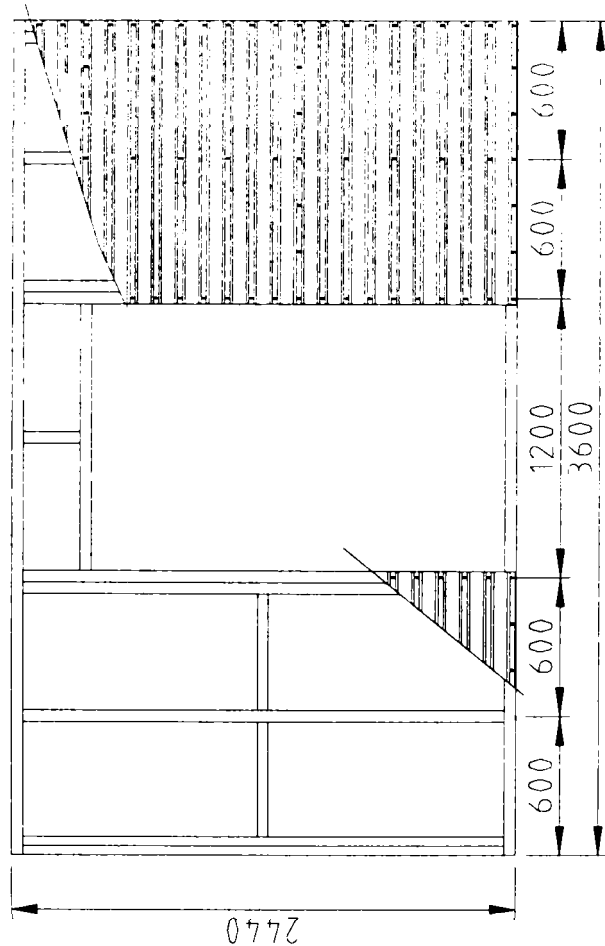
Interpretare Metoda I

$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1643.2	15837.6	9.64	33111.1	20.15	36.26	40220.2	68.60	33111.1	85	4.23	2601545	2480847

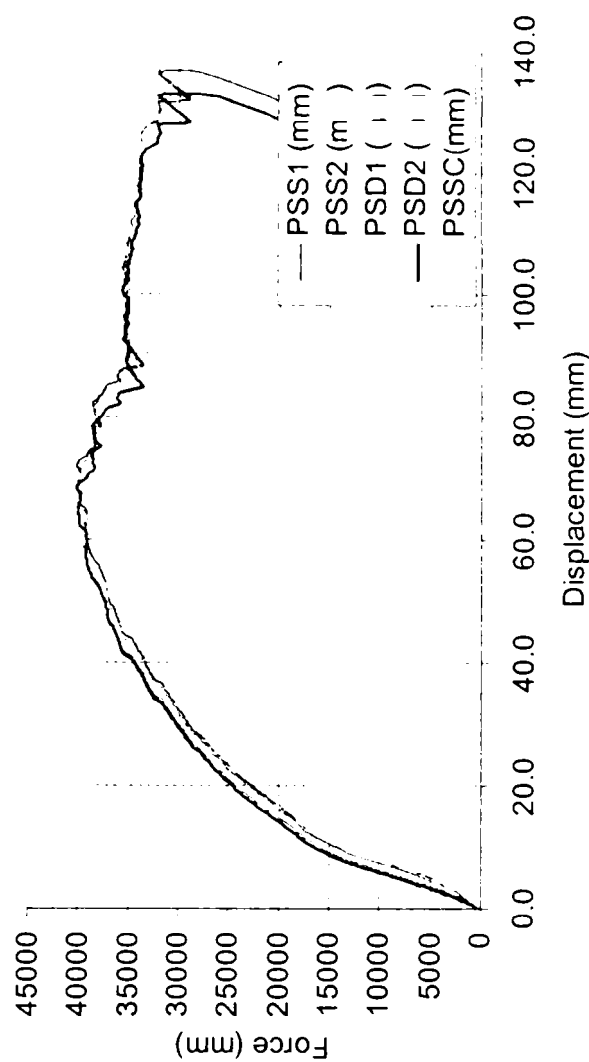
Interpretare Metoda II

$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1598.3	9349.6	5.85	13723.8	8.10	22.23	41.67	84.15	35532.7	2591079	2595103	3.78	26813.4

## Configuratia Panourilor din SERIA IV

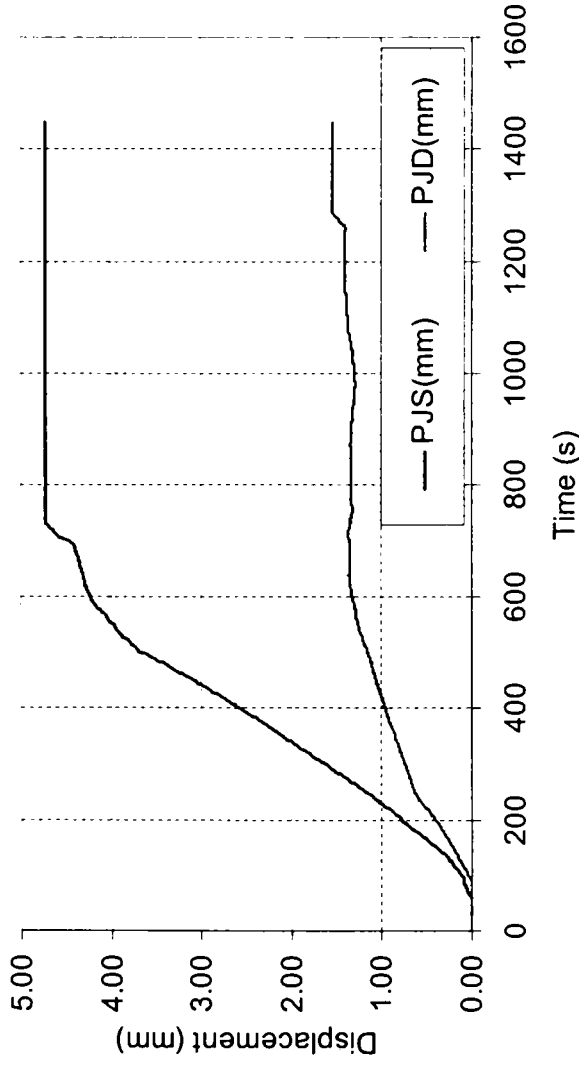


Top Displacement (IV-1)

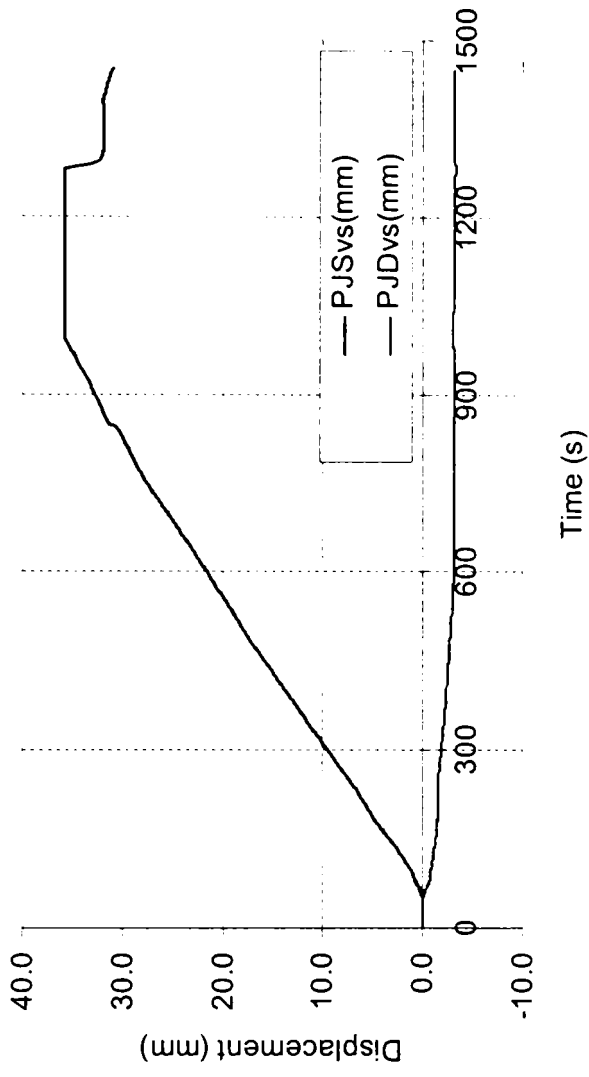




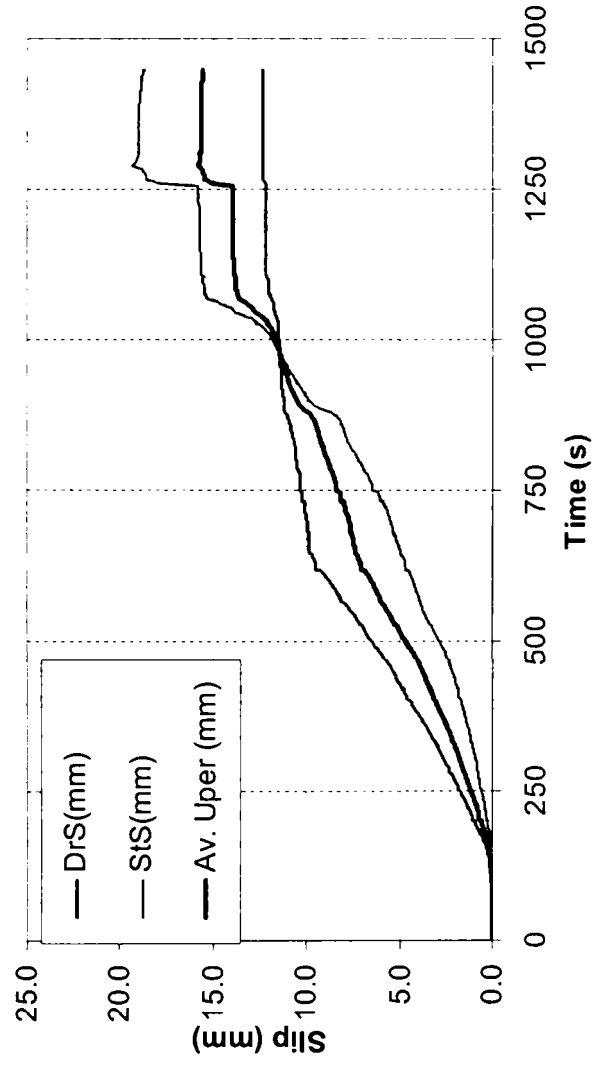
Bottom Slip vs. Time (IV-1)



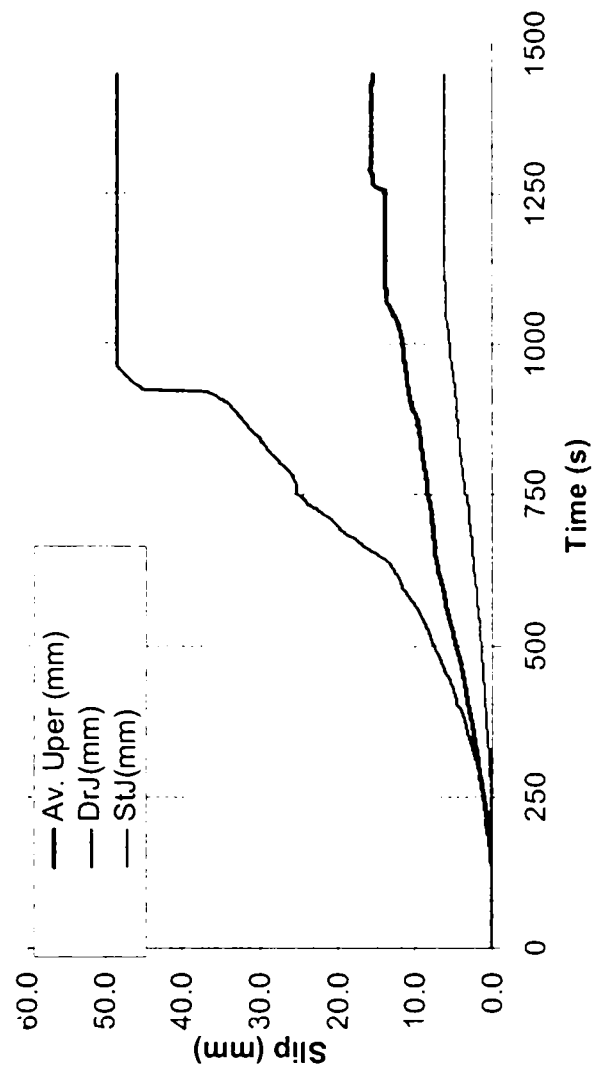
Vertical Displacement of Lower Corners (IV-1)



Horizontal Slip in Upper Seam (IV-1)



Horizontal Slip in Seams (IV-1)



**SPECIMEN IV-2**

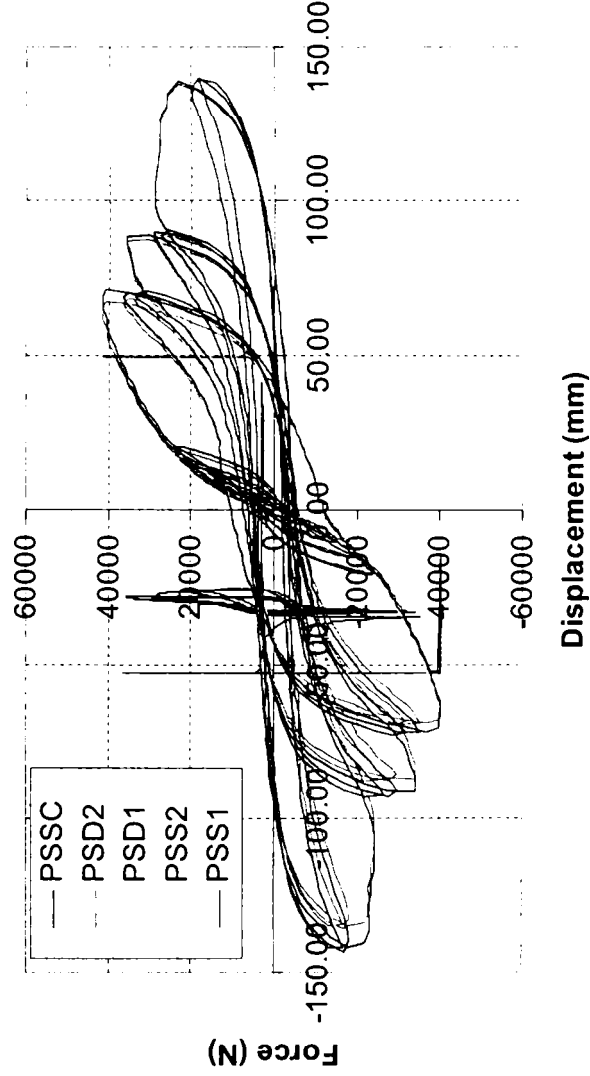
Interpretare Metoda I

Curba înfăș.	$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	1669.8	14045.1	8.41	31777.8	19.03	32.56	35128.9	42.03	31777.8	111.00	5.83	3266858	3224960
1 (-)	1648.8	13962.6	8.47	31444.4	19.07	32.54	34981.1	43.73	31444.4	104.00	5.45	2992466	2970390
3 (+)	1669.8	14045.1	8.41	25000.0	14.97	21.06	35128.9	90.45	25000.0	105.00	7.01	2530420	2437856
3 (-)	1648.8	13962.6	8.47	24444.4	14.83	19.86	34981.1	91.17	24444.4	104.00	7.02	2499238	2361026

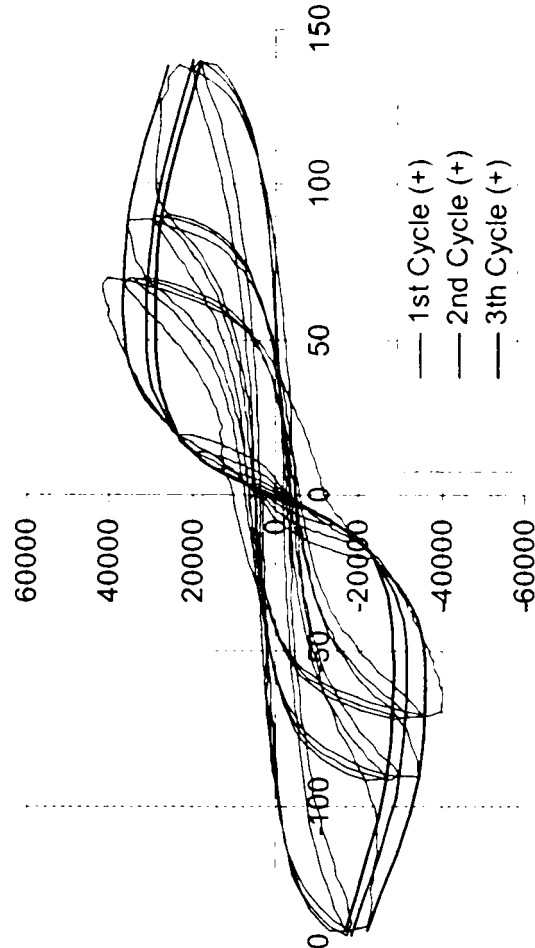
Interpretare Metoda II

Curba înfăș.	$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	2/3 $F_{max}$ (N)
1 (+)	1837.9	11032.8	6.00	13490.3	7.83	17.83	34.43	103.72	32768.5	3105541	3106784	5.82	23419.2
1 (-)	1808.9	10953.4	6.06	13318.1	7.95	17.61	34.39	100.08	31849.7	2914674	2907076	5.68	23320.7
3 (+)	1837.9	11032.8	6.00	13490.3	7.83	14.56	22.99	92.91	26756.3	2276895	2291063	6.38	23419.2
3 (-)	1808.9	10953.4	6.06	13318.1	7.95	14.40	21.95	93.60	26046.7	2255925	2250330	6.50	23320.7

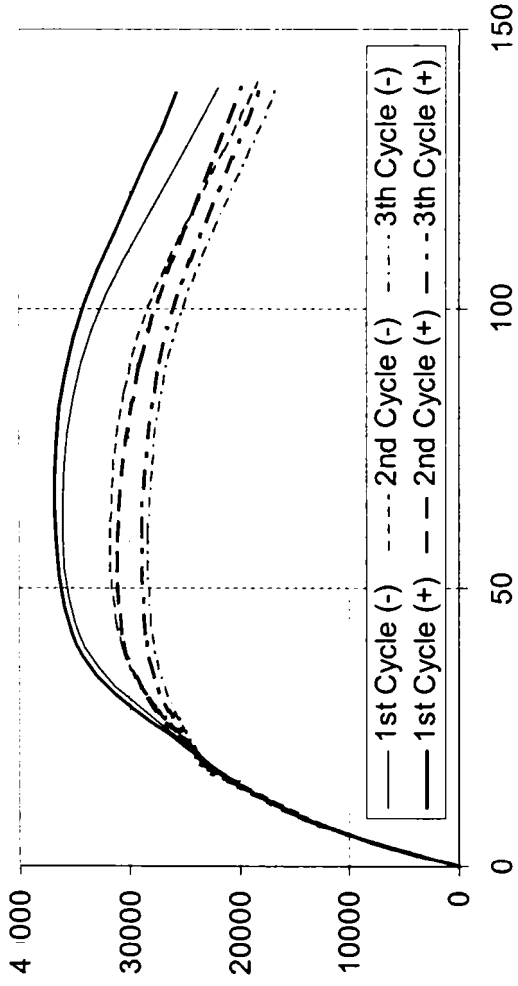
Top Displacement (IV-2)



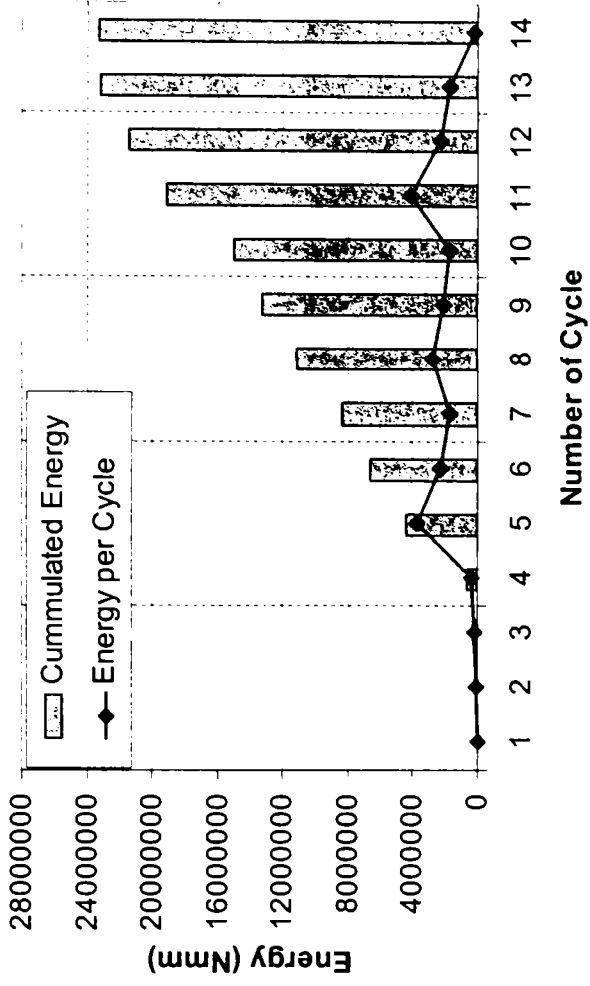
Envelopes vs. Cyclic Curve (IV-2)- Corrected



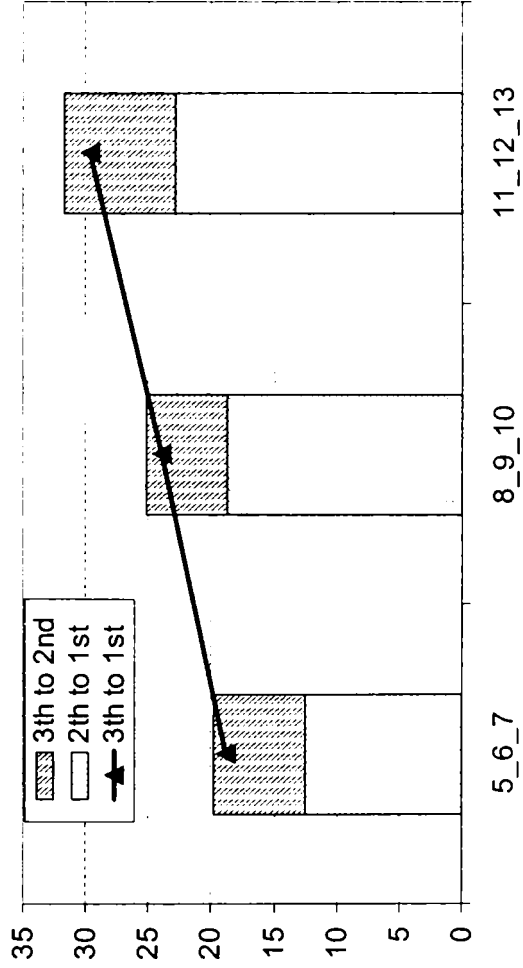
Envelope Curves - Negatives Mirrored (IV-2)  
Corrected



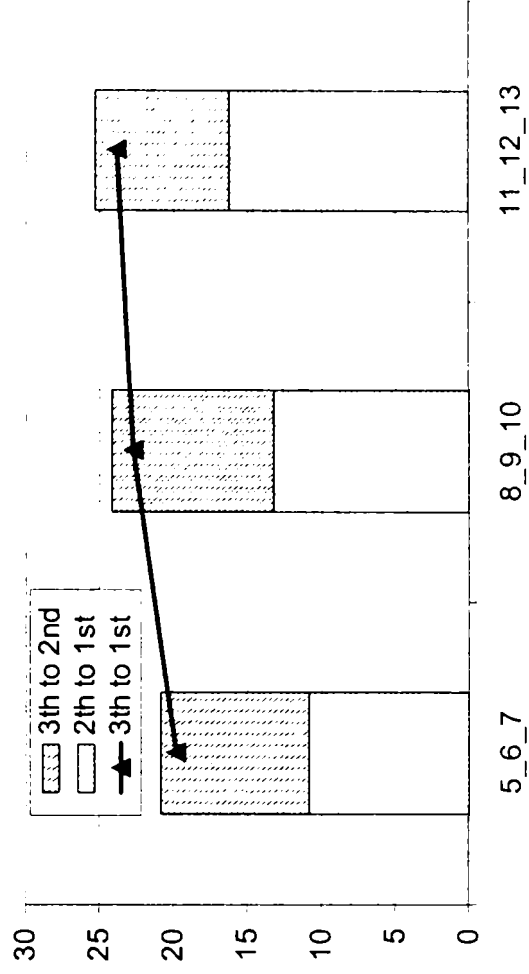
Energy Balance (IV-2)



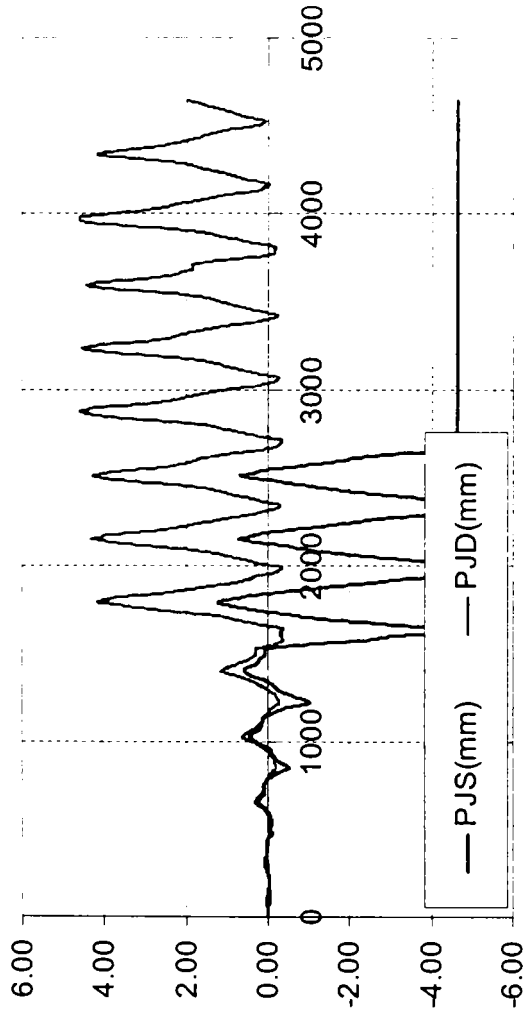
Force Decrease in Cycles - Positive (IV-2)



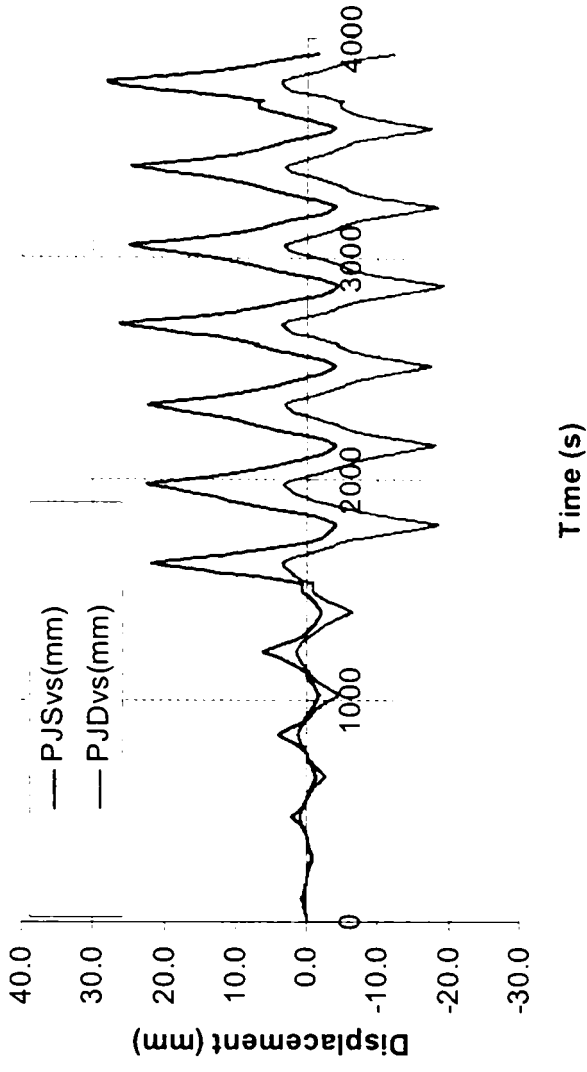
Force Decrease in Cycles - Negative (IV-2)



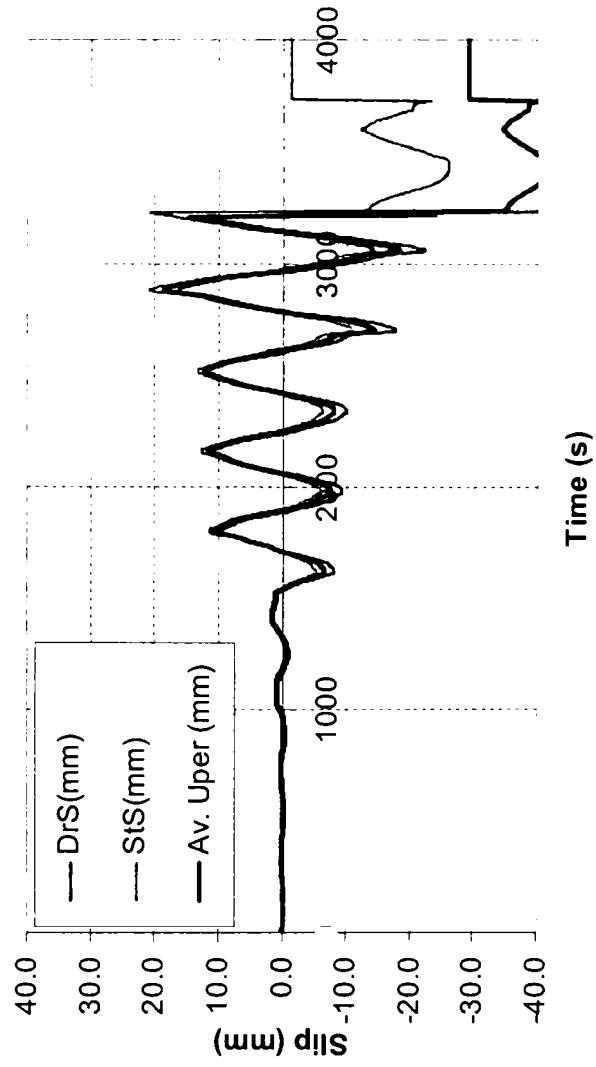
Bottom Slip vs. Time (IV-2)



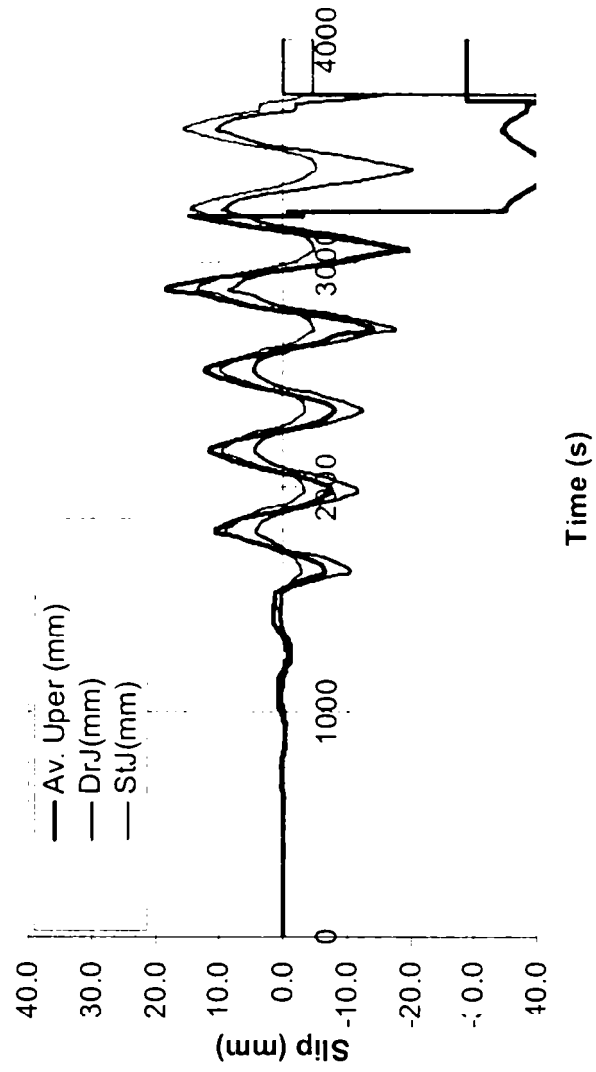
Vertical Displacement of Lower Corners (IV-2)



Horizontal Slip in Upper Seam (IV-2)



Horizontal Slip in Seams (IV-2)



**SPECIMEN IV-3**

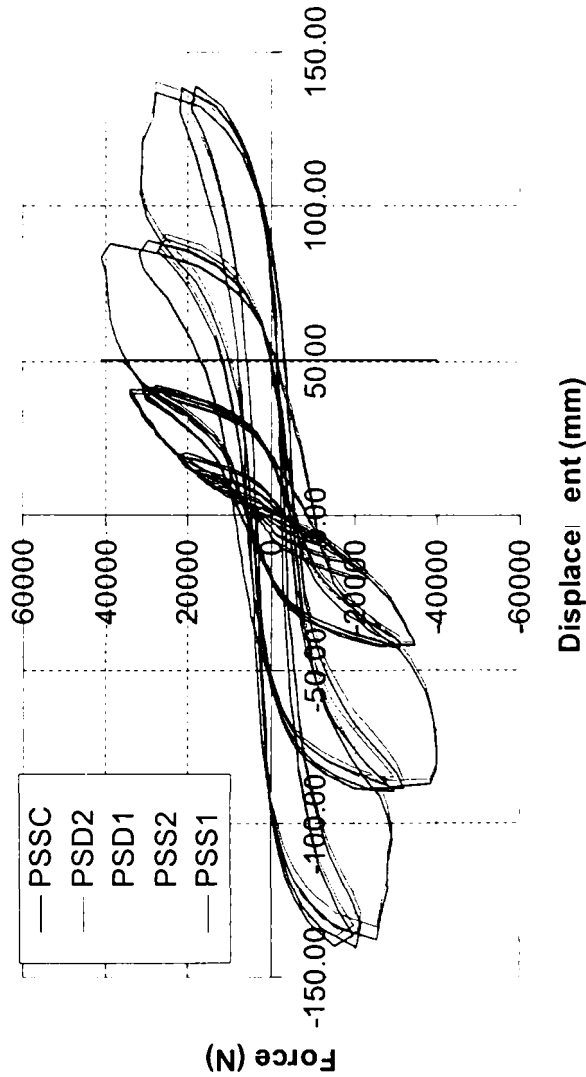
Interpretare Metoda I

Curba Înfaș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	1388.0	15626.1	11.26	33888.9	24.42	38.08	40843.	87.88	33888.9	119.00	4.87	3727287	3619078
1 (-)	1480.6	15199.1	10.27	32277.8	21.80	34.61	40026.6	87.31	32277.8	116.00	5.32	3518220	3392391
3 (+)	1388.0	15626.1	11.26	26444.4	19.05	24.89	40843.	89.95	26444.4	96.50	5.07	2316137	2299983
3 (-)	1480.6	15199.1	10.27	26777.8	18.09	23.28	40026.6	88.35	26777.8	105.00	5.81	2659357	2569521

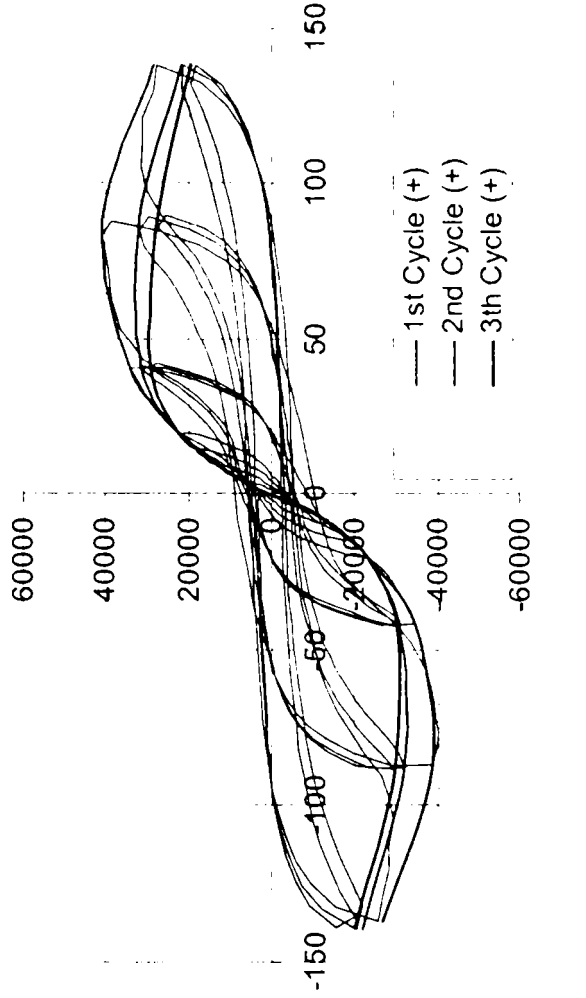
Interpretare Metoda II

Curba Înfaș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	2/3 $F_{max}$ (N)
1 (+)	1616.7	9374.3	5.80	11960.1	7.97	21.48	40.47	112.86	34730.9	3556822	3546507	5.25	27228.7
1 (-)	1801.9	10305.0	5.72	12710.8	7.89	18.71	39.36	107.16	33719.6	3273807	3298030	5.73	26684.4
3 (+)	1616.7	9374.3	5.80	11960.1	7.97	16.64	24.89	92.35	26908.7	2252055	2260946	5.55	27228.7
3 (-)	1801.9	10305.0	5.72	12710.8	7.89	15.28	25.28	98.54	27537.2	2521522	2503044	6.45	26684.4

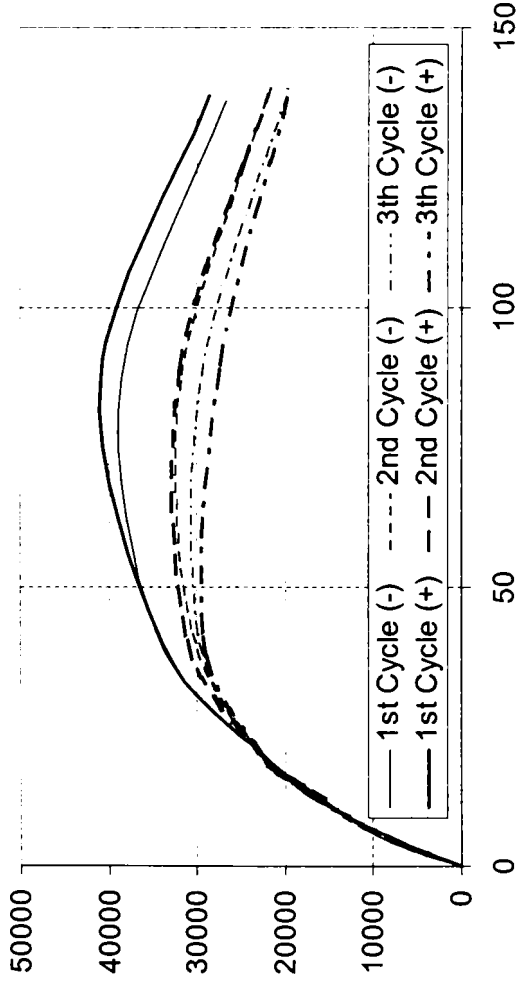
Top Displacement (IV-3)



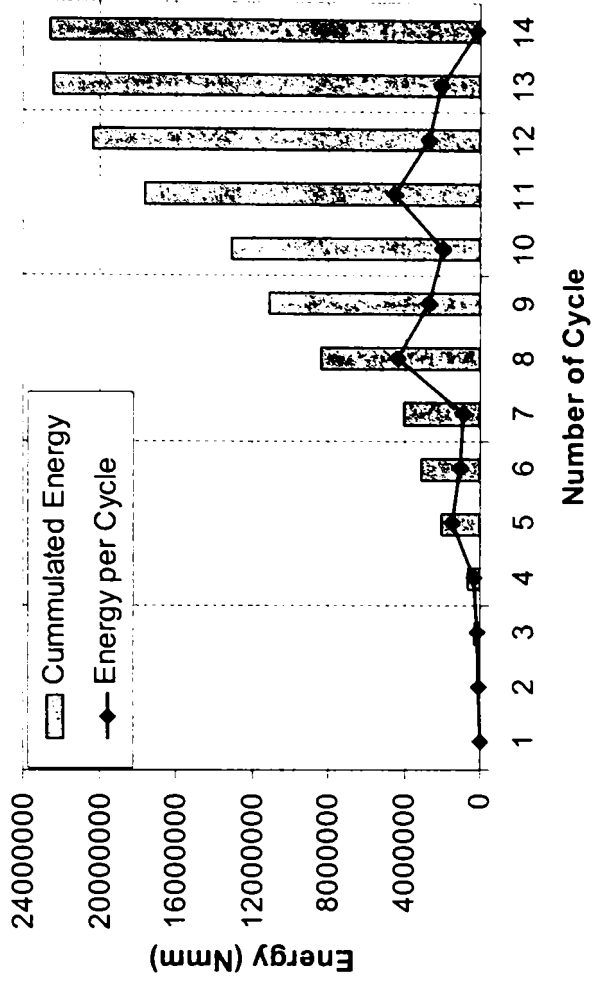
Envelopes vs. Cyclic Curve (IV-3)



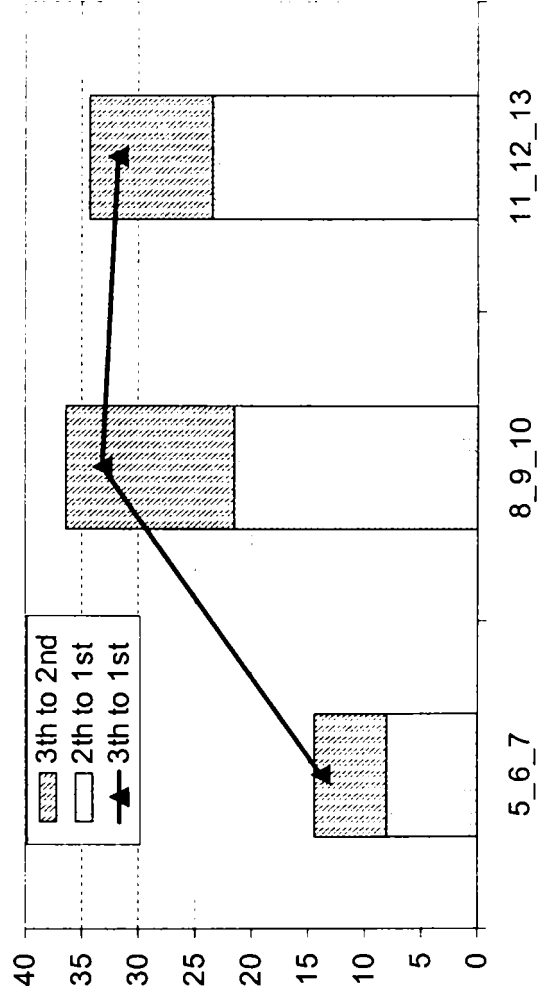
Envelope Curves - Negatives Mirrored (IV-3)



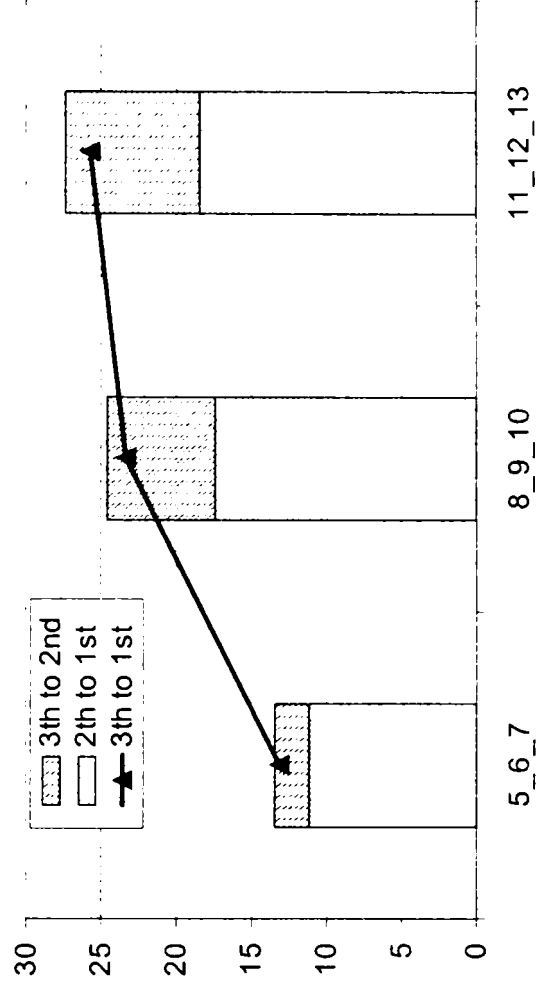
Energy Balance (IV-3)



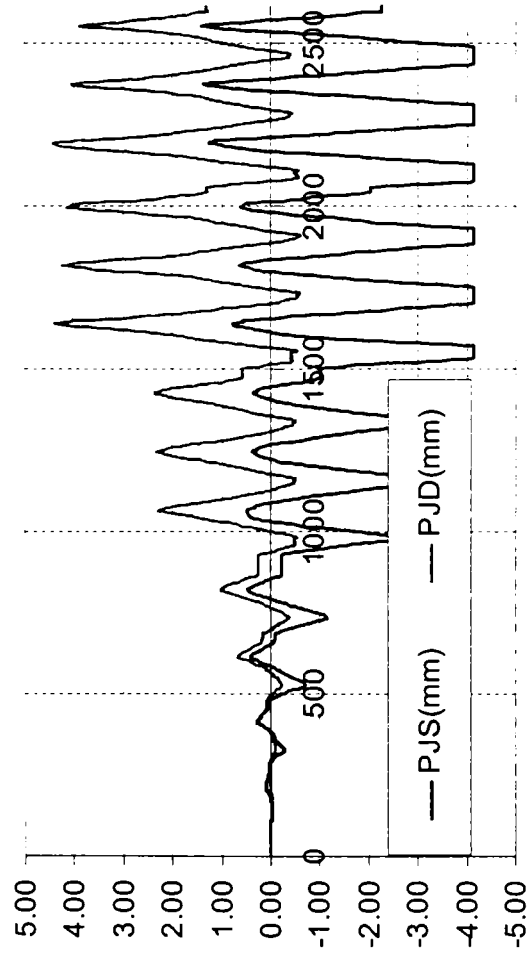
Force Decrease in Cycles - Positive (IV-3)



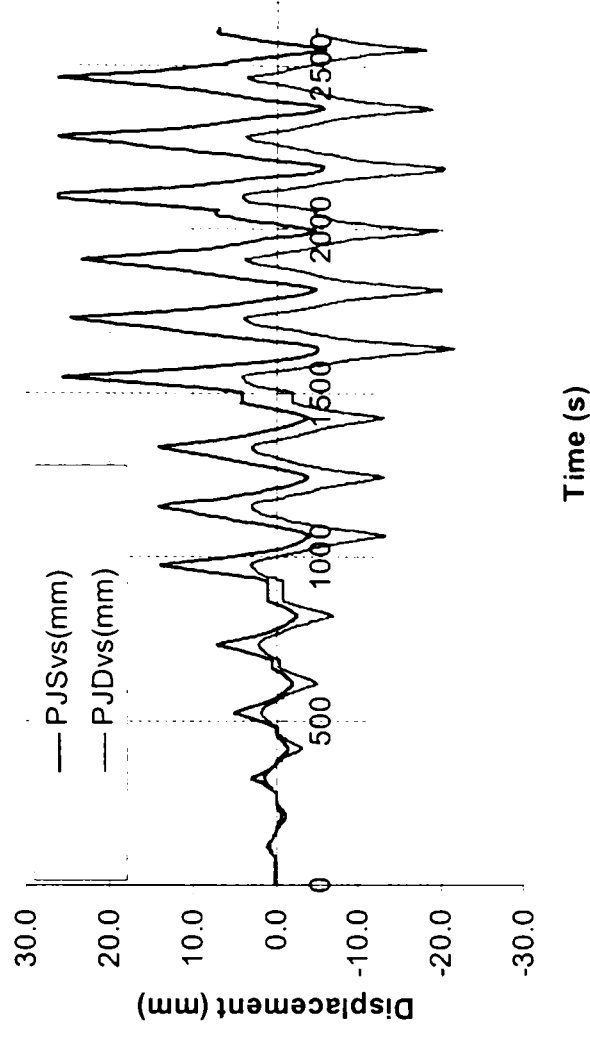
Force Decrease in Cycles - Negative (IV-3)



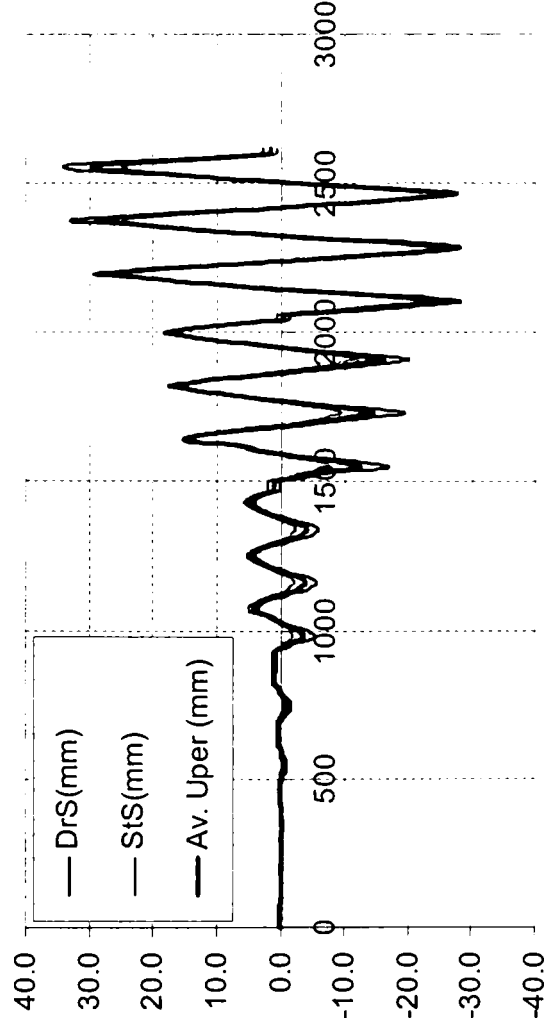
Bottom Slip vs. Time (IV-3)



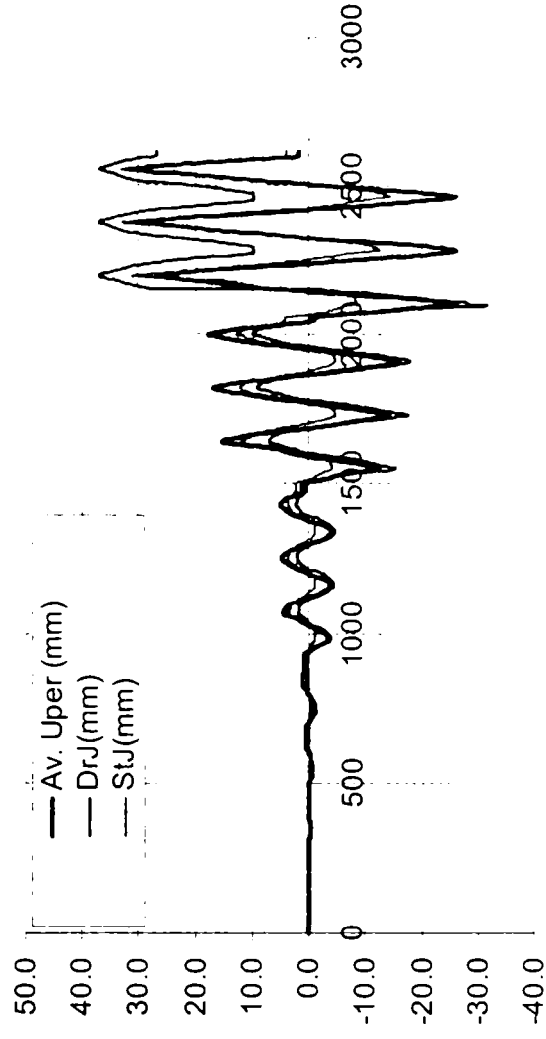
Vertical Displacement of Lower Corners (IV-3)



Horizontal Slip in Upper Seam (IV-3)



Horizontal Slip in Seams (IV-3)



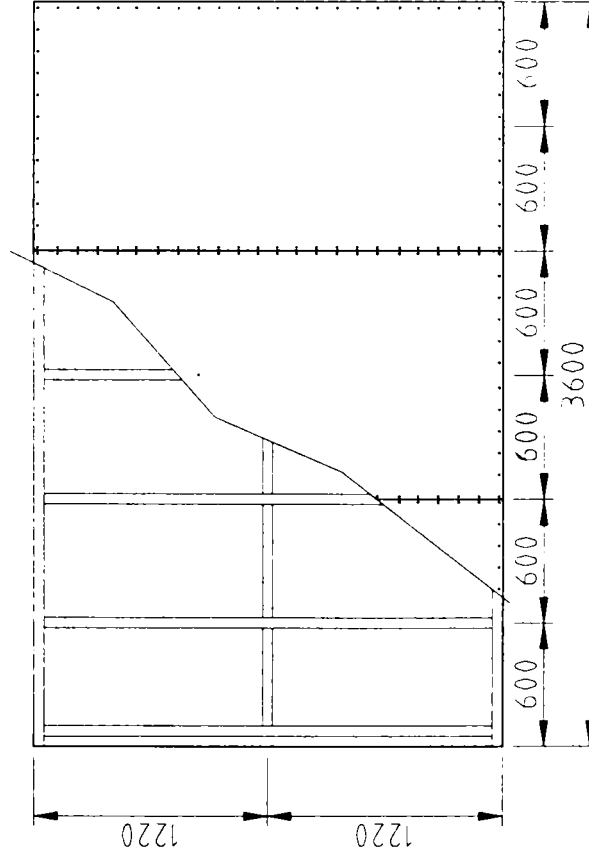
# SERIA OSB I

## SPECIMEN OSB I-1

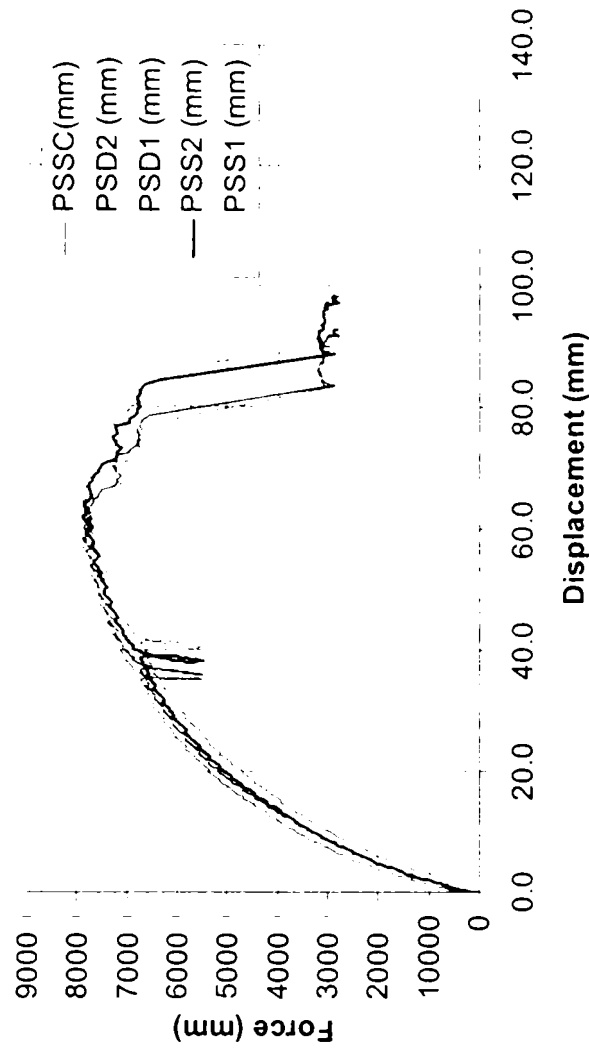
Interpretare Metoda I												
$K_0$ (N/m <sup>2</sup> )	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
3419.11	31251.8	9.14	65000.0	19.01	32.71	78776.5	58.27	65000.0	78.70	4.14	4752107	4497649

Interpretare Metoda II												
$K_0$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
3909.64	23797.3	6.09	28470.2	7.96	17.43	37.22	74.32	68162.0	4452385	4471544	4.26	52517.7

## Configuratia Panourilor din SERIA OSB I

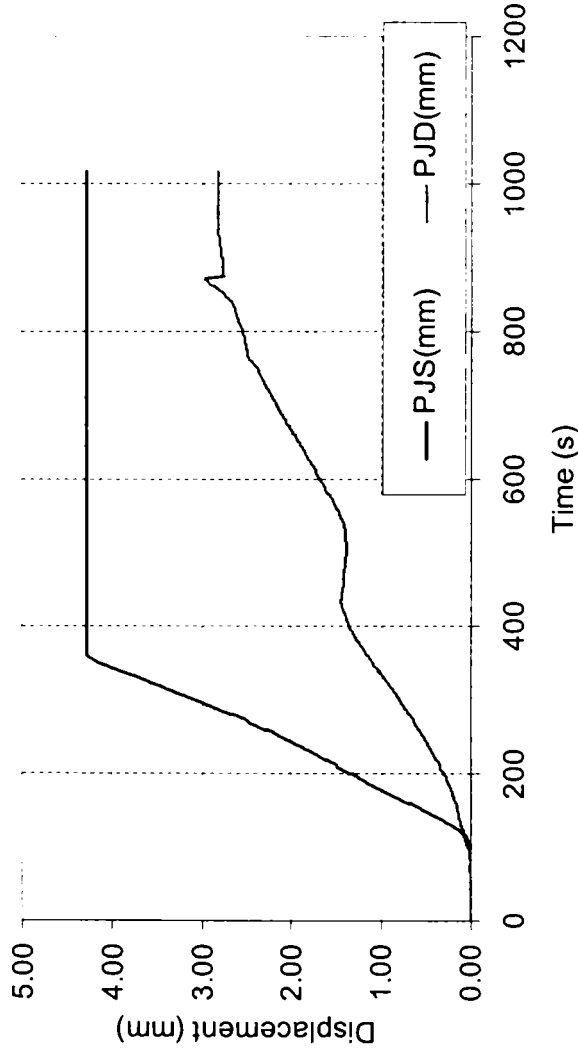


## Top Displacement (OSB I-1)

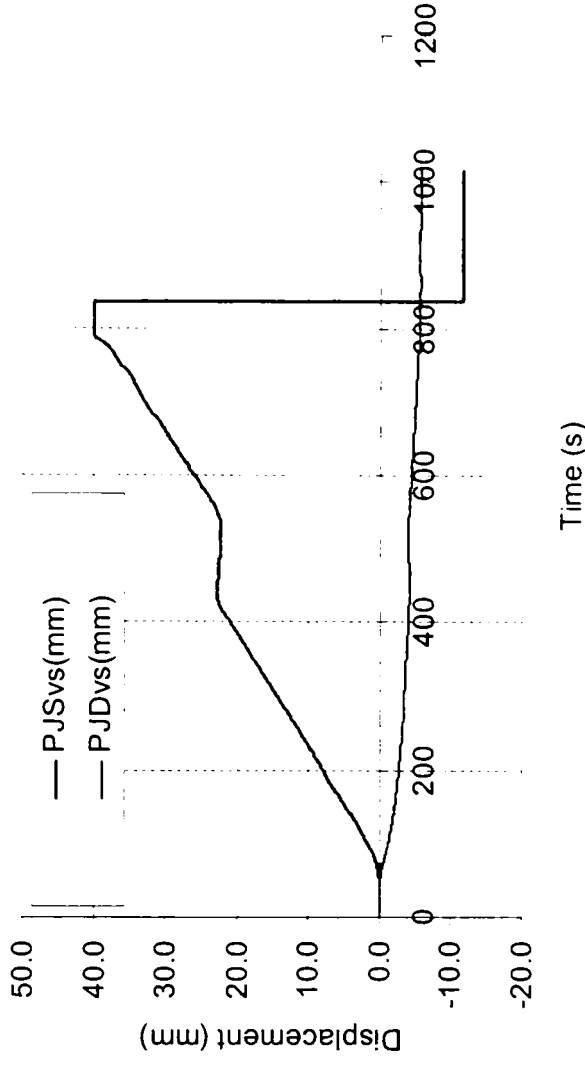




Bottom Slip vs. Time (OSB I-1)



Vertical Displacement of Lower Corners (OSB I-1)

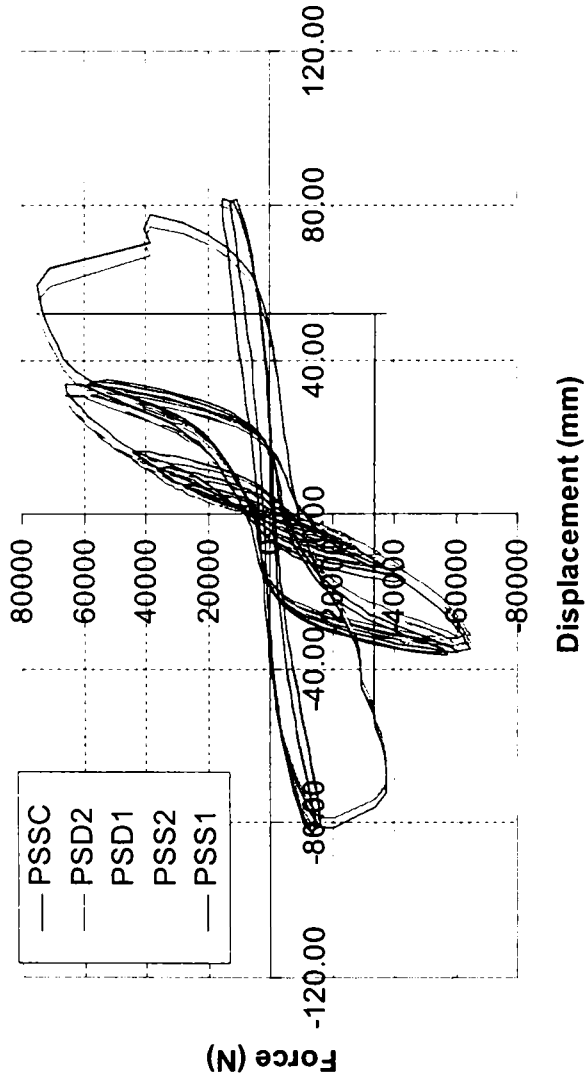


**SPECIMEN OSB I-2**

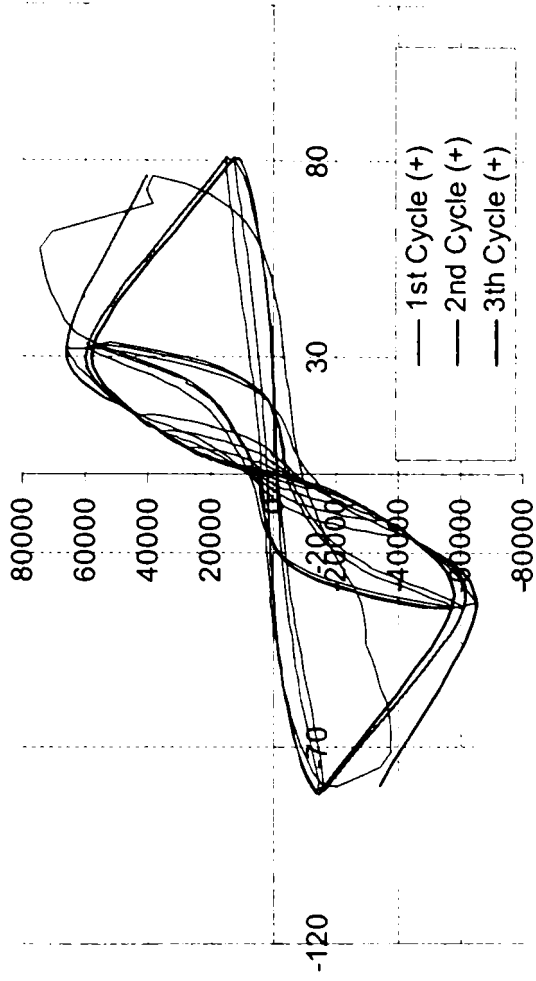
Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	F <sub>el</sub> (N)	D <sub>el</sub> (mm)	F <sub>int</sub> (N)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (mm)	F <sub>max</sub> (N)	D <sub>max</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	D <sub>u</sub> (mm)	Duct	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)
1 (+)	4032.8	28582.5	7.09	59111.1	14.66	24.38	74715.7	76.26	59111.1	48.00	3.27	228852	2404123
1 (-)	3789.5	25426.1	6.71	58888.9	15.54	24.58	64972.3	33.83	58888.9	46.00	2.96	2085393	2251316
3 (+)	4032.8	28582.5	7.09	51555.6	12.78	18.21	74715.7	80.97	51555.6	41.50	3.25	1715409	1810013
3 (-)	3789.5	25426.1	6.71	51666.7	13.63	19.84	64972.3	81.86	51666.7	42.50	3.12	1719554	1843613

Curba Înfăș.	K <sub>o</sub> (N/mm)	F <sub>el</sub> (N)	D <sub>el</sub> (mm)	F <sub>300</sub> (N)	D <sub>300</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>curb</sub> (mm)	D <sub>u</sub> (mm)	F <sub>u</sub> (N)	E <sub>real</sub> (Nmm)	E <sub>ech</sub> (Nmm)	Duct	2/3 F <sub>max</sub> (N)
1 (+)	4406.2	25807.2	5.86	30159.0	7.67	12.51	21.32	50.95	55142.0	2474046	2464389	4.07	49810.4
1 (-)	3988.4	23482.0	5.89	27725.9	7.80	13.56	21.44	49.96	54088.4	2341746	2335415	3.68	43314.9
3 (+)	4406.2	25807.2	5.86	30159.0	7.67	11.20	16.68	41.81	49368.6	1774652	1787727	3.73	49810.4
3 (-)	3988.4	23482.0	5.89	27725.9	7.80	12.17	18.30	43.88	48520.5	1837233	1833882	3.61	43314.9

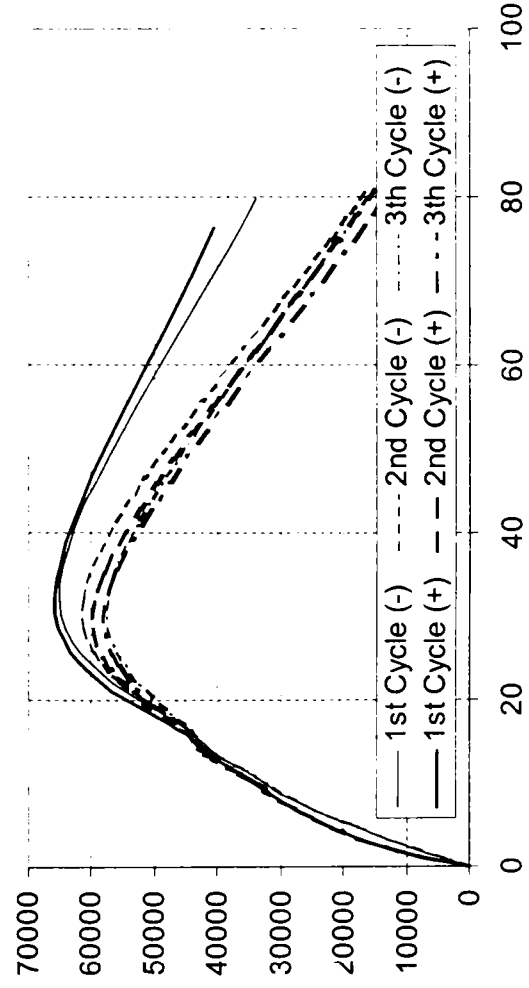
Top Displacement (OSB I-2)



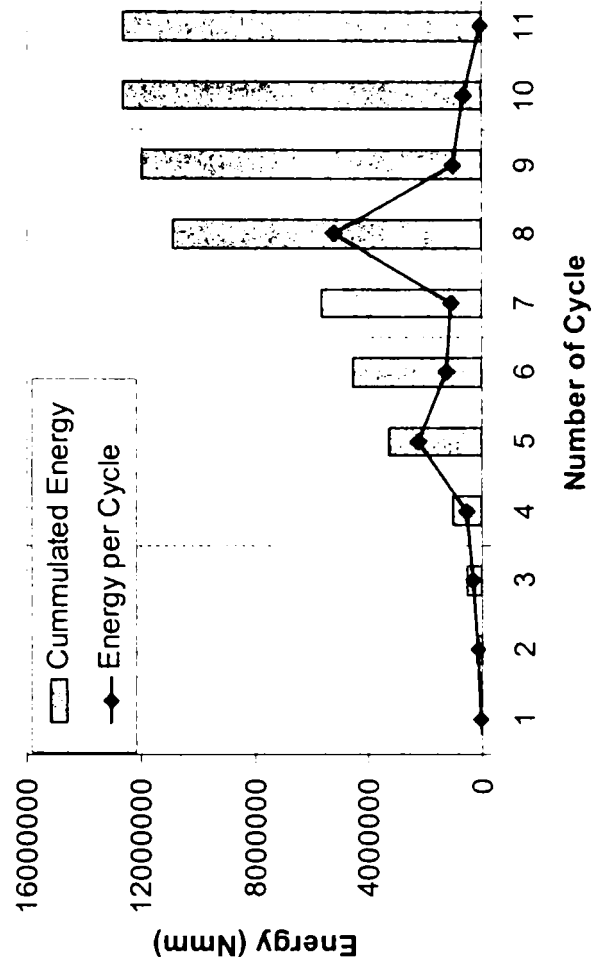
Envelopes vs. Cyclic Curve (OSB I-2)



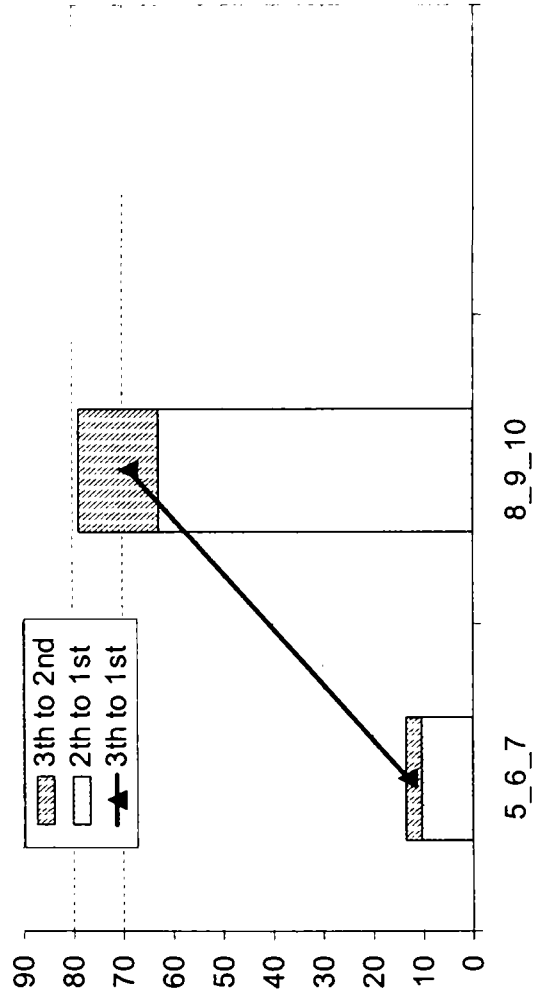
Envelope Curves - Negatives Mirrored (OSB I-2)



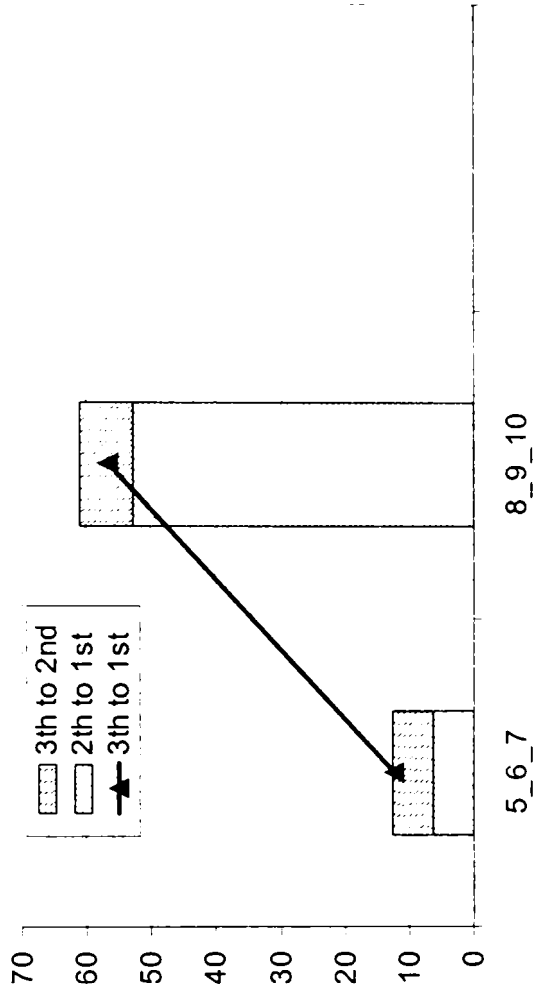
Energy Balance (OSB I-2)



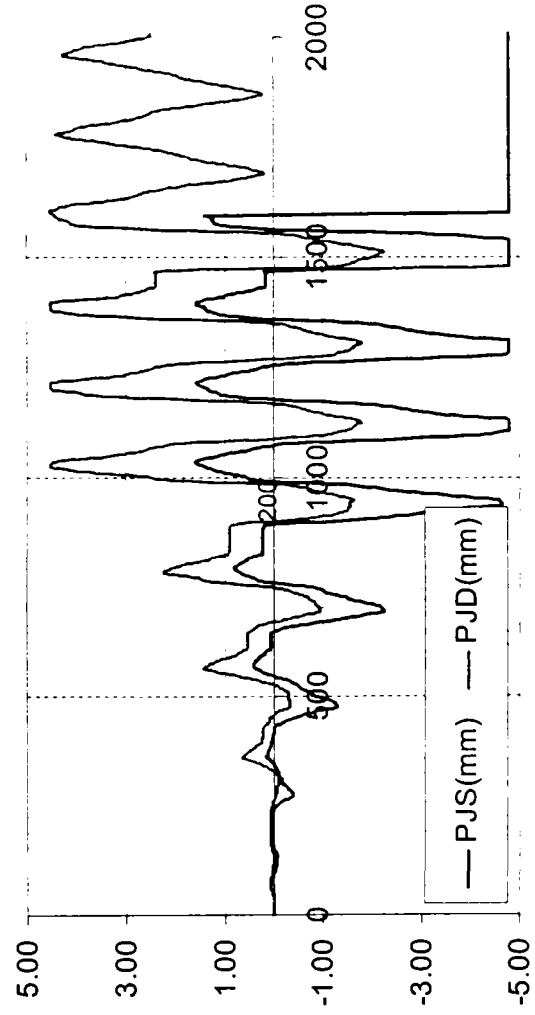
Force Decrease in Cycles - Positive (OSB I-2)



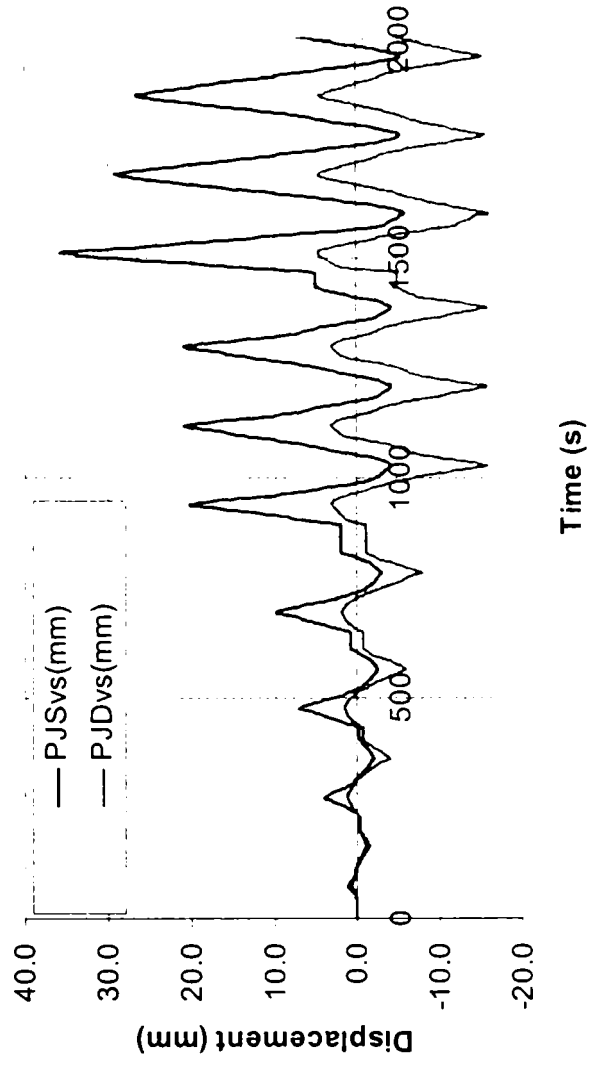
Force Decrease in Cycles - Negative (OSB I-2)



Bottom Slip vs. Time (OSB I-2)



Vertical Displacement of Lower Corners (OSB I-2)



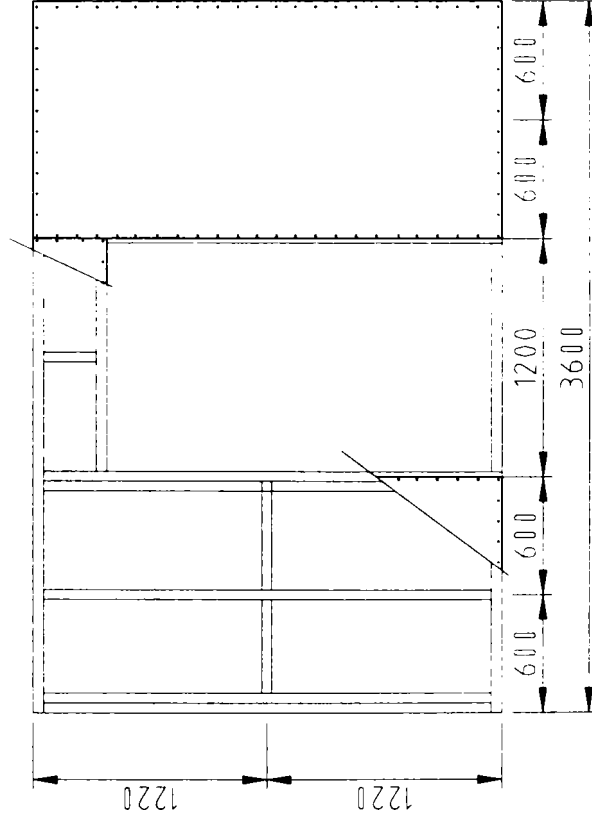
# SERIA OSB II

## SPECIMEN OSB II-1

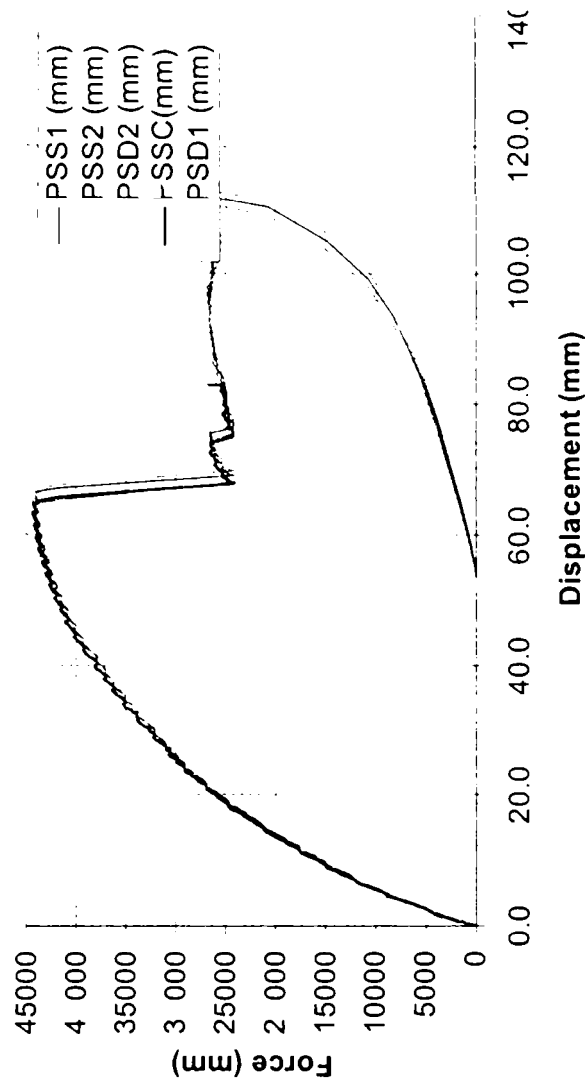
Interpretare Metoda I												
$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1570.58	17651.1	11.24	38666.7	24.62	40.08	44379.8	61.81	38666.7	64.5	2.62	1999274	2018028

Interpretare Metoda II												
$K_o$ (N/mm)	$F_{el}$ (N)	$D_{el}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1814.87	10702.5	5.90	13779.6	8.01	20.39	36.45	37014.8	64.99	2023495	2028048	3.19	29586.5

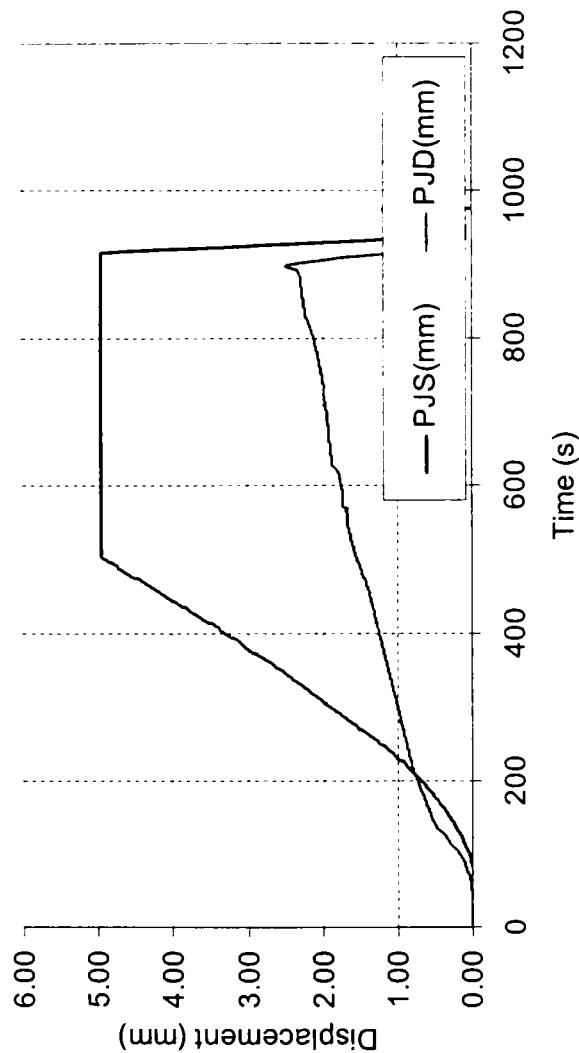
## Configuratia Panourilor din SERIA OSB II



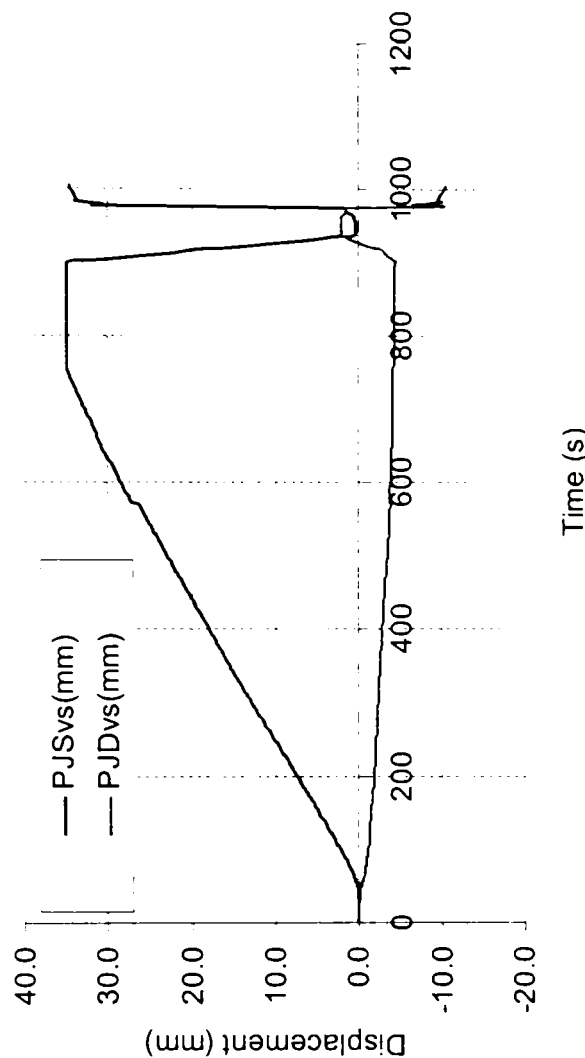
## Top Displacement (OSB II-1)



Bottom Slip vs. Time (OSB II-1)



Vertical Displacement of Lower Corners (OSB II-1)



**SPECIMEN OSB II-2**

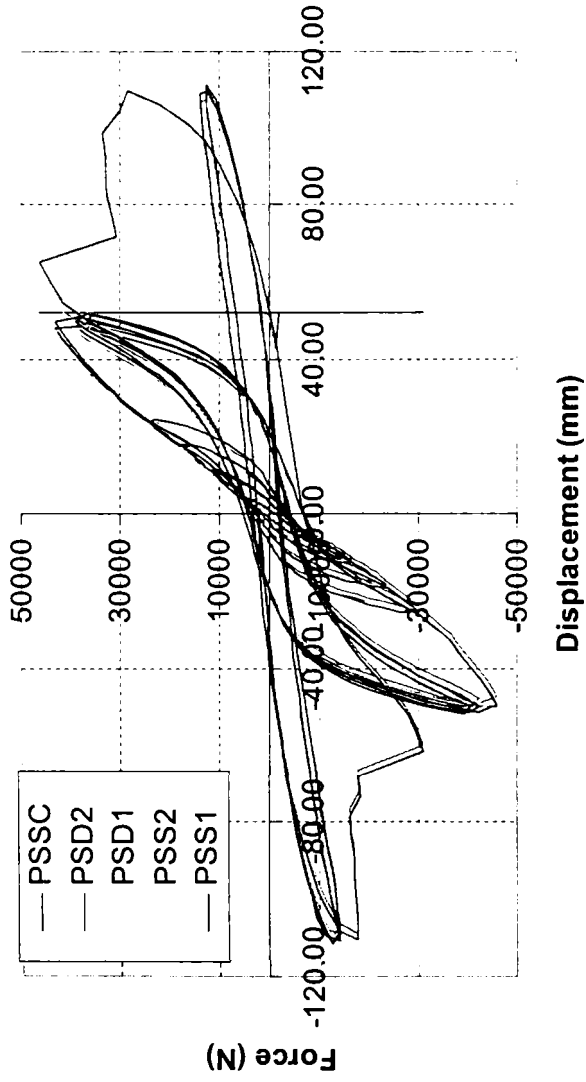
Interpretare Metoda I

Curba Înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{ei}$ (N)	$D_{ei}$ (mm)	$F_{int}$ (N)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$F_{max}$ (N)	$D_{max}$ (mm)	$F_u$ (N)	$D_u$ (mm)	Duct	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)
1 (+)	1007.9	17717.1	17.58	42222.2	41.89	46.02	46049.7	107.58	42222.2	61.00	1.46	1583440	1691144
1 (-)	1403.2	17225.1	12.28	43333.3	30.88	41.56	45808.8	50.39	43333.3	58.50	1.89	1696991	1865888
3 (+)	1007.9	17717.1	17.58	35666.7	35.39	36.17	46049.7	110.15	35666.7	54.50	1.54	1207034	1312735
3 (-)	1403.2	17225.1	12.28	38666.7	27.56	34.66	45808.8	109.96	38666.7	57.50	2.09	1547526	1690578

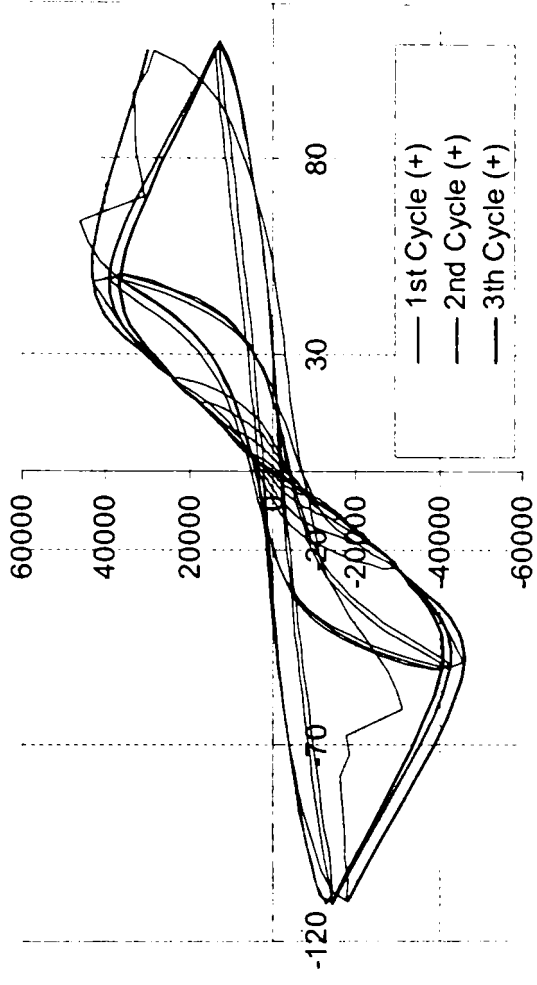
Interpretare Metoda II

Curba Înfăș.	$K_o$ (N/mm)	$F_{ei}$ (N)	$D_{ei}$ (mm)	$F_{300}$ (N)	$D_{300}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{curb}$ (mm)	$D_u$ (mm)	$F_u$ (N)	$E_{real}$ (Nmm)	$E_{ech}$ (Nmm)	Duct	$2/3 F_{max}$ (N)
1 (+)	1240.3	7523.0	6.07	9017.2	7.82	29.04	36.17	81.50	36014.7	2419095	2412208	2.81	30699.8
1 (-)	1610.5	9511.3	5.91	11850.5	7.62	23.24	32.28	68.18	37426.0	2110791	2117003	2.93	30539.2
3 (+)	1240.3	7523.0	6.07	9017.2	7.82	24.13	29.02	66.93	29926.5	1644128	1642076	2.77	30699.8
3 (-)	1610.5	9511.3	5.91	11850.5	7.62	21.05	27.76	65.57	33908.3	1866187	1866325	3.11	30539.2

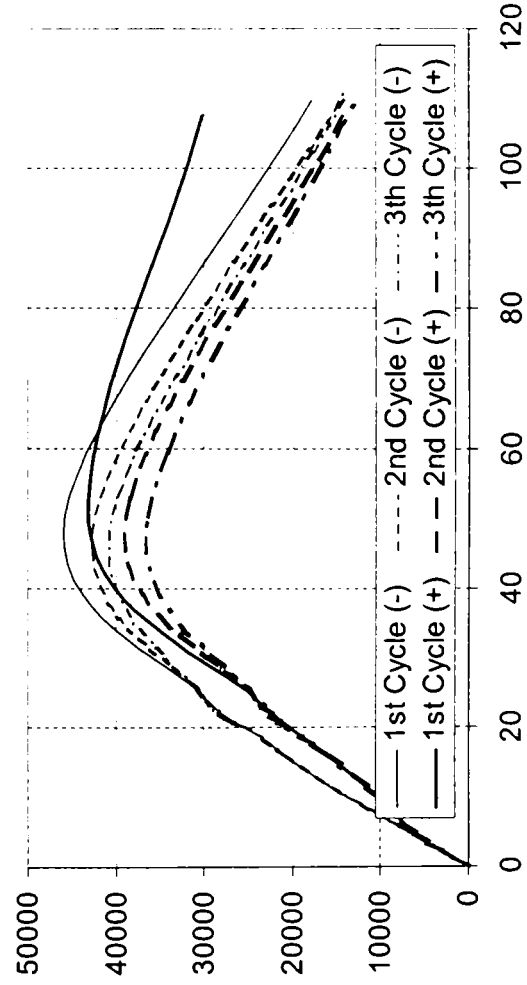
Top Displacement (OSB II-2)



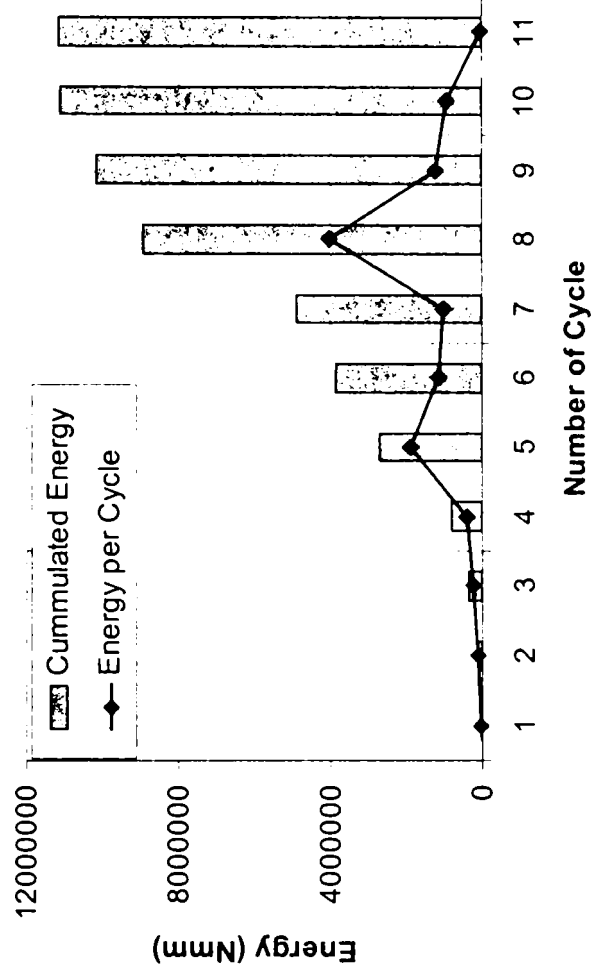
Envelopes vs. Cyclic Curve (OSB II-2)



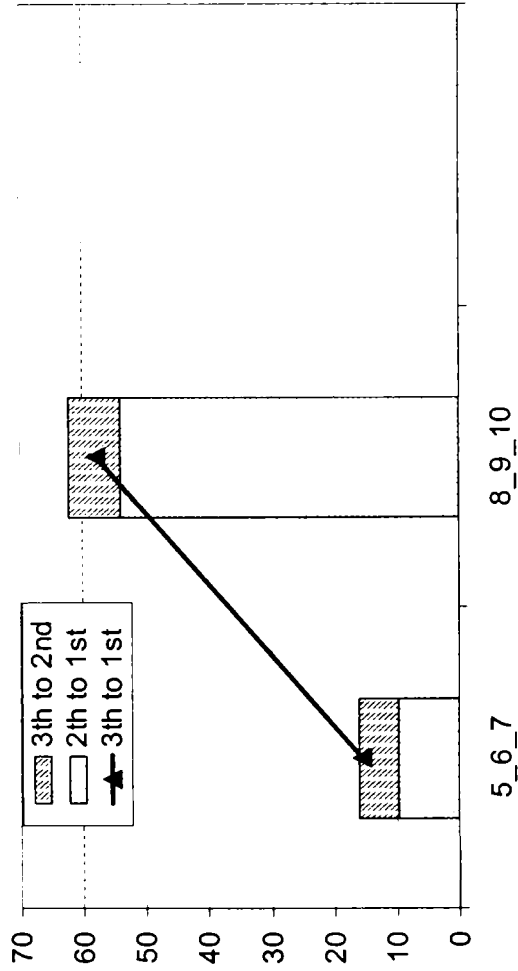
Envelope Curves - Negatives Mirrored (OSB II-2)



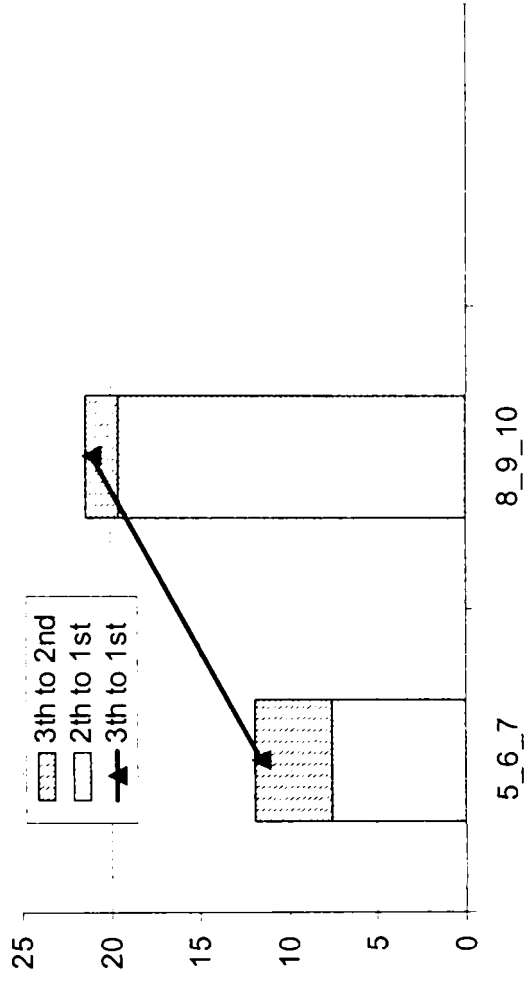
Energy Balance (OSB II-2)



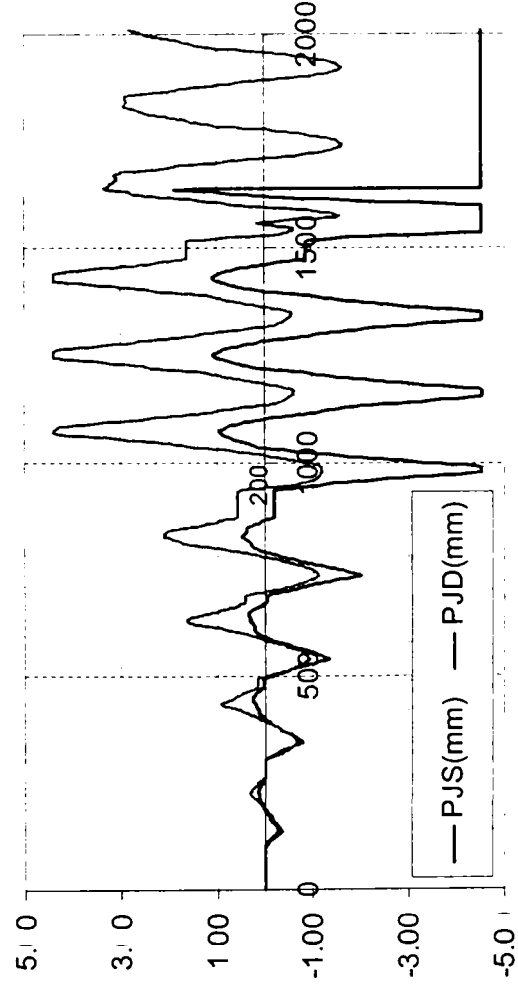
Force Decrease in Cycles - Pozitive (OSB II-2)



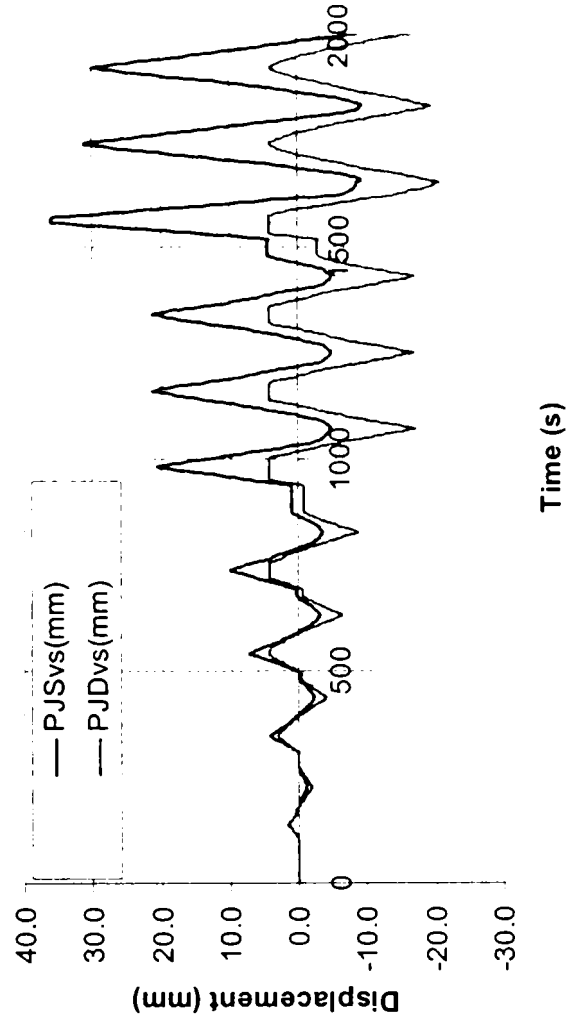
Force Decrease in Cycles - Negative (OSB II-2)



Bottom Slip vs. Time (OSB II-2)



Vertical Displacement of Lower Corners (OSB I-2)

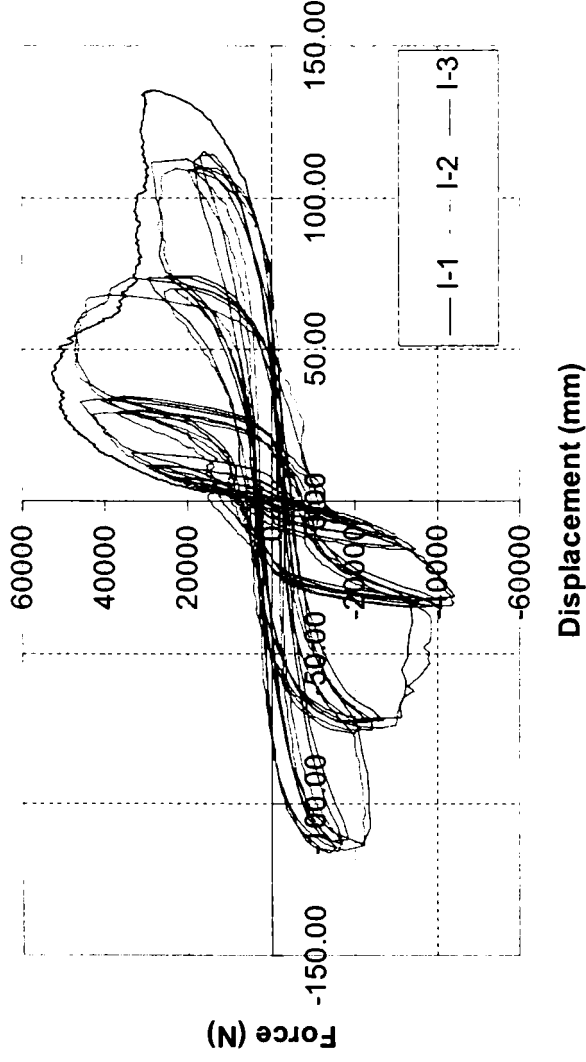


# ***Anexa B***

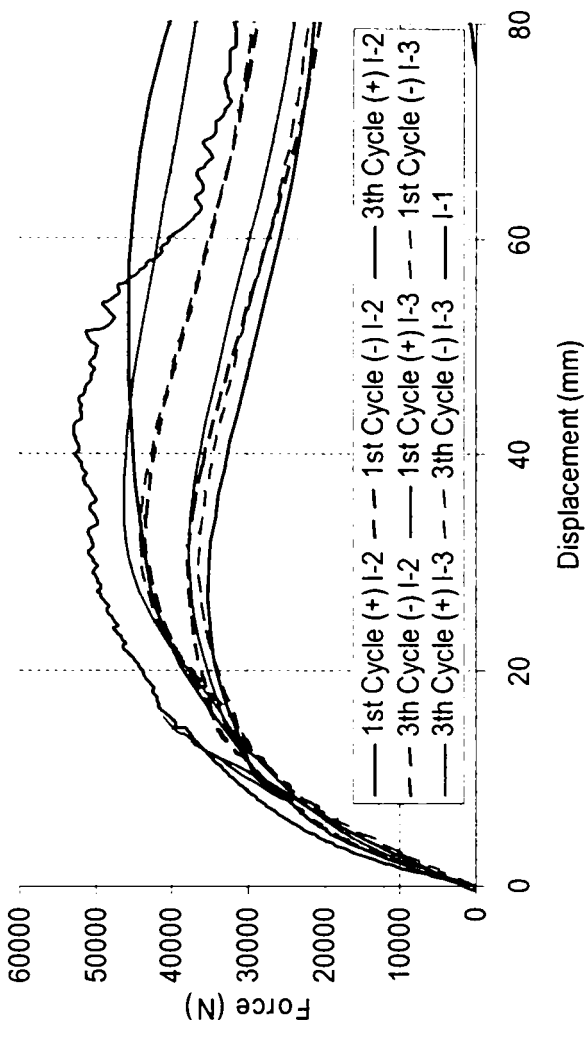
**Încercări pe Panourilor de Perete din Bare cu Pereți  
Subțiri Formate la Rece – Rezultate Comparative  
pentru Panouri de Perete**



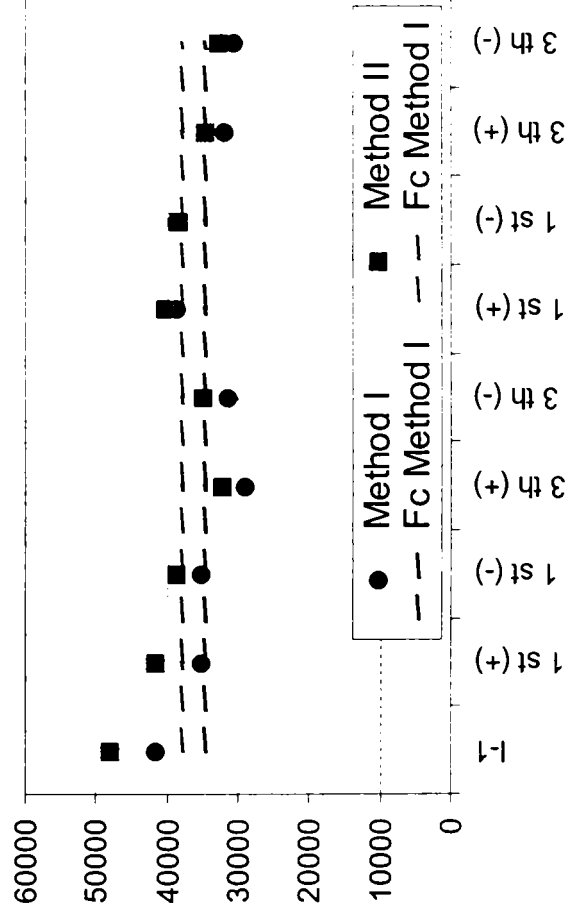
Top Displacement - Comparison Series I



Envelope Curves - Comparison Series I



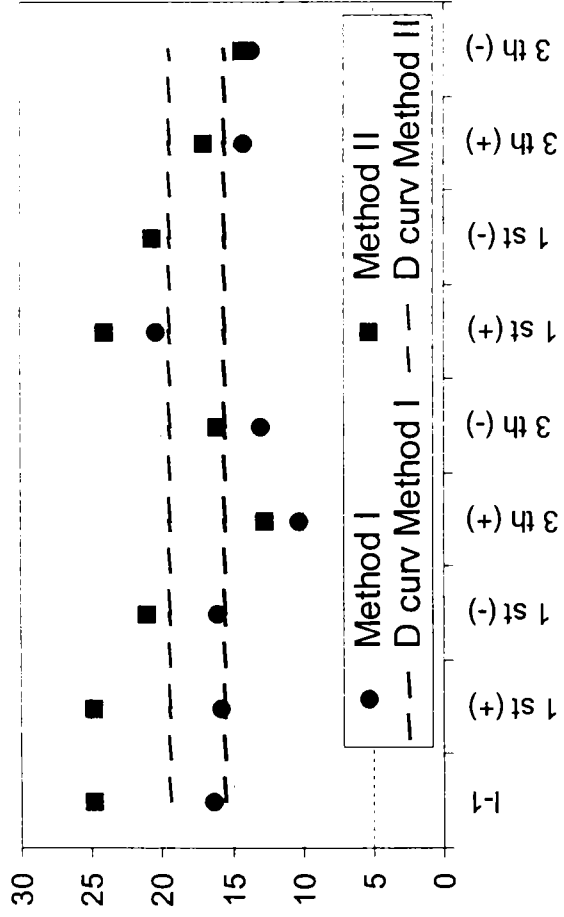
Conventional Force (Fc) - Series I



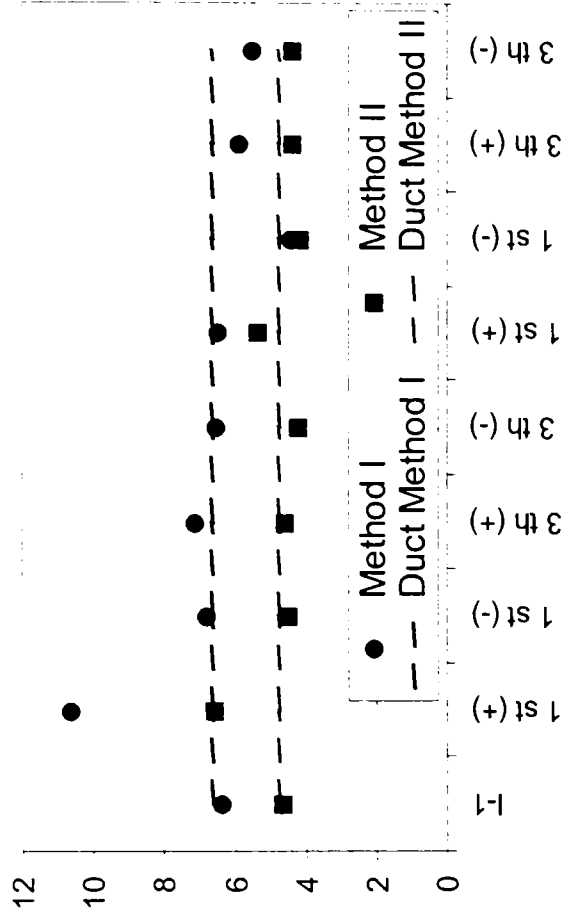
Initial Rigidity (Ko) - Series I



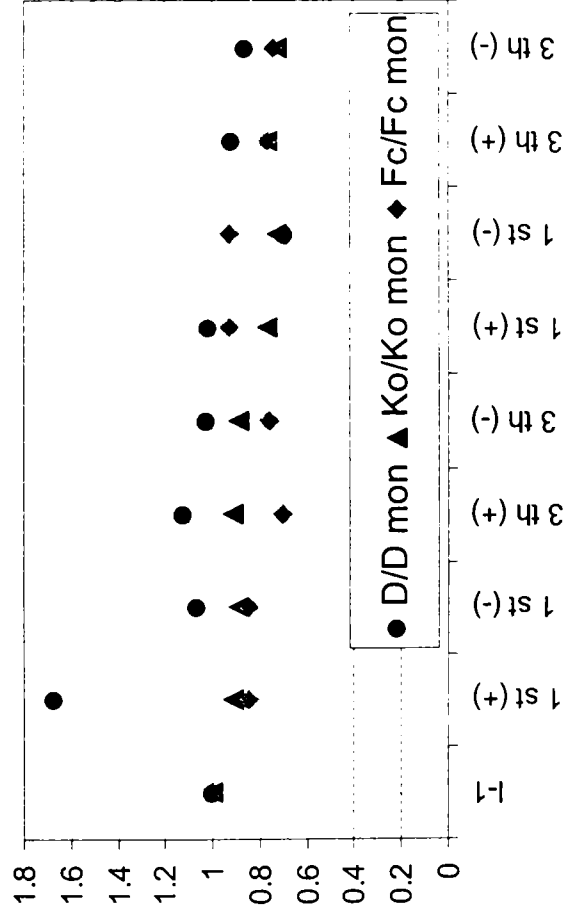
Displacement Intersect (D curv) - Series I



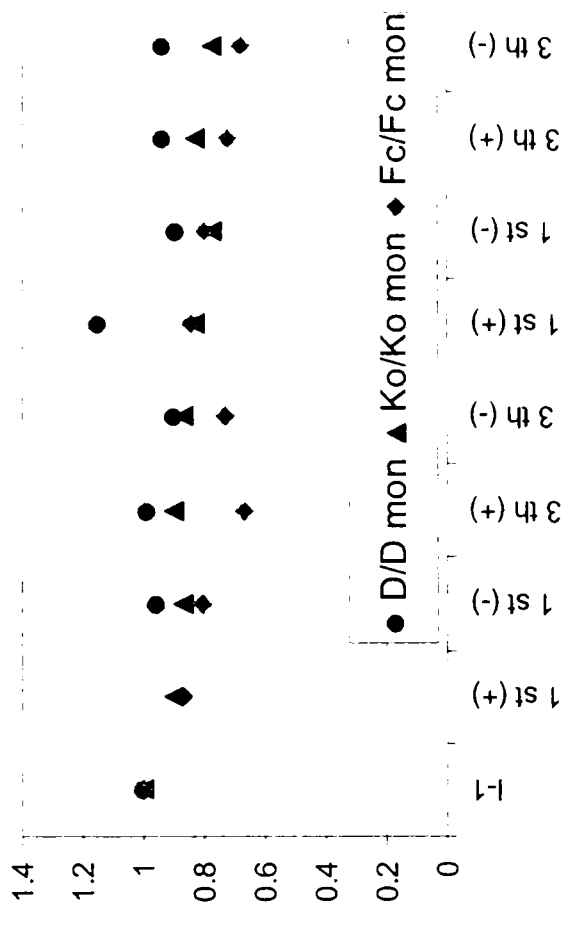
Ductility (Duct) - Series I



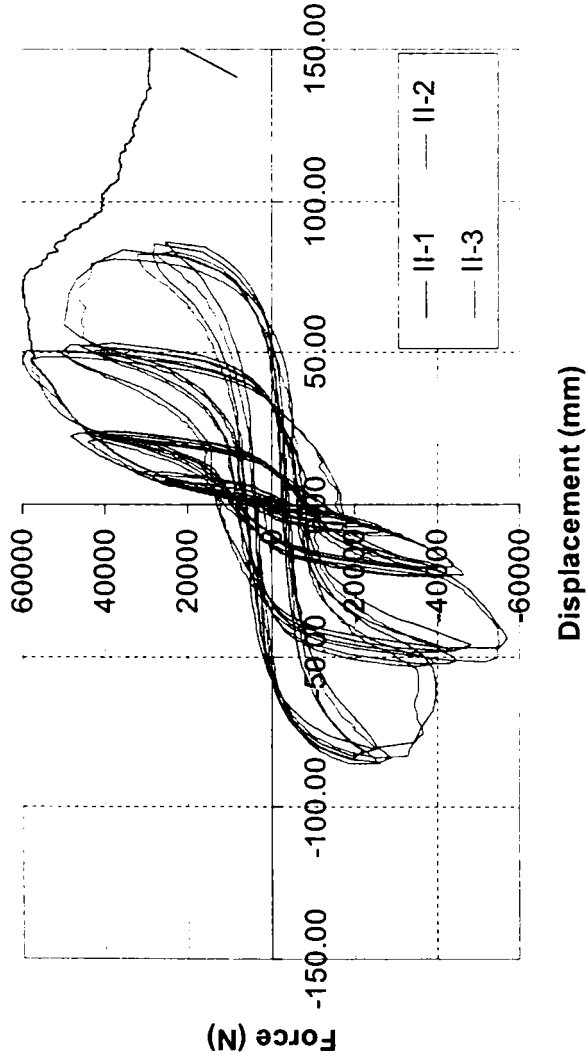
Values Relative to the Monotonic Case Method I



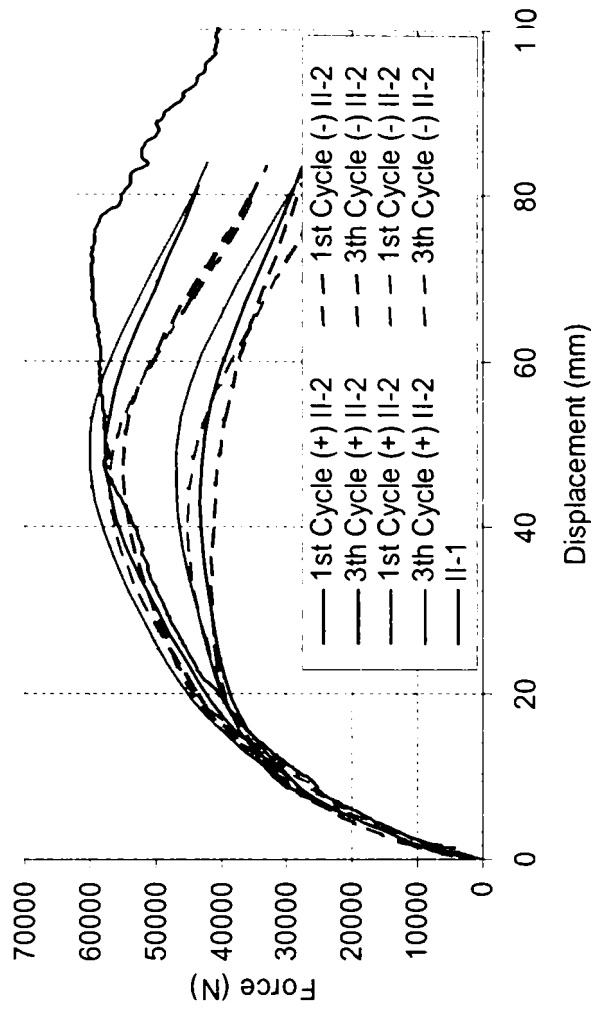
Values Relative to the Monotonic Case Method II



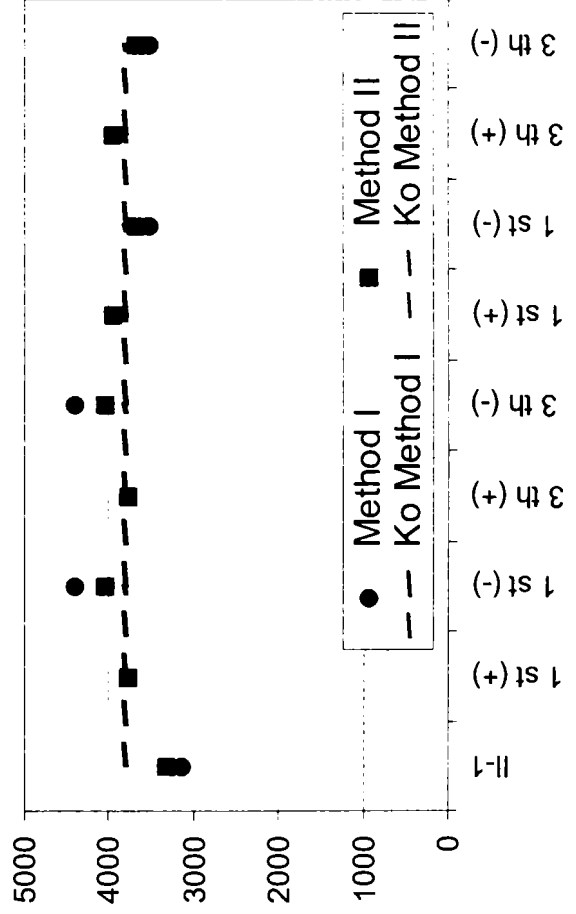
Top Displacement - Comparison Series II



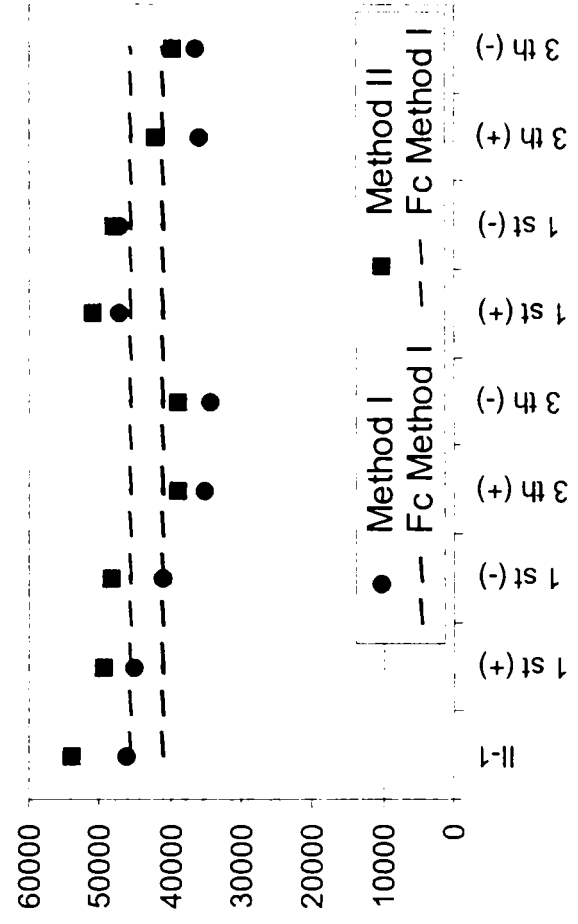
Envelope Curves - Comparison Series II



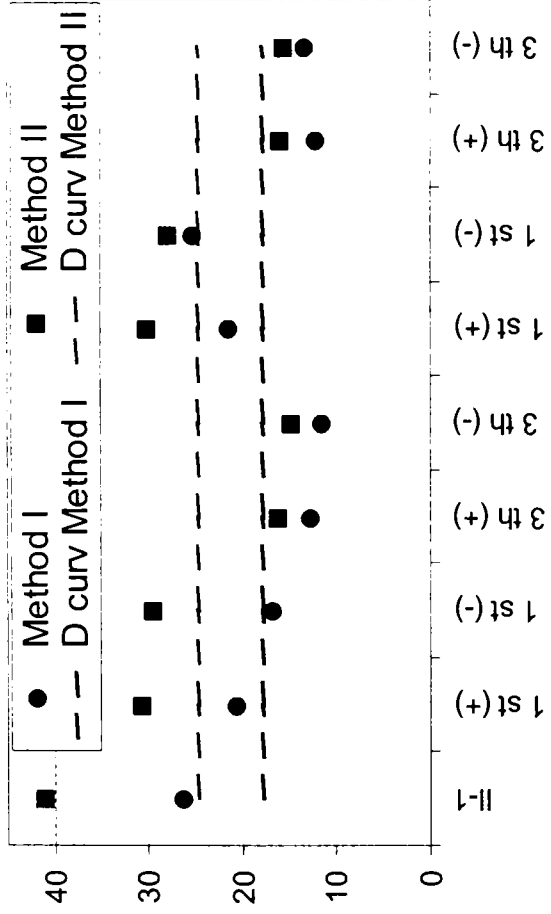
Initial Rigidity (Ko) - Series II



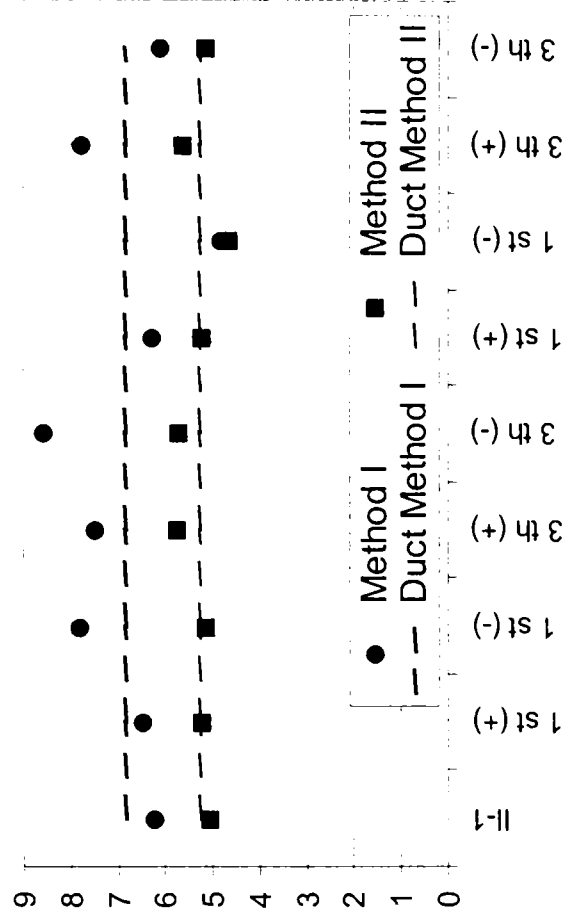
Conventional Force (Fc) - Series II



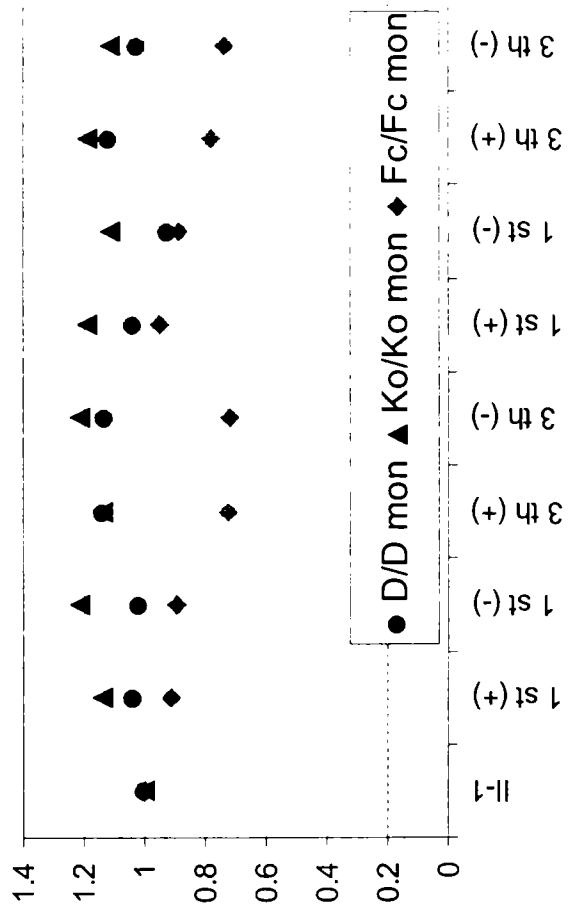
Displacement Intersect (D curv) - Series II



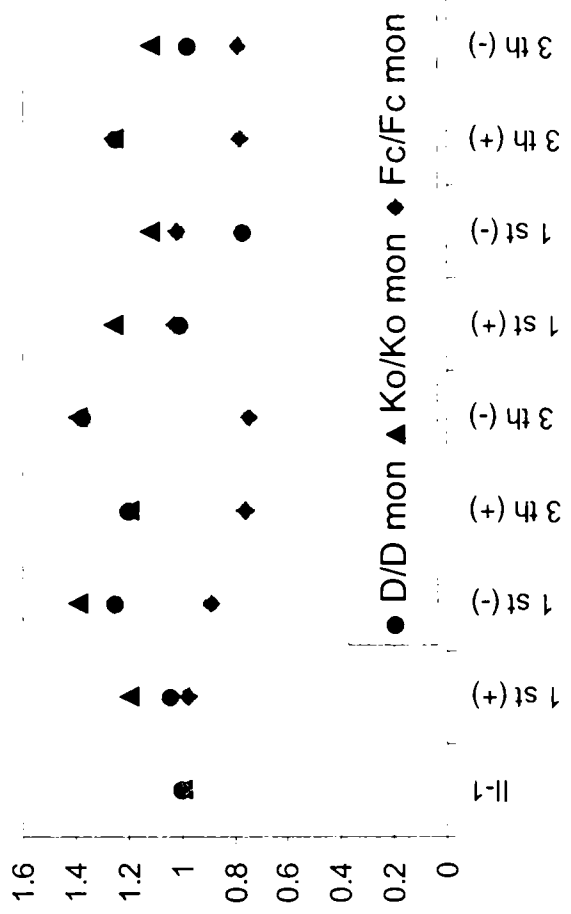
Ductility (Duct) - Series II



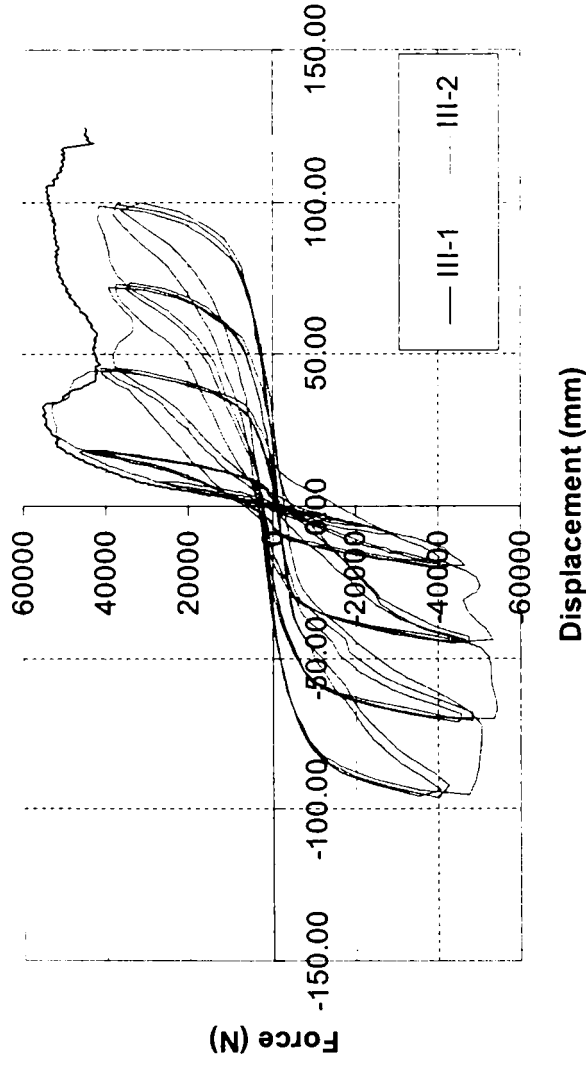
Values Relative to the Monotonic Case Method II - Series II



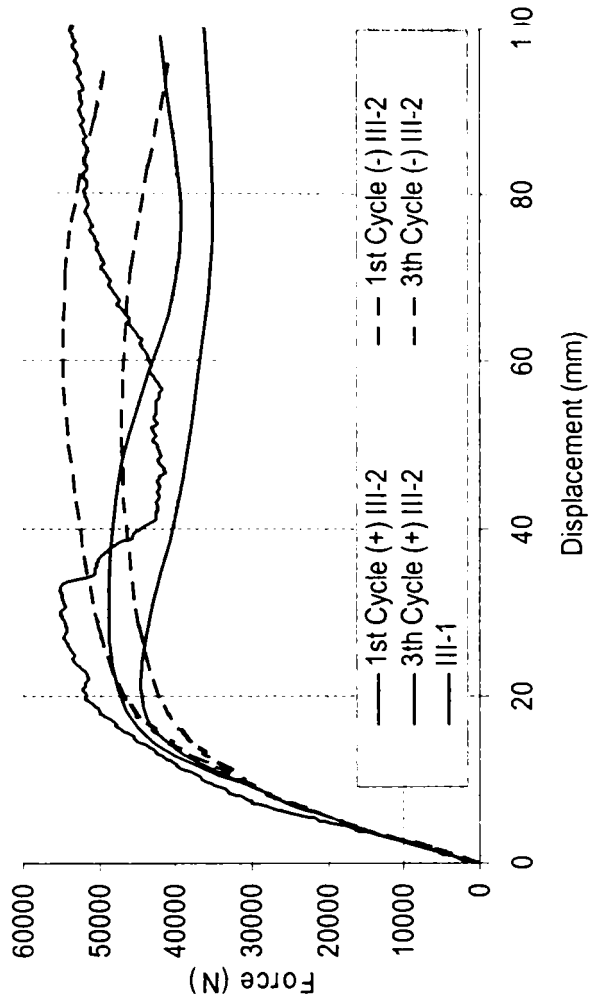
Values Relative to the Monotonic Case Method I - Series II



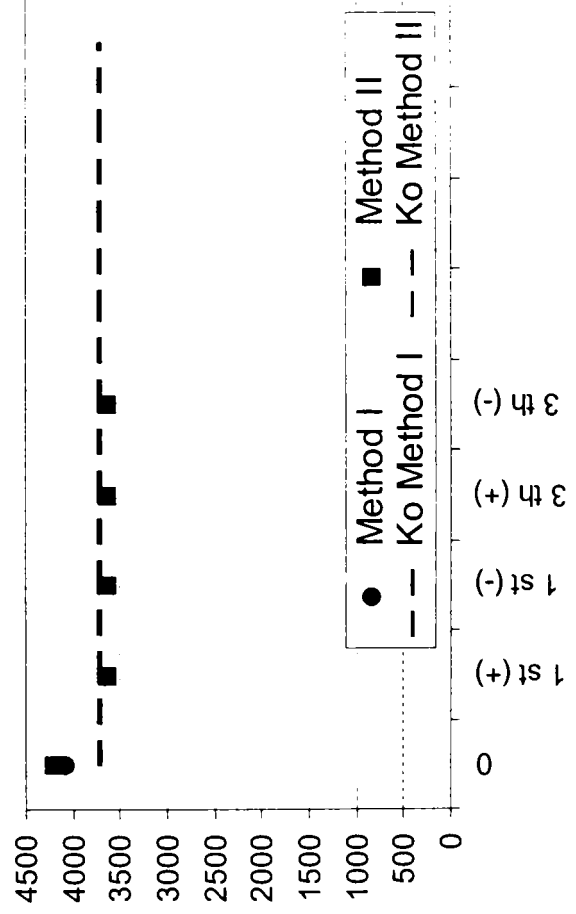
Top Displacement - Comparison Series III



Envelope Curves - Comparison Series III



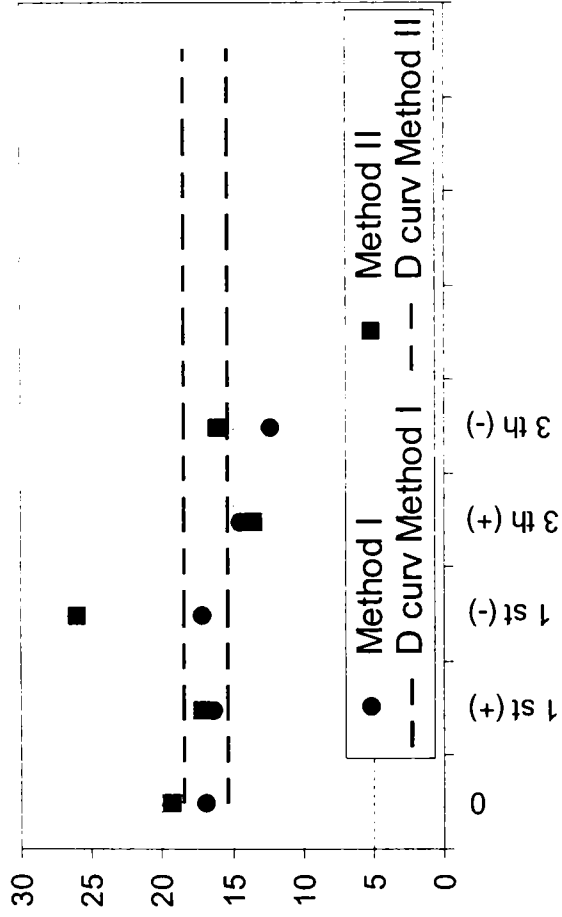
Initial Rigidity (Ko) - Series III



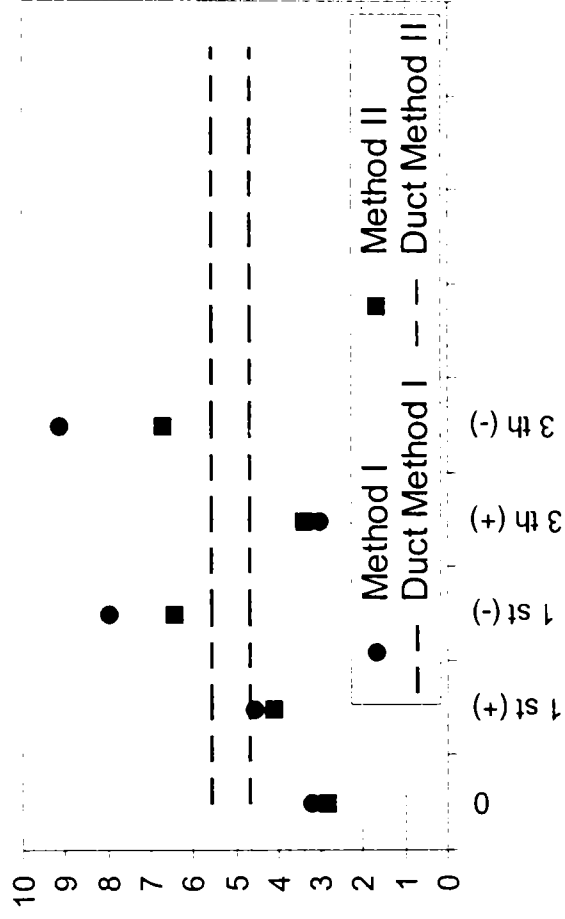
Conventional Force (Fc) - Series III



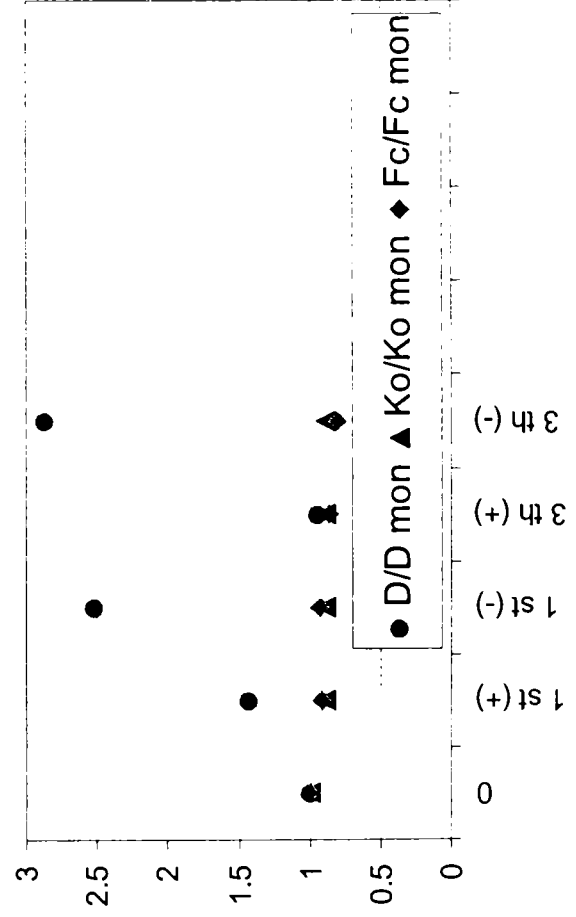
Displacement Intersect (D curv) - Series III



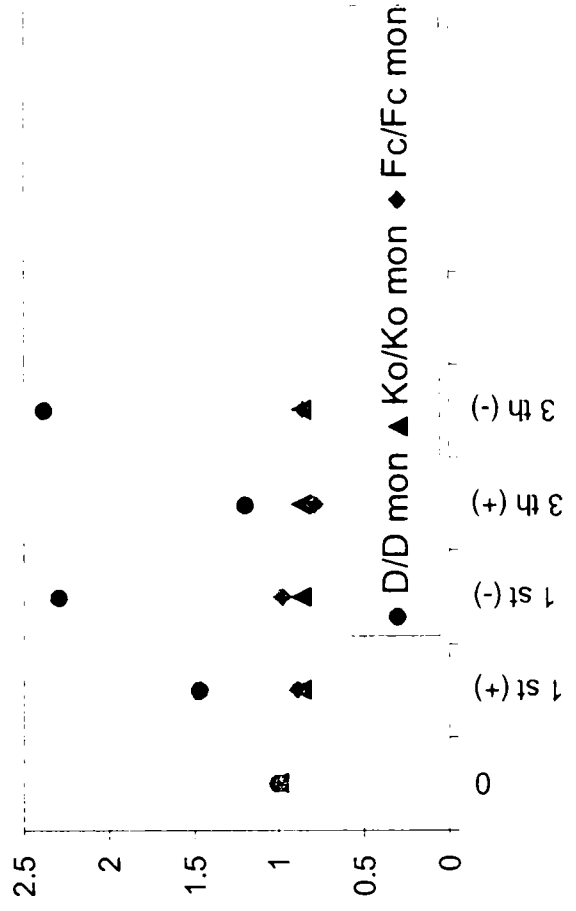
Ductility (Duct) - Series III



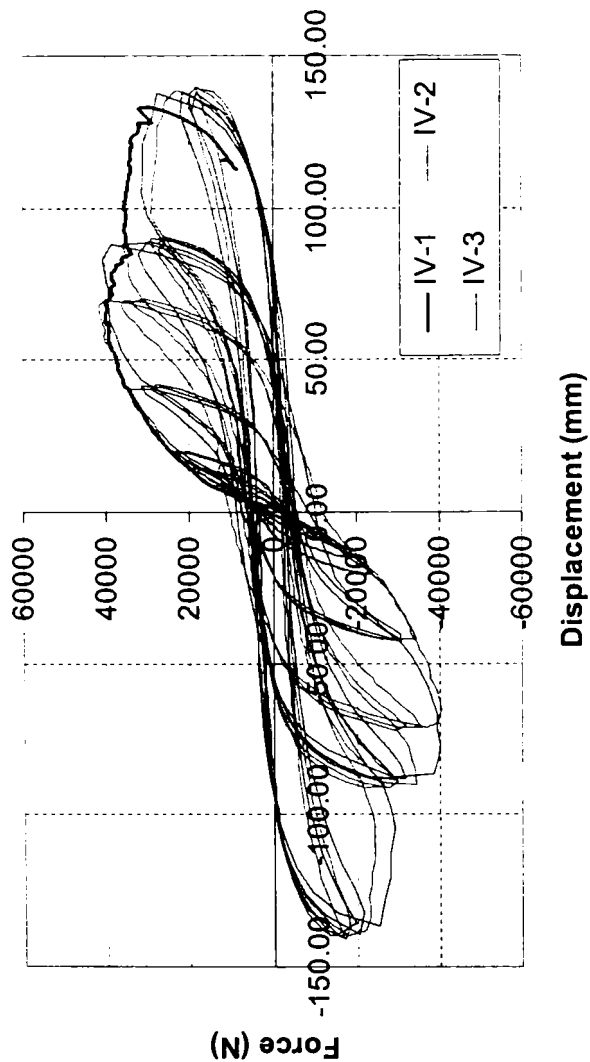
Values Relative to the Monotonic Case  
Method I - Series III



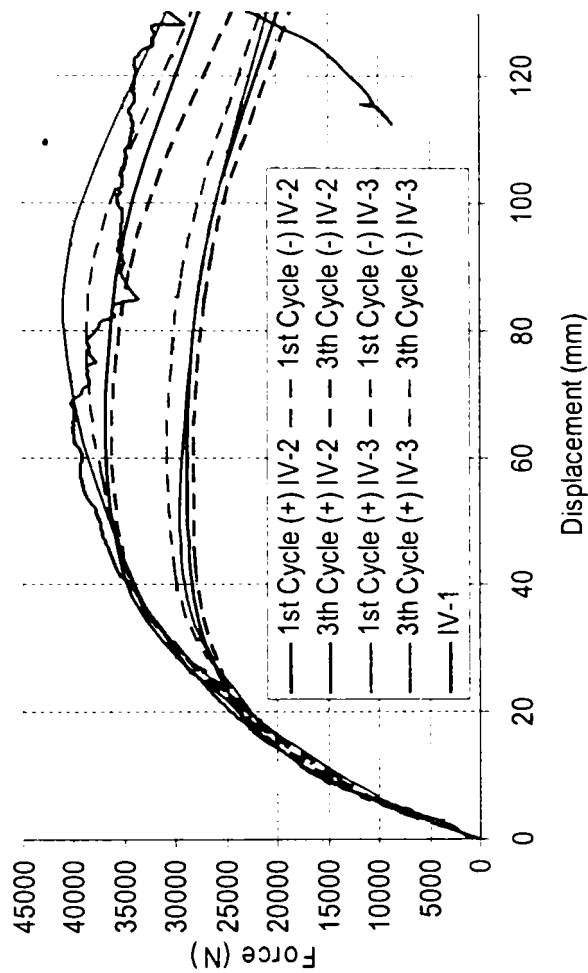
Values Relative to the Monotonic Case  
Method II - Series III



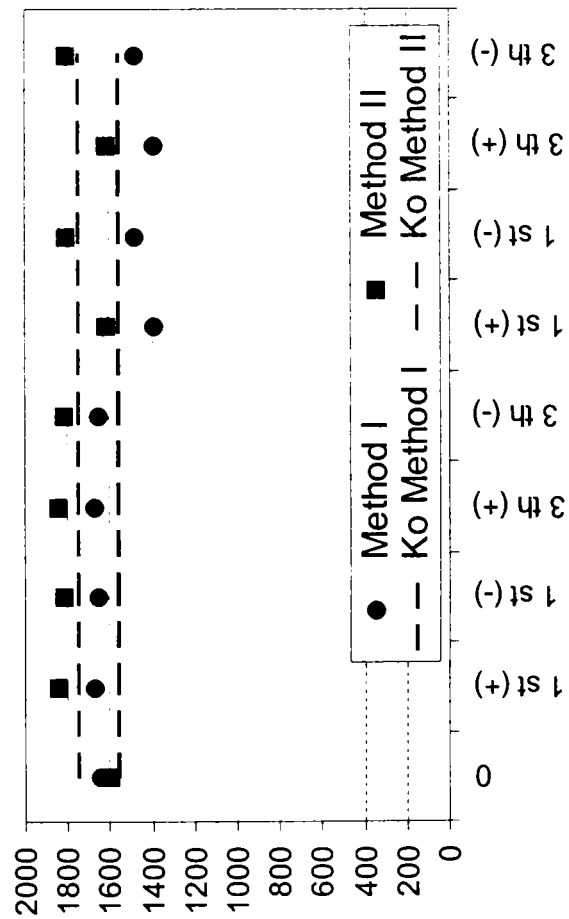
Top Displacement - Comparison Series IV



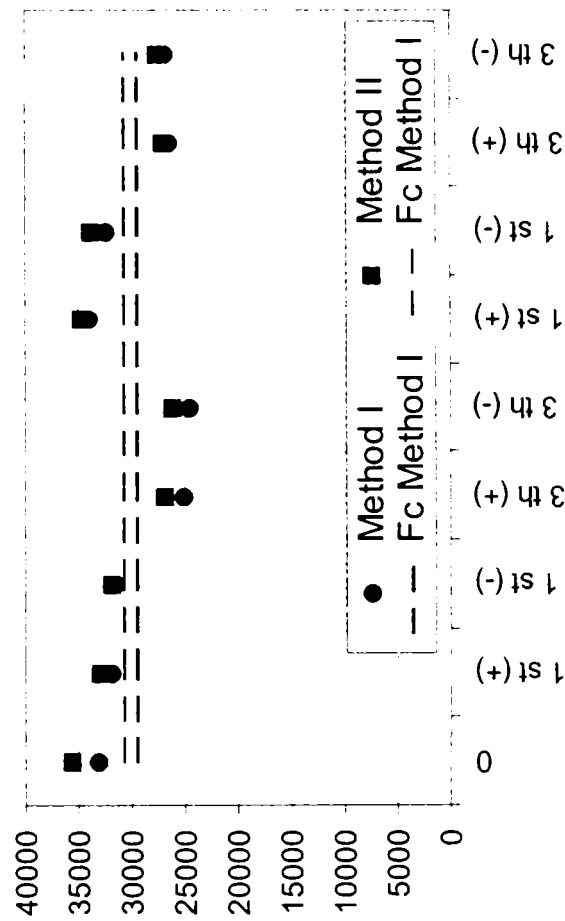
Envelope Curves - Comparison Series IV



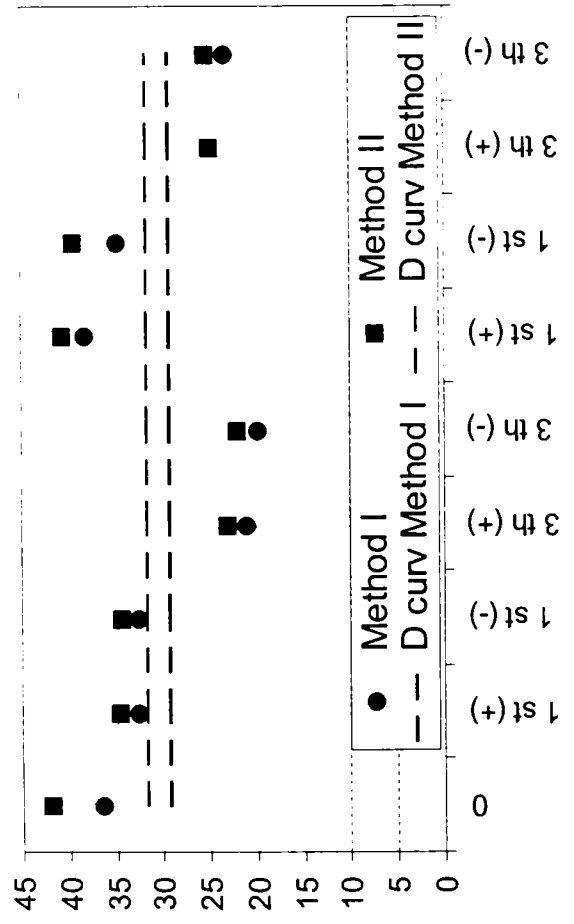
Initial Rigidity (Ko) - Series IV



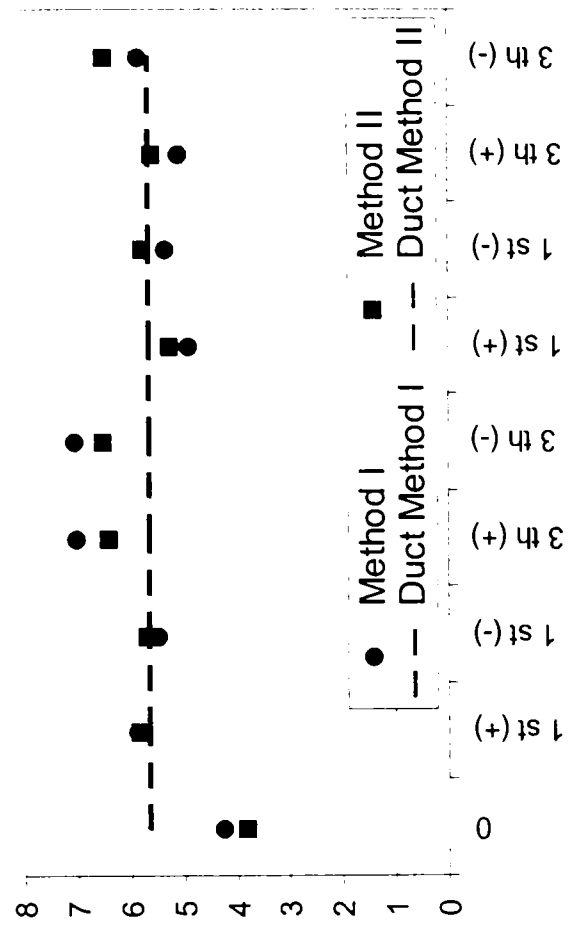
Conventional Force (Fc) - Series IV



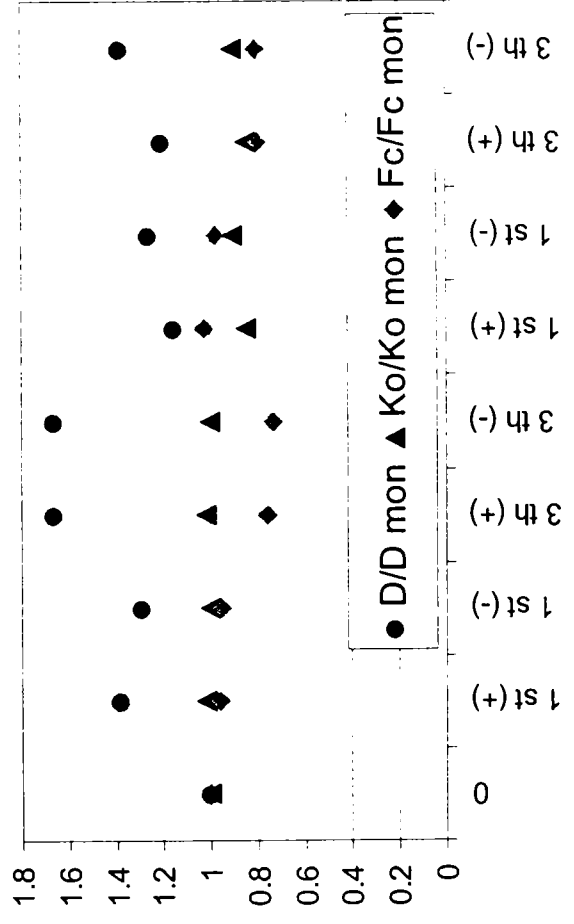
Displacement Intersect (D curv) - Series IV



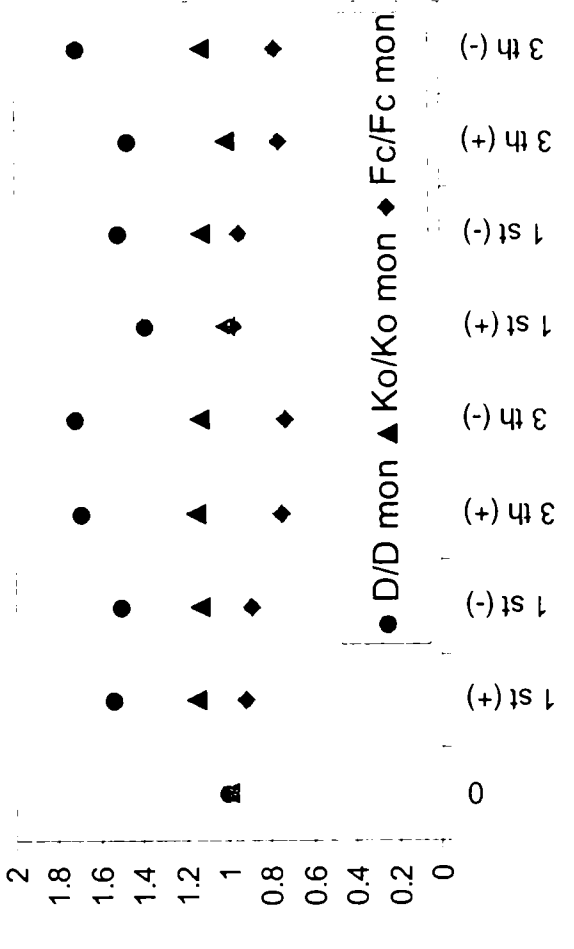
Ductility (Duct) - Series IV



Values Relative to the Monotonic Case Method I - Series IV

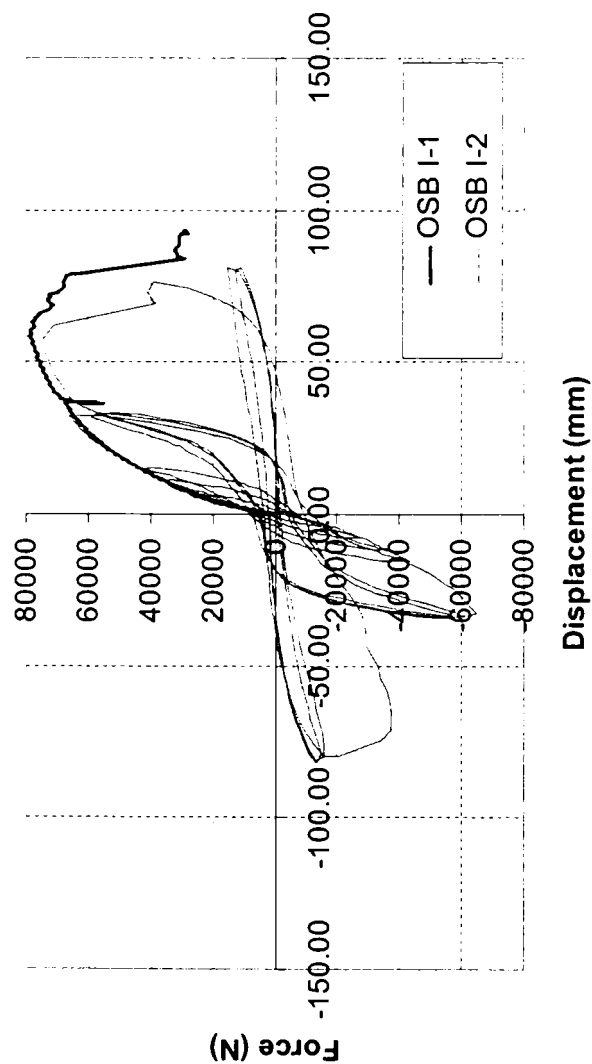


Values Relative to the Monotonic Case Method II - Series IV

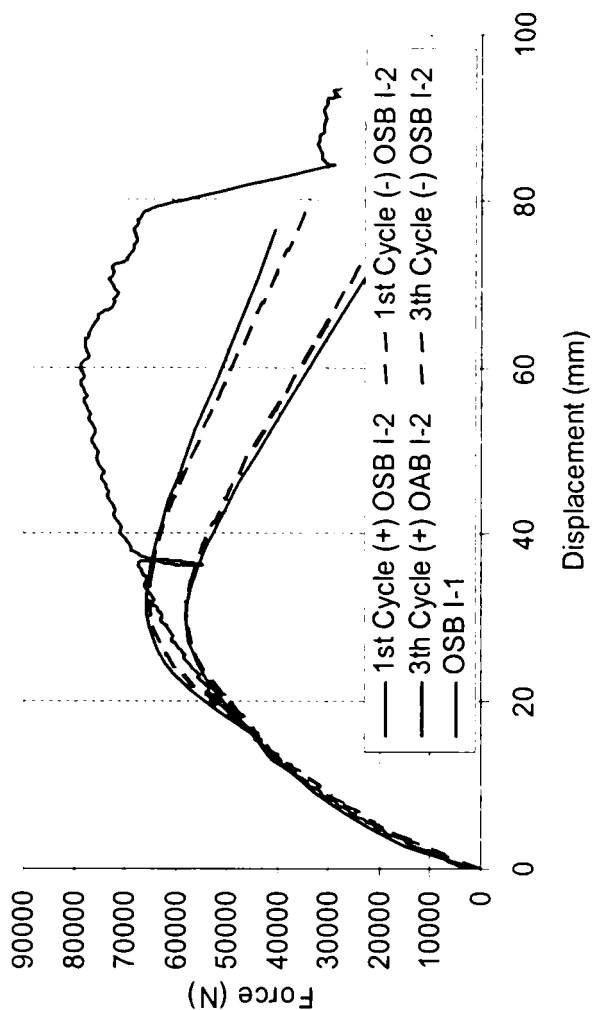




Top Displacement - Comparison Series OSB I-1



Envelope Curves - Comparison Series OSB I



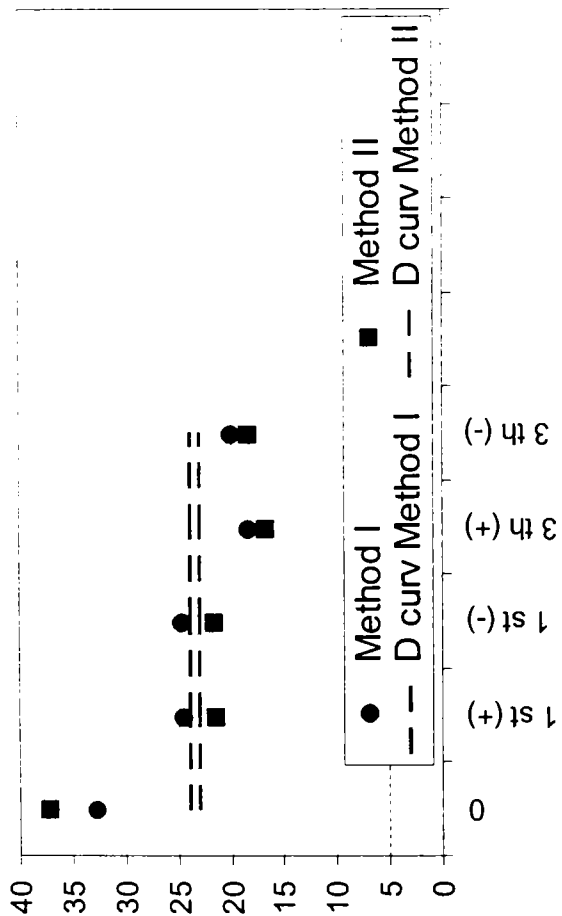
Initial Rigidity (Ko) - Series OSB I



Conventional Force (Fc) - Series OSB I



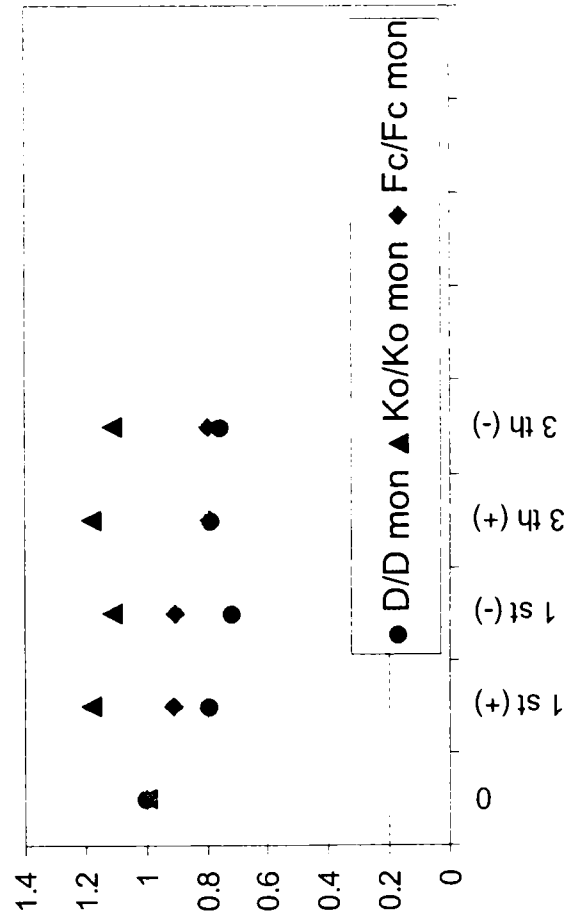
Displacement Intersect (D curv) - Series OSB I



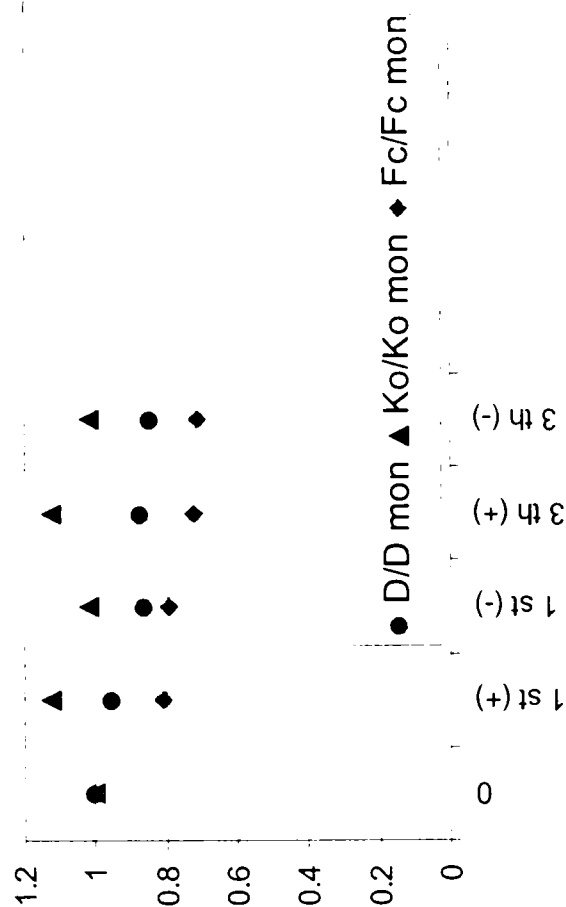
Ductility (Duct) - Series OSB I



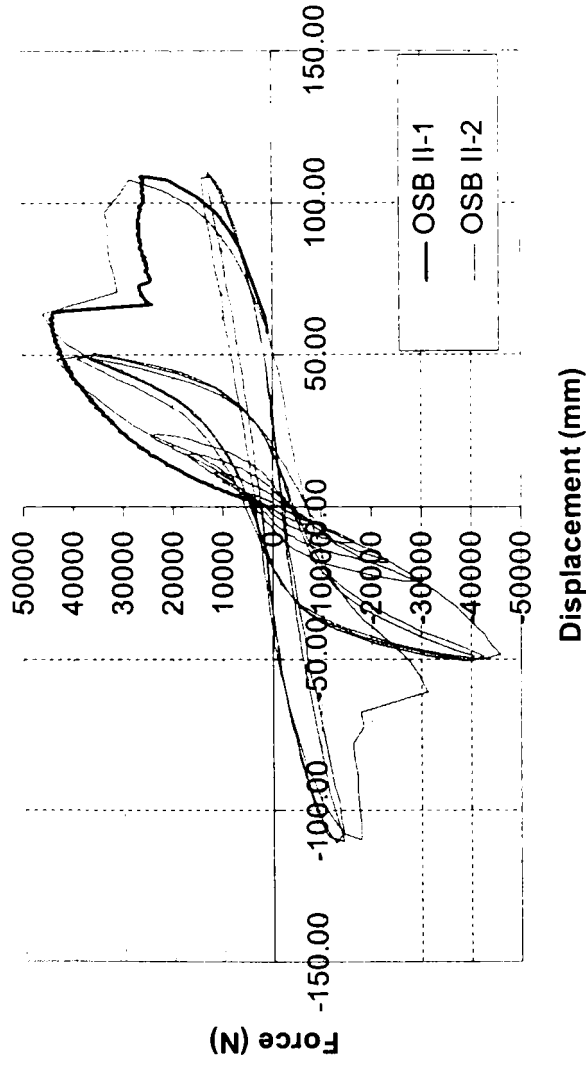
Values Relative to the Monotonic Case Method I - Series OSB I



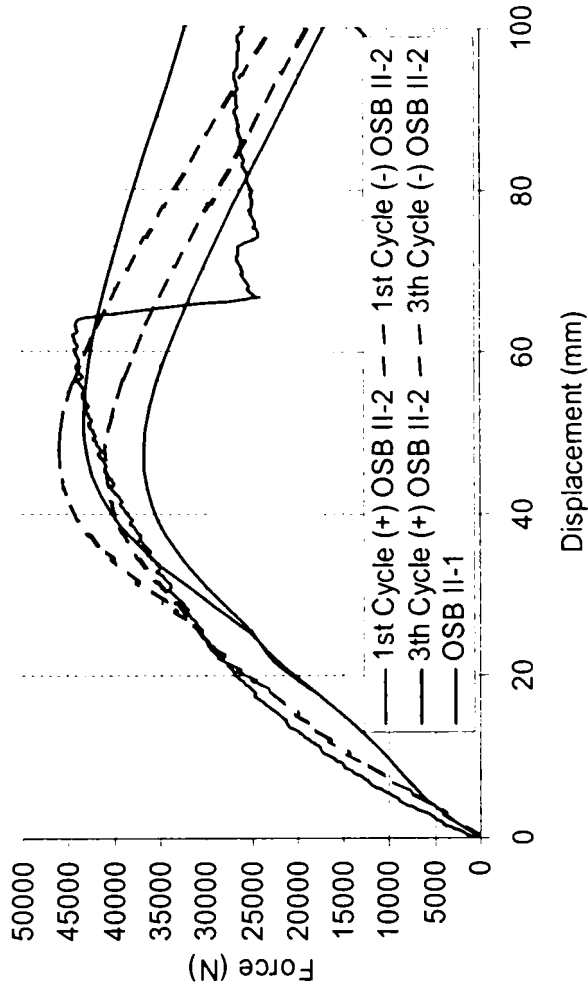
Values Relative to the Monotonic Case Method II - Series OSB I



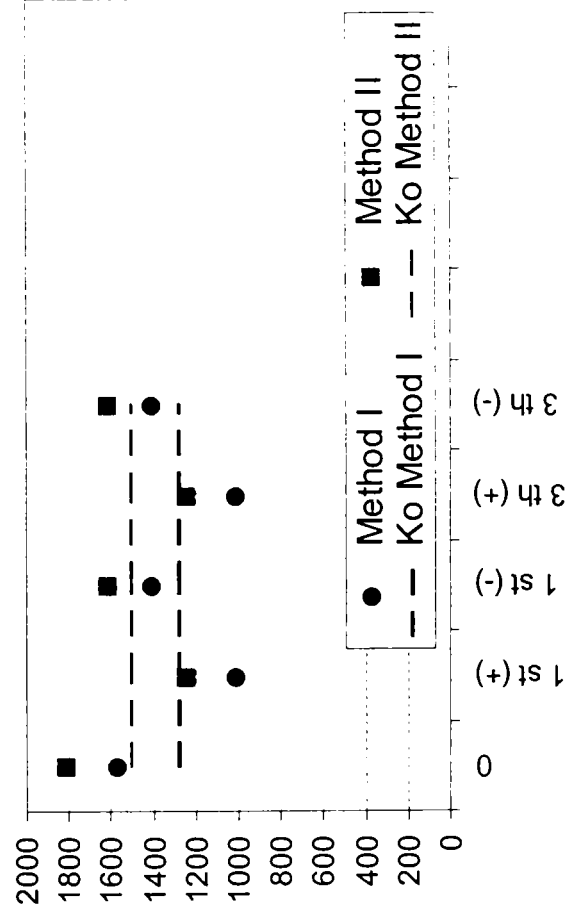
Top Displacement - Comparison Series OSB II



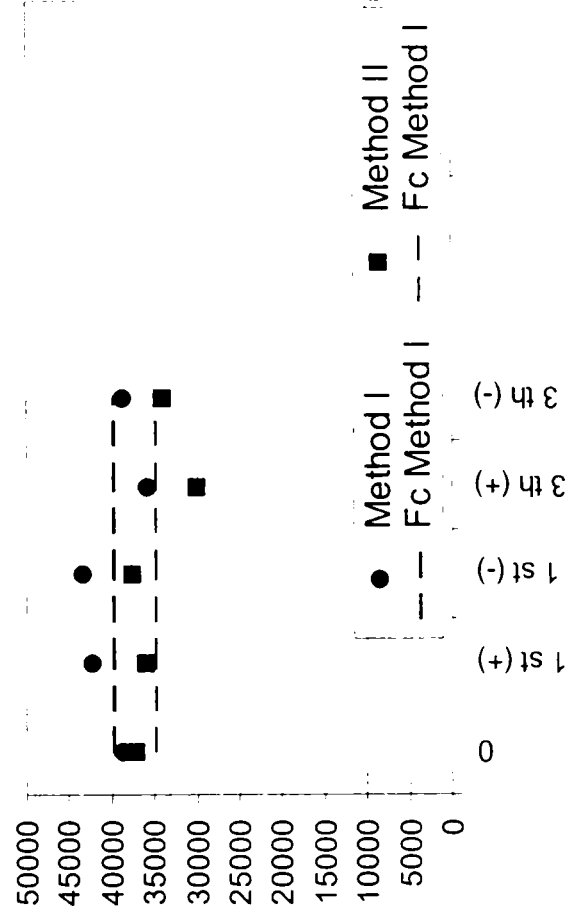
Envelope Curves - Comparison Series OSB II



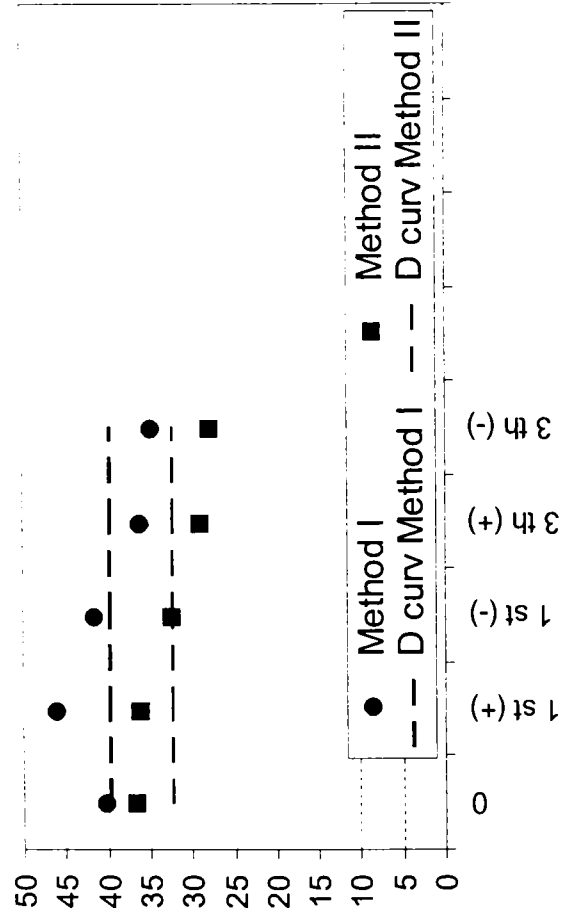
Initial Rigidity (Ko) - Series OSB II



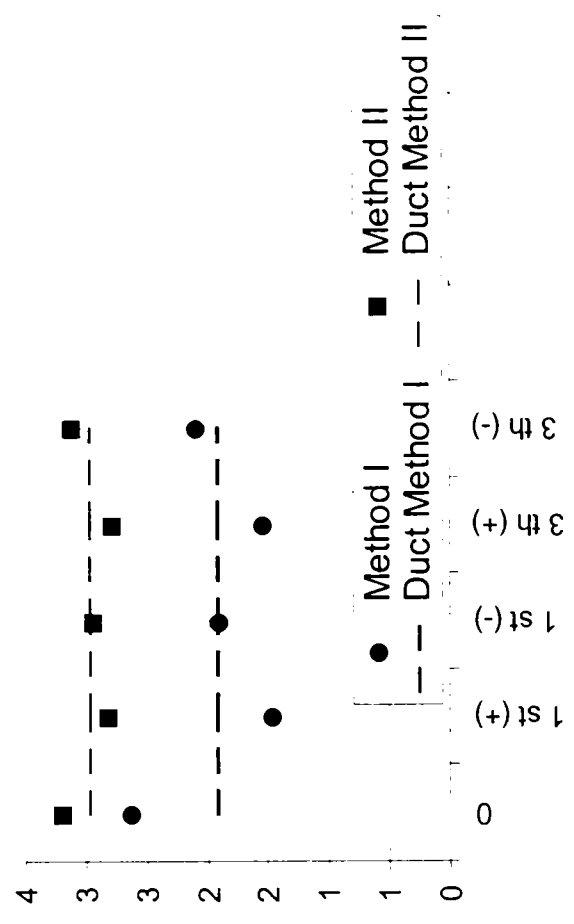
Conventional Force (Fc) - Series OSB II



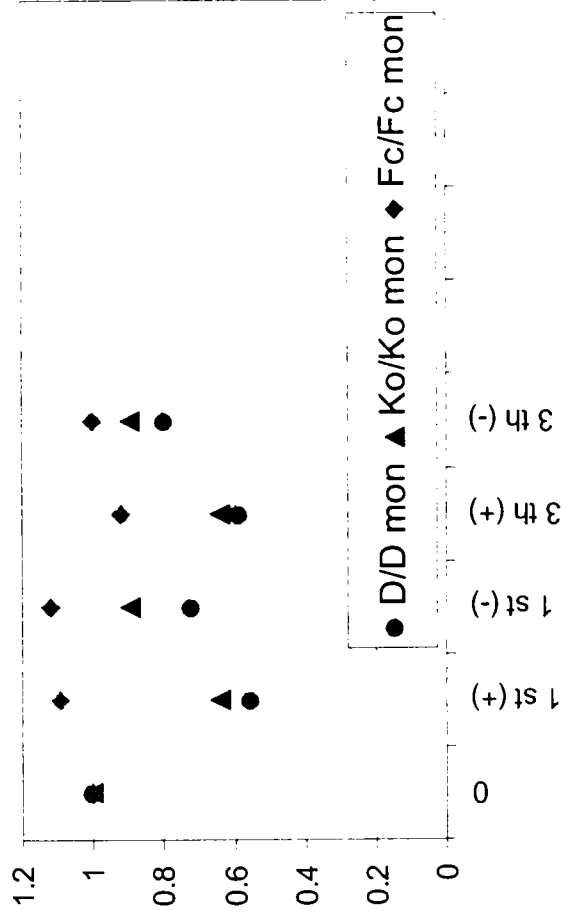
Displacement Intersect (D curv) - Series OSB II



Ductility (Duct) - Series OSB II



Values Relative to the Monotonic Case Method I - Series OSB II



Values Relative to the Monotonic Case Method II - Series OSB II

