Volumul de faţă conţine cele 34 lucrări prezentate în cadrul celei de-a *XIII-a Conferinţe Naţionale de Construcţii Metalice*, Organizată la Bucureşti în 21-22 noiembrie 2013 de Asociaţia Inginerilor Constructori din România (AICR) în colaborare cu Asociaţia Producătorilor de Construcţii Metalice din România (APCMR) şi Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole prin Departamentul de Construcţii Metalice, Management şi Grafică Inginerească.

ISBN 978-973-100-306-1

TENDINŢE ACTUALE ÎN INGINERIA STRUCTURILOR METALICE

TENDINȚE ACTUALE ÎN INGINERIA STRUCTURILOR METALICE

Lucrările celei de-a XIII-a Conferinţe Naţionale de Construcţii Metalice

21-22 noiembrie 2013
Bucureşti

CONSPRESS BUCUREŞTI



UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI



FACULTATEA DE CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE



ASOCIAȚIA INGINERILOR CONSTRUCTORI DIN ROMÂNIA



ASOCIAȚIA PRODUCĂTORILOR DE CONSTRUCȚII METALICE DIN ROMÂNIA

TENDINȚE ACTUALE ÎN INGINERIA STRUCTURILOR METALICE

Lucrările celei de-a XIII-a Conferințe Naționale de Construcții Metalice

București, 21-22 noiembrie 2013

Editori:
Daniel BÎTCĂ
Paul IOAN

Editorii volumului nu îşi asumă răspunderea pentru conţinutul ştiinţific al articolelor publicate în prezentul volum, aceasta revenind în întregime autorilor, inclusiv în ceea ce priveşte proprietatea intelectuală

I.S.B.N.....

PREFAȚĂ

Seria Conferințelor Naționale de Construcții Metalice a debutat în anul 1973, la Timișoara, în organizarea Facultății de Construcții a Institutului Politehnic „Traian Vuia" la inițiativa și sub îndrumarea academicianului Dan Mateescu.

Încă de la debutul acestora, Conferințele Naționale de Construcții Metalice s-au bucurat de participare internațională. Cu acest prilej, se dezbăteau ultimele noutăți științifice și tehnice în domeniu, atât pe plan național, cât și internațional. Fiecare conferință a constituit un schimb de idei util, o căutare a soluțiilor inovatoare de către cei mai buni specialiști din cercetare, proiectare și din învățământul universitar.

După anul 1989 Conferința de Construcții Metalice a căutat să se racordeze la noile schimbări legislative tehnice, la tematica de cercetare și proiectare ce era la zi în Europa, ajungând să constituie un moment de mare importanță în viața inginerească din domeniul construcțiilor metalice, ceea ce s-a concretizat prin larga participare a specialiștilor din România și din străinatate.

În anul 2013 are loc cea de-a **XIII-a Conferință Națională de Construcții Metalice**, organizată la București de către *Universitatea Tehnică de Construcții București – Departamentul de Construcții Metalice*, în colaborare cu *Asociația Producătorilor de Construcții Metalice din România* și *Asociația Inginerilor Constructori din România*.

Volumul de față cuprinde cele 34 de lucrări prezentate în cadrul conferinței, lucrări care au fost integrate în următoarele tematici:

- Noutăți și tendințe în metodologia de calcul, în proiectarea și în execuția construcțiilor metalice și compozite din oțel – beton;
- Implementarea *Eurocod*-urilor în practica de proiectare;
- Construcții remarcabile: proiectare, execuție, montaj;
- Comportarea construcțiilor metalice la acțiuni extreme;
- Comportarea în timp a structurilor metalice;
- Reabilitarea construcțiilor prin soluții constructive bazate pe utilizarea materialelor metalice;
- Impactul asupra mediului înconjurator: criterii și parametri de dezvoltare durabilă.

Lucrările reprezintă contribuția a 56 de specialiști din domeniul construcțiilor metalice, cadre didactice din facultățile de profil, cercetători și experți din institute de cercetare, ingineri din proiectare sau execuție, majoritatea din România.

București, noiembrie 2013

Editori:
Daniel BÎTCĂ
Paul IOAN

Comitetul de organizare al conferinţei

Copreşedinţi:

Paul IOAN (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Dan DUBINĂ (Universitatea Politehnică Timişoara)

Comitetul ştiinţific:

Elena AXINTE (Universitatea Tehnică din Iaşi)

Cristina CÂMPIAN (Universitatea Tehnică din Cluj - Napoca)

Adrian CIUTINĂ (Universitatea Politehnică Timişoara)

Eugen CHESARU (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Şerban DIMA (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Florea DINU (Universitatea Politehnică Timişoara)

Mircea GEORGESCU (Universitatea Politehnică Timişoara)

Daniel GRECEA (Universitatea Politehnică Timişoara)

Zoltan KISS (Universitatea Tehnică din Cluj - Napoca)

Zsolt NAGY (Universitatea Tehnică din Cluj - Napoca)

Lucian NEGREI (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Vasile PĂCURAR (Universitatea Tehnică din Cluj - Napoca)

Daniela PREDA (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Adrian PRODESCU (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Aurel STRATAN (Universitatea Politehnică Timişoara)

Nicolae ŢĂRANU (Universitatea Politehnică Timişoara)

Raul ZAHARIA (Universitatea Politehnică Timişoara)

Secretari ştiinţifici:

Bogdan ŞTEFĂNESCU (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Viorel UNGUREANU (Universitatea Politehnică Timişoara)

Comitetul de organizare
(Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti)

Daniel BÎTCĂ, Secretar general

Stelian CONSTANTINESCU

Mihai COVEIANU

Ileana CALOTESCU

Mihai DRAGOMIR

Helmuth KÖBER

Dragoş VOICULESCU

CUVÂNT ÎNAINTE

Cea de-a *XIII-a Conferință Națională de Construcții Metalice* - CM 2013, continuă seria manifestarilor acestui forum dedicat ingineriei construcțiilor metalice, inițiat în anul 1973 la Timișoara.

Anul acesta practic s-a încheiat o primă etapă de implementare a Eurocodurilor în România, iar de anul viitor se începe o nouă etapă de revizuire a Eurocodurilor la nivel european, și în același timp a standardelor din țara noastră.

În România, țară asezată într-o zonă seismică cu risc ridicat , normativul specific de proiectare și calcul seismic cu implementarea ultimelor specificații tehnice europene va intra în vigoare la 1 ianuarie 2014.

În ultimele două decade construcțiile metalice au început să patrundă din ce în ce mai mult, pe piața construcțiilor din România, atât în conștiința inginerească, dar mai ales în cea a investitorilor. S-au realizat construcții remarcabile, clădiri pentru birouri, cu precădere, mari spații comerciale, căldiri cu destinație social-culturală și rezidențiale, lucrări de infrastuctură și multe construcții industriale.

Nivelul de încredere în capacitatea tehnică de producție a confecțiilor metalice, cât mai ales în nivelul de cunoaștere al inginerilor proiectanți din România, a crescut foarte mult, în prezent fiind tot mai multe solicitări pentru conceptia și calculul unor structuri importante din străinătate. Multe dintre societățile de proiectare și de execuție a structurilor metalice sunt solicitate pentru lucrări în exteriorul țării, în zone în care altă dată nu aveam acces (Rusia, Orientul Mijlociu, Germania, Belgia, Olanda, dar și în Canada și S.U.A.).

Performanțele *industriei* de profil, ale *școlii, proiectării* și *execuției structurilor metalice*, au fost recunoscute la nivel european prin aceea că, în 2005/2006, Asociația Producătorilor de Construcții Metalice din România, APCMR, a deținut președenția Convenției Europene de Construcții Metalice (ECCS) , precum și prin trofeele „*European Steel Design Award*", acordate de către această organizație, în 1997, 2003, 2005, 2007, 2009 și 2011 pentru lucrări proiectate și realizate în România.

Este pentru prima dată când co-organizator al conferintei este Asociația Inginerilor Constructori din România, asociație care are scopul de a reprezenta interesele tehnice, administrative și juridice ale inginerilor constructori din România. Asociația păstrează tradiția dezvoltării spiritului ingineresc organizând încă din anii de studenție întâlniri între studenți și inginerii constructori cu bogată experiență din diverse zone ale ingineriei de construcții, atat din proiectare cât și din șantiere sau ateliere de confecții metalice. Sunt organizate, împreună cu diverse societăți de specialitate, cursuri de inițiere în domeniul calculului și reprezentării grafice până la nivelul de desene de execuție ale structurilor și elementelor structurale din beton, metal sau lemn.

Suntem optimisti, chiar și în această perioadă de contracție a industriei construcțiilor datorită crizei economice, că evoluția cunoașterii, a metodelor de calcul și proiectare, a tehnologiilor în execuție și montaj, în acest domeniu, al structurilor metalice, este un proces continuu, în care noi toți cei prezenți la acestă manifestare suntem parte. România, în care sunt atâtea de construit, are nevoie în dezvoltarea ei de construcțiile metalice, și cu siguranță, noi, vom avea suficiente motive și oportunități să ne întâlnim la edițiile următoare ale *Coferinței Nationale de Construcții Metalice*, pentru a ne împărtăși realizări și experiențe, pentru a ne simți bine în acestă comunitate profesională.

Președinte CM 2013
Conf. dr. ing. Paul IOAN

Co-prședinte CM 2013
Prof. dr. ing. Dan DUBINĂ
M.C. al Academiei Române

București, 21-22 noiembrie 2013

CUPRINS

VALIDAREA PRIN ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE LA SCARĂ MARE A SOLUȚIILOR STRUCTURALE ȘI MODELELOR DE CALCUL PENTRU STRUCTURI METALICE 1
Aurel STRATAN, Florea DINU, Dan DUBINĂ

SIMULAREA NUMERICĂ A COMPORTĂRII STÂLPILOR STRUCTURILOR PENTRU DEPOZITARE PALETIZATĂ DIN PROFILE DE OȚEL FORMATE LA RECE CU PEREȚI PERFORAȚI 11
Andrei CRIȘAN, Viorel UNGUREANU, Dan DUBINĂ

INFLUENȚA CONEXIUNII DINTRE OȚEL ȘI BETON ASUPRA COMPORTAMENTULUI CADRELOR DIN OȚEL CU PLANȘEE DIN BETON ARMAT 23
Adrian CIUTINA, Gelu DANKU, Dan DUBINĂ

STAREA LIMITĂ DE ROBUSTEȚE ÎN PROIECTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE 33
Florea DINU, Dan DUBINĂ, Ioan MĂRGINEAN

DESPRE COMPORTAREA STÂLPILOR CU SECȚIUNE MIXTĂ OTEL - BETON 41
Cristina Mihaela CÂMPIAN, Alina HAUPT-KARP, Hervé DEGREE, Nicolae CHIRA

CALCULUL BAZELOR ARTICULATE PENTRU STÂLPII STRUCTURILOR METALICE 49
Dragoș VOICULESCU

TESTAREA STRUCTURILOR STATIC DETERMINATE ȘI NEDETERMINATE ALCĂTUITE DIN PROFILE RECTANGULARE CAVE FORMATE LA CALD 55
Bogdan TEODORESCU

PERFORMANȚELE TEHNICO-ECONOMICE ALE STRUCTURILOR METALICE REALIZATE DIN PROFILE FORMATE LA RECE ÎN COMPARAȚIE CU STRUCTURILE LAMINATE 67
Zsolt NAGY, Anca JURCUȚ, Andra POP, Ilinca MOIȘ

ANALIZE COMPARATIVE EN 1993-1-1 – STAS 10108/0-78 PENTRU VERIFICAREA GRINZILOR LA FLAMBAJ LATERAL 75
Bogdan ŞTEFĂNESCU, Helmuth KÖBER

CALCULUL RIGIDIZĂRILOR GRINZILOR CU INIMĂ PLINĂ ÎN CONFORMITATE CU EN 1993-1-5 85
Petru MOGA, Ştefan I. GUŢIU, Cătălin MOGA, Alexandra D. DANCIU

ÎMBINĂRI CU ȘURUBURI PE FLANȘĂ RECTANGULARĂ 93
Lucian NEGREI, Daniela PREDA

OBSERVAȚII CU PRIVIRE LA VERIFICAREA STABILITĂTII GENERALE A BARELOR COMPRIMATE FORMATE DIN DOUĂ RAMURI MULT DEPĂRTATE CONFORM SR EN 1993-1-1-2006 105
Elena ACSINIA, Helmuth KÖBER, Bogdan ŞTEFĂNESCU

PROIECTAREA STRUCTURILOR METALICE ÎN ZONE SEISMICE: COMENTARII PRIVIND PREVEDERILE DIN NOUL COD P 100-1/2013 115
Dan DUBINĂ, Aurel STRATAN, Florea DINU

IMPEDIMENTE ÎN APLICAREA STANDARDELOR ŞI CODURILOR DE PROIECTARE 125
Paul IOAN

CALIBRAREA EXPERIMENTALĂ A RIGIDITĂȚII LA ROTIRE A CONEXIUNII DINTRE ÎNVELITOAREA DIN PANOURI SANDWICH ŞI PANE 133
Mircea GEORGESCU, Viorel UNGUREANU

SISTEME STRUCTURALE DISIPATIVE CU CONTRAVÂNTUIRI CU AMORTIZORI CU FRECARE: STUDIU DE SOUȚIE ȘI COMPARAȚIE CU SISTEMELE CONVENȚIONALE 141
Norin FILIP-VĂCĂRESCU, Aurel STRATAN, Dan DUBINĂ

PROTECȚIA PRIN AMORTIZARE ADĂUGATĂ. O ABORDARE ENERGETICĂ 157
Ioana LĂDAR

STRUCTURI ÎN CADRE MULTIETAJATE CU COMPONETE DIN OȚEL DE ÎNALTĂ REZISTENȚĂ PENTRU CLĂDIRI AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE 165
Dan DUBINĂ, Aurel STRATAN, Cristian VULCU, Adrian CIUTINĂ

COMPORTAREA LA ACȚIUNI SEISMICE A STRUCTURILOR METALICE ECHIPATE CU DIFERITE TIPURI DE CONTRAVÂNTUIRI 173
Helmuth KÖBER, Bogdan ŞTEFĂNESCU

COMPORTAREA STRUCTURILOR METALICE CONTRAVÂNTUITE EXCENTRIC CU PENDULI VERTICALI 183
Helmuth KÖBER, Mihai COVEIANU, Stelian CONSTANTINESCU

CONCEPȚIA STRUCTURALĂ ȘI PROIECTAREA PE BAZA CONTROLULUI MECANISMULUI DE CEDARE A STRUCTURILOR MULTIETAJATE SUPUSE LA ACȚIUNI ACCIDENTALE 193
Florea DINU, Dan DUBINĂ, Ioan MĂRGINEAN, Petran IOAN, Mircea PĂSTRAV, Attila KOVACS, Dorin AŞCHILEAN

PERFORMANȚELE SEISMICE ALE STRUCTURILOR MIXTE OȚEL-BETON 203
Alina HAUPT-KARP, Cristina Mihaela CÂMPIAN, Gabriel URIAN, Nicolae CHIRA

INFLUENȚA AMORTIZĂRII AERODINAMICE ASUPRA RĂSPUNSULUI LA VÂNT AL TURNURILOR CU ZABRELE 211
Ileana CALOTESCU

EVALUAREA ACȚIUNII ŞI A EFECTELOR VÂNTULUI PE UN COŞ DE FUM INDUSTRIAL 219
Emilian URSU, Daniel BÎTCĂ, Paul IOAN

CALCULUL SEISMIC AL REZERVOARELOR CILINDRICE 227
Adrian Florin IORGULESCU, Emilian URSU

CONCEPTUL DE IZOLARE A BAZEI STRUCTURII APLICAT UNUI SILOZ CU STRUCTURĂ METALICĂ 235
Daniel BÎTCĂ, Emilian URSU, Paul IOAN

SCENARII DE INCENDIU ȘI MODELE DE FOC NATURAL PENTRU EVALUAREA COMPORTĂRII LA FOC A STRUCTURILOR 243
Raul ZAHARIA, Ioan BOTH, Dan DUBINĂ

SOLUȚII DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A SIGURANȚEI ÎN EXPLOATARE A STAVILELOR SEGMENT ALE UNUI BARAJ DE PRIZĂ 249
Adrian PRODESCU, Daniel BÎTCĂ

SOLUȚII STRUCTURALE METALICE PENTRU REABILITAREA FUNCȚIONALĂ A CLĂDIRILOR DE LOCUIT DIN PANOURI MARI PREFABRICATE DIN BETON ARMAT 255
Alexandru BOTICI, Adrian CIUTINĂ, Viorel UNGUREANU, Dan DUBINĂ

REABILITAREA UNUI COȘ DE FUM CU ÎNĂLȚIMEA DE 125m 265
Liviu Mihai STEFANESCU - WINTERLIK, Serban DIMA

SOLUȚII INOVATIVE PENTRU REABILITAREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE ȘI BETON ARMAT CU ELEMENTE DIN OTEL 273
Adrian DOGARIU, Florea DINU, Dan DUBINĂ

CALIFICAREA ÎN PARAMETRII DE DEZVOLTARE DURABILĂ A CLĂDIRILOR CU STRUCTURĂ METALICĂ 283
Adrian CIUTINĂ, Viorel UNGUREANU, Daniel GRECEA, Dan DUBINĂ

STRUCTURI MIXTE CU CONLUCRARE (OȚEL – BETON) UTILIZATE LA CONSTRUCȚIA PODURILOR RUTIERE 293
Victor POPA

SOLUȚII EFICIENTE ÎN DOMENIUL PODURILOR. CONECTORI COMPUȘI 303
Edward PETZEK, Luiza TOMA, Elena METEȘ, Radu BĂNCILĂ

CONTENTS

VALIDATION OF STRUCTURAL SOLUTIONS AND CALCULATION MODELS FOR STEEL STRUCTURES USING LARGE SCALE TESTING 1
Aurel STRATAN, Florea DINU, Dan DUBINĂ

NUMERICAL SIMULATIONS OF PERFORATED THIN-WALLED COLD-FORMED PALLET RACK UPRIGHTS 11
Andrei CRIȘAN, Viorel UNGUREANU, Dan DUBINĂ

INFLUENCE OF THE CONNECTION BETWEEN STEEL AND CONCRETE ON THE BEHAVIOUR OF STEEL FRAMES WITH COMPOSITE SLABS 23
Adrian CIUTINĂ, Gelu DANKU, Dan DUBINĂ

ROBUSTNESS LIMIT STATE FOR THE DESIGN OF STEEL FRAME STRUCTURES 33
Florea DINU, Dan DUBINĂ, Ioan MARGINEAN

BEHAVIOR OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS 41
Cristina Mihaela CÂMPIAN, Alina-Dora HAUPT-KARP, Hervé DEGREE, Nicolae CHIRA

DESIGN OF PINNED COLUMN BASES 49
Dragoș VOICULESCU

TESTING OF DETERMINATE AND INDETERMINATE STRUCTURES USING HOT-ROLLED RECTANGULAR HOLLOW SECTIONS 55
Bogdan TEODORESCU

TECHNICAL AND ECONOMICAL PERFORMANCE OF THIN-WALLED STEEL STRUCTURES VS. HOT ROLLED PROFILES 67
Zsolt NAGY, Anca JURCUȚ, Andra POP, Ilinca MOIȘ

COMPARATIVE ANALYSES EN 1993-1-1 – STAS 10108/0-78 ON BEAMS CHECKING AGAINST LATERAL BUCKLING 75
Bogdan ŞTEFĂNESCU, Helmuth KÖBER

CHECKING OF LONGITUDINAL AND TRANSVERSE STIFFENERS OF STEEL PLATE GIRDERS IN ACCORDANCE TO EN 1993-1-5 85
Petru MOGA, Ştefan I. GUȚIU, Cătălin MOGA, Alexandra D. DANCIU

JOINT RECTANGULAR FLANGE SCREWS 93
Lucian NEGREI, Daniela PREDA

REMARKS ABOUT THE GENERAL BUCKLING CAPACITY OF COMPRESSED MEMBERS FORMED OF TWO WIDELY DISTANCED CHORDS ACCORDING TO SR EN 1993-1-1-2006 105
Elena ACSINIA, Helmuth KÖBER, Bogdan ŞTEFĂNESCU

SEISMIC DESIGN OF STEEL STRUCTURES: COMMENTARIES ON PROVISIONS IN THE NEW CODE P100-1/2013 115
Dan DUBINĂ, Aurel STRATAN, Florea DINU

IMPEDIMENTS TO THE IMPLEMENTATION OF STANDARDS AND DESIGN CODES 125
Paul IOAN

EXPERIMENTAL CALIBRATION OF THE ROTATIONAL STIFFNESS FOR SANDWICH PANEL TO PURLIN CONNECTION 133
Mircea GEORGESCU, Viorel UNGUREANU

DISSIPATIVE STRUCTURAL SYSTEMS WITH FRICTION DAMPERS IN THE BRACINGS: STUDY OF THE SOLUTION AND COMPARISON WITH CONVENTIONAL SYSTEMS 141
Norin FILIP-VĂCĂRESCU, Aurel STRATAN, Dan DUBINĂ

SEISMIC PROTECTION BY ADDED DAMPING. ENERGY APPROACH 157
Ioana LĂDAR

MULTISTOREY FRAME STRUCTURES OF HIGH STRENGTH STEEL MEMBERS FOR SEISMIC RESISTANT BUILDING FRAMES 165
Dan DUBINĂ, Aurel STRATAN, Cristian VULCU, Adrian CIUTINĂ

THE BEHAVIOR UNDER SEISMIC ACTIONS OF STEEL STRUCTURES EQUIPPED WITH DIFFERENT BRACING TYPES 173
Helmuth KÖBER, Bogdan ŞTEFĂNESCU

THE BEHAVIOR OF ECCENTRICALLY BRACED STEEL STRUCTURES WITH VERTICAL TRUSSES 183
Helmuth KÖBER, Mihai COVEIANU, Stelian CONSTANTINESCU

STRUCTURAL CONCEPTION AND COLLAPSE CONTROL PERFORMANCE BASED DESIGN OF MULTISTOREY STRUCTURES UNDER ACCIDENTAL ACTIONS 193
Florea DINU, Dan DUBINĂ, Ioan MĂRGINEAN, Petran IOAN, Mircea PĂSTRAV, Attila KOVACS, Dorin AŞCHILEAN

SEISMIC PERFORMANCES FOR STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES 203
Alina HAUPT-KARP, Cristina Mihaela CÂMPIAN, Gabriel URIAN, Nicolae CHIRA

INFLUENCE OF AERODYNAMIC DAMPING ON THE ALONG-WIND RESPONSE OF LATTICE TOWERS 211
Ileana CALOTESCU

EVALUATION OF WIND ACTION AND EFFECTS ON AN INDUSTRIAL CHIMNEY 219
Emilian URSU, Daniel BÎTCĂ, Paul IOAN

SEISMIC DESIGN OF CYLINDRICAL TANKS 227
Adrian IORGULESCU, Emilian URSU

THE CONCEPT OF BASE ISOLATION APPLIED TO A SILO STEEL STRUCTURE 235
Daniel BÎTCĂ, Emilian URSU, Paul IOAN

FIRE SCENARIOS AND NATURAL FIRE MODELS FOR THE FIRE RESISTANCE ASSESSMENT OF STRUCTURES 243
Raul ZAHARIA, Ioan BOTH, Dan DUBINĂ

SOLUTIONS TO IMPROVE THE SAFETY OF THE HYDRAULIC GATES (TAINTER GATES) USED IN DAM OUTLET 249
Adrian PRODESCU, Daniel BÎTCĂ

STEEL STRUCTURAL SOLUTIONS FOR FUNCTIONAL RETROFITTTING OF RESIDENTIAL BUILDINGS MADE ON LARGE PRECAST CONCRETE PANELS 255
Alexandru BOTICI, Adrian CIUTINĂ, Viorel UNGUREANU, Dan DUBINĂ

REHABILITATION OF A 125 METERS TALL CHIMNEY 265
Liviu Mihai STEFANESCU - WINTERLIK, Șerban DIMA

INNOVATIVE METALLIC BASED SOLUTIONS FOR RETROFFITING MASONRY AND REINFORCED CONCRETE BUILDINGS 273
Adrian DOGARIU, Florea DINU, Dan DUBINĂ

QUALIFICATION IN TERMS OF SUSTAINABILITY OF BUILDINGS WITH STEEL STRUCTURE 283
Adrian CIUTINĂ, Viorel UNGUREANU, Daniel GRECEA, Dan DUBINĂ

COMPOSITE STRUCTURES (STEEL – CONCRETE) USED FOR THE CONSTRUCTION OF THE ROAD BRIDGES 293
Victor POPA

EFFICIENT BRIDGE SOLUTIONS. COMPOSITE DOWELS 303
Edward PETZEK, Luiza TOMA, Elena METEȘ, Radu BĂNCILĂ

VALIDAREA PRIN ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE LA SCARĂ MARE A SOLUȚIILOR STRUCTURALE ȘI MODELELOR DE CALCUL PENTRU STRUCTURI METALICE

VALIDATION OF STRUCTURAL SOLUTIONS AND CALCULATION MODELS FOR STEEL STRUCTURES USING LARGE SCALE TESTING

AUREL STRATAN[1], FLOREA DINU[2], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: Lucrarea prezintă trei exemple de încercări experimentale la scară mare efectuate în scopul validării performanței seismice a unor soluții structurale inovative sau mai deosebite. Prima dintre acestea se referă la structuri duale cu elemente disipative demontabile. Încercarea experimentală va fi efectuată pe o structură la scară naturală cu trei deschideri și trei nivele la Laboratorul European de Evaluare Structurale (ELSA) de la Ispra, Italia. Celelalte două exemple se referă la validarea unor soluții structurale mai deosebite, care au fost adoptate în cazul a două clădiri înalte proiectate în București. Primul caz se referă la un sistem structural în cadre metalice necontravântuite cu stâlpi deși și grinzi relativ scurte, a căror răspuns este dictat de interacțiunea dintre moment și forță tăietoare. Încercările experimentale efectuate la Universitatea Politehnica din Timișoara pe subansamble structurale la scară mare au avut ca scop validarea performanței seismice a grinzilor, și a permis identificarea și soluționarea unor probleme la îmbinări. Cel de-al doilea caz a avut ca obiectiv verificarea performanței seismice a unor contravântuiri tubulare cu îmbinări cu bolț. Încercările experimentale au evidențiat sensibilitatea acestora la flambaj în afara planului și a permis identificare unor detalii constructive îmbunătățite ale îmbinărilor.*

Cuvinte cheie: încercări experimentale la scară mare, structuri metalice, performanță seismică.

***Abstract:** The paper presents three examples of large-scale tests performed in order to validate the seismic performance of innovative or special structural solutions. The first one refers to dual structures with replaceable dissipative components. The experimental tests will be performed on a three-span three-storey experimental mockup realised at natural scale, at the European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) in Ispra, Italy. The other two solutions refer to validation of special structural solutions adopted in the case of two high-rise buildings in Bucharest. One of them represents a moment resisting framing system with closely spaced columns and relatively short beams, whose response is governed by the interaction between the bending moment and shear force. Large-scale tests were performed at the Politehnica University of Timisoara on subassemblies with short beams in order to validate their seismic performance, and allowed identification and solution of some problems at the connections. The other case had the objective of seismic performance assessment of a tubular brace with connections with pins. Experimental testing put into evidence the sensibility of the brace to out-of-plane buckling and allowed identification of improved connection details.*

Keywords: large scale experimental testing, steel structures, seismic performance.

[1] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: aurel.stratan@ct.upt.ro
[2] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: florea.dinu@ct.upt.ro
[3] Prof.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

1. Introducere

Prevederile de proiectare existente în diferite acte normative oferă soluții pentru cazurile cele mai uzuale întâlnite în practică. Există numeroase situații care implică fie soluții structurale inovative, fie detalii constructive noi, care nu sunt acoperite de normele existente. În aceste cazuri, raționamentul ingineresc și principiile fundamentale care stau la baza soluției adoptate trebuie secundate de validarea acesteia prin încercări experimentale. În continuare se prezintă trei studii de caz de încercări experimentale la scară mare efectuate în scopul validării performanței seismice a unor soluții structurale inovative sau mai deosebite.

2. Cadre duale contravântuite excentric cu linkuri demontabile

În majoritatea structurilor proiectate conform normelor moderne de proiectare se vor observa deformații inelastice chiar și în cazul unor cutremure moderate, cu deplasări permanente (reziduale) după cutremur. Reparația este dificilă în astfel de cazuri. Există soluții care asigură structurii capacitatea de auto-centrare (toroane post-tensionate, dispozitive cu aliaje cu memorie), dar care sunt complicate din punct de vedere tehnic. O soluție alternativă ar fi aceea care oferă capacitatea de revenire (diferită de cea de auto-centrare), prin intermediul elementelor disipative demontabile și a configurațiilor duale. Aplicarea conceptului elementelor disipative demontabile cadrelor contravântuite excentric, unde linkurile acționează ca zone disipative, este prezentat în Fig. 1 ([1]). Îmbinarea linkului cu grinda este realizată cu ajutorul unei plăci de capăt și șuruburi de înaltă rezistență pretensionate. Principalul avantaj față de alte dispozitive disipative este faptul că linkurile demontabile pot fi proiectate folosind metode uzuale inginerilor constructori și pot fi fabricate și montate folosind proceduri standard.

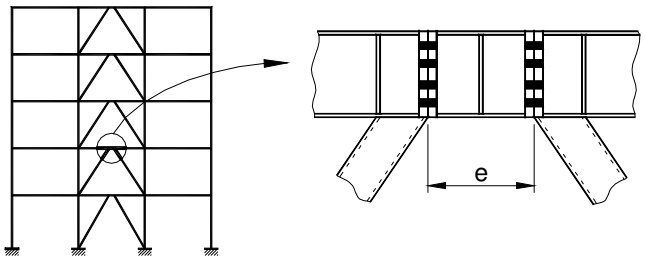


Fig. 1. Conceptul linkului detașabil.

Cercetările numerice și experimentale anterioare asupra linkurilor detașabile și a cadrelor contravântuite excentric cu linkuri demontabile au arătat că aceasta este o soluție fezabilă pentru construcții rezistente la cutremur. Cu toate acestea, există două critici la soluția linkului demontabil. Prima se referă la deformațiile permanente (reziduale) ale structurii după un cutremur dăunător, care pot duce la dificultăți în înlocuirea linkurilor detașabile. A doua are legătură cu interacțiunea dintre linkul detașabil și placa de beton, care nu a fost abordată în studiile anterioare. Pe de o parte, placa de beton poate afecta capacitatea de forfecare a linkul, precum și comportarea îmbinării link-grindă. Pe de altă parte, deformațiile mari din link pot deteriora placa de beton, care încalcă principiul că deformațiile plastice sunt limitate doar la linkurile detașabile.

Prima problemă poate fi rezolvată prin realizarea structurii ca fiind dual, prin combinarea cadrelor contravântuite excentric cu cadre necontravântuite. Răspunsul elastic al subsistemului flexibil (cadrul necontravântuit) poate oferi capacitatea de re-centrare a structurii, după eliminarea linkurilor deteriorate in timpul unui cutremur. Pentru ca acest principiu să fie eficient, subsistemul flexibil ar trebui să rămână în domeniul elastic. O posibilă modalitate de a favoriza acest lucru este de a realiza unele elemente din oțel de înaltă rezistență. A doua problemă poate fi

abordată în două moduri. O soluţie posibilă este aceea de a deconecta linkul demontabil de placa de beton armat, prin extinderea planşeului numai până la o grindă secundară suplimentară plasată în paralel cu grinda ce conţine linkul (vezi Fig. 2). O altă soluţie posibilă este folosirea unei plăci de beton armat convenţionale, conectată sau nu cu conectori de linkul detaşabil, şi acceptarea deteriorării plăcii. În această situaţie, ar fi necesară repararea locală a plăcii după un cutremur, în plus faţă de înlocuirea linkului demontabil. Este de aşteptat ca numai betonul sa fie deteriorat în regiunea linkului, în timp ce armătura de oțel şi tabla cutată utilizată ca şi cofraj ar păstra integritatea datorită flexibilităţii mari. Procedura de reparare ar consta în eliminarea betonului zdrobit şi turnarea betonului nou peste zona afectată.

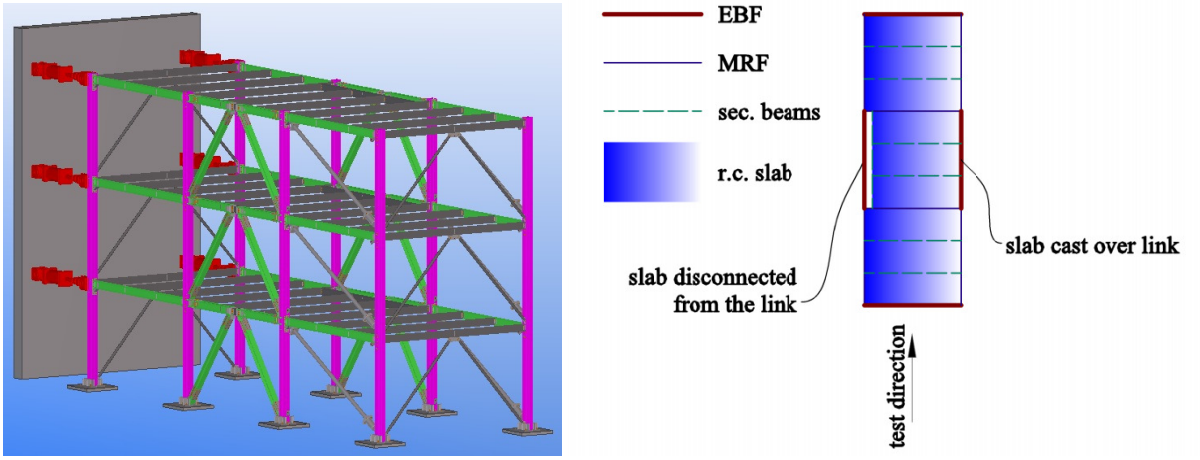


Fig. 2. Structura experimentală.

Validarea soluţiei propuse se va realiza printr-un test pseudo-dinamic pe un model la scară reală al unei structuri duale contravantuite excentric, care va avea loc la ELSA (European Laboratory of Structural Assessment), in Italia, la Ispra (vezi Fig. 2). Cercetarea va demonstra fezabilitatea conceptului propus (capacitatea de revenire a structurilor duale cu elemente disipative demontabile), netezind calea spre implementarea în practica de proiectare. În plus, va fi validată performanţa seismică generală a cadrelor duale contravântuite excentric. Încercarea experimentală la scară naturală va oferi informaţii valoroase cu privire la interacţiunea dintre cadrul metalic şi placa de beton armat în regiunea link-ului, pentru care practic nu există încercări experimentale. Cercetarea ştiinţifică se va derula în cadrul proiectului de cercetare european FP7 SERIES "Seismic Engineering Research infrastructures for European Synergies" prin sub-programul DUAREM (“Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frames with removable links”).

Pentru studiu s-a ales o structură cu 3 deschideri de 6m şi 5 travei de 6m. Structura are 3 etaje de câte 3.5 m înălţime. Pe fiecare direcţie, sistemul structural este alcătuit din câte două cadre contravântuite, amplasate pe perimetru. În plus, mai sunt dispuse 4 cadre necontravântuite pe direcţie transversală şi 10 pe direcţie longitudinală pentru a asigura forţa de revenire după cutremur. Toate celelalte grinzi sunt articulate. Stâlpii sunt încastraţi la bază. Proiectarea s-a făcut în conformitate cu EN 1993, EN 1998 şi P100-1/2006. Încărcarea permanentă este de 4.9 kN/m^2 iar cea utilă de 3.0 kN/m^2. Clădirea este analizată pentru condiţii de teren rigid, caracterizat de o perioada de colţ T_C=0.6s şi o acceleraţie seismică de 0.19g. În calcul s-a considerat un factor q = 6 (clasa de ductilitate H) şi un drift de nivel limită de 0.0075 din înălţimea de etaj. Stâlpii sunt realizaţi din secţiuni dublu T sudate (table de 12 x 240 mm şi 8 x 206 mm), reconstituind profilul unui HEA240. Grinzile din cadrele necontravântuite sunt IPE240, contravântuirile sunt din HEB200 şi grinzile din cadrele contravântuite sunt realizate din profile HEA240, iar barele disipative (linkurile) sunt realizate din secţiuni sudate H 230x170x12x7 mm (pentru primele doua nivele) si H 230x120x12x4 mm (pentru nivelul

superior). Stâlpii sunt fabricați din oțel S500MC, linkurile din DOMEX 240 YP B, iar celelalte elemente din S355.

S-au realizat simulări numerice pentru a investiga posibilitatea și fezabilitatea înlocuirii linkurilor prinse cu șuruburi dintr-o structura realistică, linkuri care au experimentat deformații plastice semnificative în urma unui cutremur. Aceste simulări au arătat că există o redistribuire neglijabilă a forțelor între etaje [2]. Așadar, procedura de înlocuire a linkurilor se poate realiza pe fiecare etaj independent, începând de la cel mai puțin încărcat spre cel mai încărcat (adică de la etajul superior spre cel inferior.

Cea mai simpla soluție din punct de vedere tehnic de a elibera forțele acumulate în linkuri este aceea prin care inima și tălpile linkului sunt tăiate cu flacără. Acest lucru s-a determinat în urma unor încercări experimentale pe un cadru contravântuit excentric cu un singur nivel și o singura deschidere cu linkuri detașabile, efectuate la Universitatea "Politehnica" din Timișoara. Cu toate acestea, a existat o preocupare că această soluție ar putea fi periculoasă pentru personalul tehnic prin posibilitatea unei eliberări bruște a forței tăietoare acumulată în link. În consecință, s-a elaborat o îmbunătățire a acestei soluții prin folosirea unei contravântuiri dotată cu disipator, montate într-unul din cadrele necontravântuite, înaintea eliminării linkului.

Programul de încercări experimentale care se va efectua la ELSA constă din încercări de vibrații libere pentru verificarea eficienței sistemului de siguranță, încercări de identificare modală și o serie de încercări pseudo-dinamice:

- Cutremur operațional – pentru aprecierea răspunsului elastic al structurii și calibrarea modelului numeric al acesteia.
- Cutremur corespunzător stării limită de serviciu (SLS) – se estimează degradări moderate, dar deplasări laterale mici. Linkurile vor fi înlocuite fără a folosi contravântuirile de siguranță.
- Cutremur corespunzător stării limită ultime (SLU) – se estimează deplasări laterale de nivel tranzitorii mari, dar deplasări reziduale mici.
- Pushover – deplasări reziduale mari, linkurile vor fi înlocuite folosind sistemul de siguranță format din contravântuiri și disipatori.
- Cutremur operațional – pentru a verifica în ce măsura structura și-a redobândit caracteristicile inițiale, după avarierea și înlocuirea linkurilor.
- Cutremurul asociat stării limită de prevenire a colapsului (NC) – se estimează o avariere severă și globală a structurii; capacitatea de re-centrare a structurii este pierdută datorită degradării în alte elemente structurale decât linkuri.

3. Structură multietajată cu stâlpi deși și grinzi cu secțiune redusă

Clădirea vizată are forma în plan de tip poligon neregulat, cu dimensiunile maxime de 31.3x43.29m, un număr de 17 etaje și o înălțime maximă de 93.5m (vezi Fig. 3). Beneficiarul lucrării este DMA Architecture & Interior Design. Analiza globală și proiectarea structurii s-a făcut de către Popp & Asociații, pe baza planurilor de arhitectură propuse de Westfourth Architecture, proiectantul general al acestei clădiri. Sistemul structural este alcătuit din cadre metalice necontravântuite, ce formează un nucleu din cadre dese la interior şi un tub exterior tot din cadre dese. Pentru grinzile care fac parte din sistemele de preluare a încărcărilor laterale au fost prevăzute secţiuni din table sudate şi profile laminate. Stâlpii folosesc un sistem cruciform realizat din profile laminate.

Conform conceptului de proiectare seismică, acest tip de sistem structural, este unul disipativ, la care formarea articulaţiilor plastice se face la capetele grinzilor. Pentru a proteja îmbinările sudate grindă-stâlp, proiectantul a propus folosirea unei îmbinări de tip "grinda cu secţiune redusă", care să dirijeze articulaţiile plastice la o anumita distanţă de capătul grinzii. De asemenea, pentru reducerea efectului forţei tăietoare asupra momentului plastic capabil al grinzilor, ceea ce permite un control mai bun al comportării acestora, s-au folosit grinzi compuse din table sudate, la care dimensiunile inimilor şi tălpilor pot fi foarte bine controlate. Datorită deschiderilor reduse şi a limitărilor de spaţiu, îmbinările în şantier au fost prevăzute la mijlocul deschiderii, în zona de moment minim. Această soluţie, care utilizează o prindere de continuitate cu plăci de capăt şi şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate, a permis atât reducerea la jumătate a numărului de îmbinări cât şi evitarea îmbinărilor sudate pe şantier.

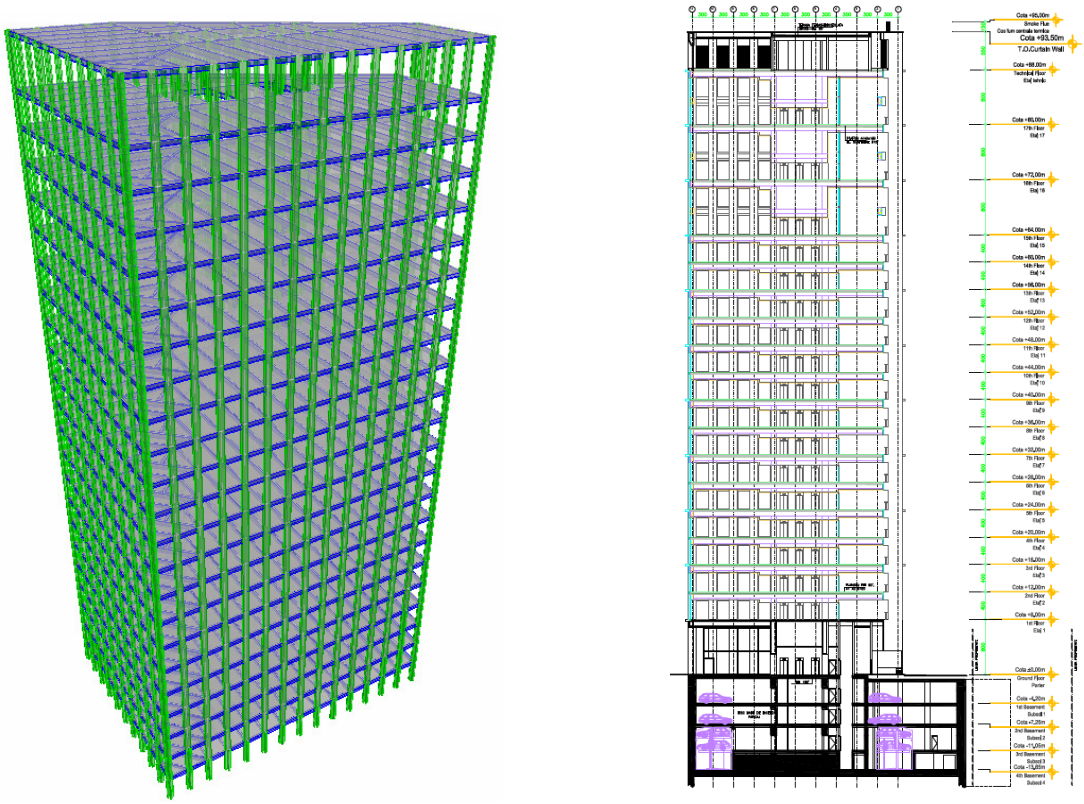


Fig. 3. Structura propusă: vedere de ansamblu cu modelul structurii (a); secţiune transversală (b).

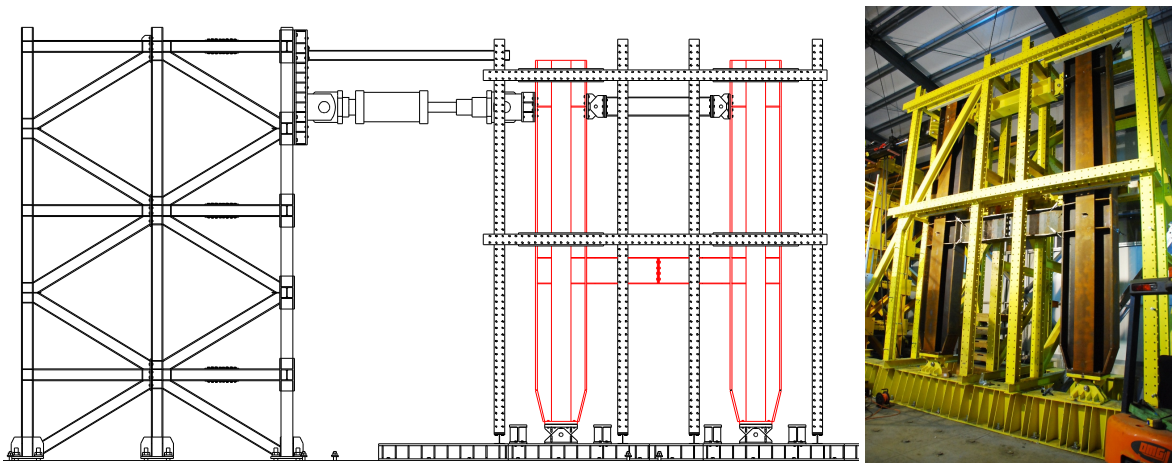


Fig. 4. Standul experimental pentru încercarea subansamblelor grindă-stâlp.

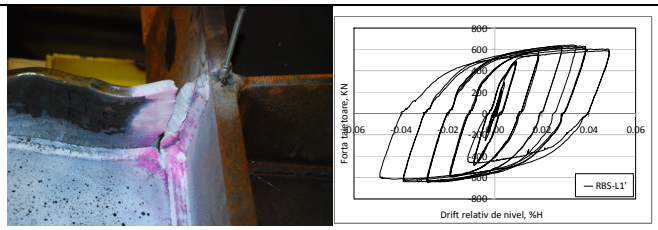
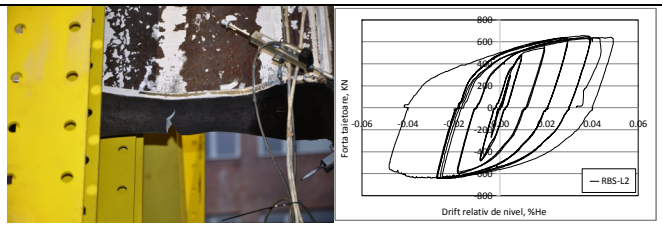
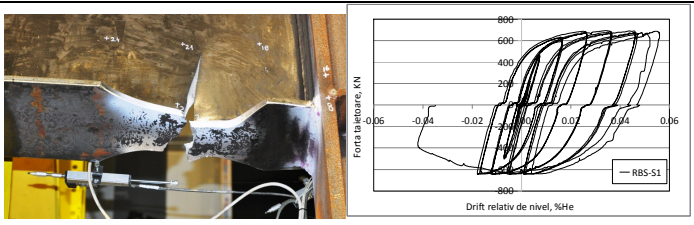
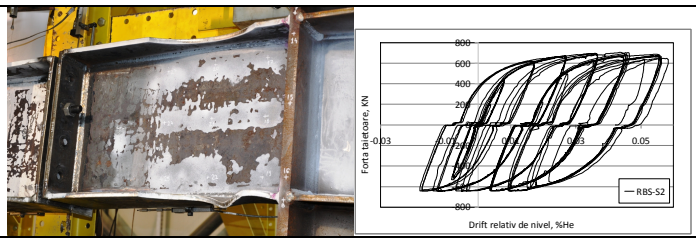
Din cauza faptului că stâlpii structurii care participă la preluarea încărcărilor laterale sunt foarte deşi, la interax de 3m, pentru realizarea cadrelor rezultă grinzi scurte. Practic, lungimea grinzilor ajunge să fie aproximativ 2.2 m sau chiar mai mică, până la 1.45 m. În cazul de faţă raportul minim între lungimea efectivă a grinzii şi înălţimea acesteia este aproximativ 3.2.

Aplicarea acestui sistem structural, pentru care nu există prevederi suficiente privind modul de realizare a îmbinărilor, este o premieră în România. În plus, lungimea redusă a grinzilor conduce la forţe tăietoare mari, care pot modifica considerabil răspunsul zonei cu secţiune redusă, care este folosită în mod tradiţional la grinzile lungi, solicitate predominant la încovoiere.

Având în vedere lungimea grinzilor şi prezența îmbinărilor de tip grindă cu secţiune redusă, s-a decis efectuarea de încercări experimentale pe cele mai scurte tipuri de grinzi şi anume grinzile de tip A cu lungime de 1450 mm (raport L/h = 3.2) și pe cele de tip A cu lungime de 2210 mm (raport L/h = 4.9). Deoarece pentru celelalte tipuri de grinzi (tip B, C si D) raportul L/[Mp/Vp] este mai mare decât cel al grinzilor încercate şi le încadrează în categoria grinzilor curente, nu s-a considerat necesară efectuarea de încercări experimentale pentru validarea comportării în domeniul ciclic. Pentru aceste tipuri de grinzi, se vor face însă simulări numerice folosind un model numeric calibrat pe baza încercărilor experimentale.

Tabelul 1

Rezumat încercări experimentale

Specimen	Mod de cedare	Detalii
RBS-L1	Cedarea s-a produs prin ruperea sudurii grindă-stâlp. Fisura a fost inițiata în talpă și apoi s-a propagat și în inimă	
RBS-L2	Cedarea s-a produs prin ruperea în zona redusă a tălpii, propagată apoi și în inimă	
RBS-S1	Cedarea s-a produs prin ruperea în zona redusă a tălpii, propagată apoi și în inimă	
RBS-S2	Cedarea s-a produs prin ruperea șuruburilor din îmbinarea grindă-grindă	

Programul experimental a cuprins încercări în domeniul ciclic pentru două dintre cele trei tipuri de grinzi de tip A. Încercările au urmărit în principal următoarele aspecte: (1) evaluarea rezistenței, rigidității și ductilității ansamblului grindă – stâlp; (2) evaluarea influenței forței

tăietoare asupra capacitaţii de rotire a grinzilor; (3) evaluarea modului de comportare a panourilor de nod; (4) evaluarea influenţei prinderii de continuitate asupra răspunsului global. Pentru încercările pe subansamble, procedura de încărcare a fost cea recomandată de Convenţia Europeană pentru Construcţii Metalice [4]. Rezumatul încercărilor experimentale sunt prezentate în Tabelul 1.

Rezultatele încercărilor experimentale efectuate pe subansamble realizate din grinzi scurte cu îmbinări cu secțiune redusa au arătat o ductilitate ridicata, cu capacitaţi de rotire de peste 60 mrad si o comportare stabila sub încărcări ciclice. Rezultatele experimentale au arătat totodată ca îmbinarea de continuitate a grinzii realizate cu placa de capăt și șuruburi suferă alunecări sub solicitări ciclice, alunecări care pot sa reducă rigiditatea și capacitatea de rotire și pot sa conducă la ruperea fragile în îmbinare.

4. Contravântuiri cu îmbinări cu bolț

Structură face parte din proiectul ”Smart Park” și va fi situată în cartierul Străulești, în partea de NV a Bucureștiului. Beneficiarul acestui proiect este Străulești Property Development. Proiectul structurii este realizat de Popp & Asociații, în baza unui contract cu International Team Design.

Dimensiunile în plan ale nivelului curent sunt de 52.0 x 25.6 m. Clădirea are două subsoluri, un parter și 28 de niveluri de 3.95 m și 4.15 m suprateran. De aici rezultă o înălțime de 117.6 m deasupra nivelului terenului. În direcție transversală clădirea este înclinată într-o direcție pe primele două treimi din înălțime și în cealaltă pe ultima treime. Îndoirea se face la nivelul 17 iar unghiul înclinării este diferit pentru fiecare dintre cele două părți: deplasarea laterală de nivel este de 40 cm pentru fiecare nivel de 3.95 m în prima parte și 70 cm pentru fiecare nivel de 3.95 m în a doua parte.

Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este format din două nuclee de beton armat situate simetric la fiecare capăt al clădirii (vezi Fig. 5a). În prima parte a clădirii, până la nivelul de îndoire, doi pereţi de beton conectaţi de nuclee îi consolidează crescându-le capacitatea şi rigiditatea. Aceşti pereţi sunt de formă trapezoidală cu baza mare la nivelul terenului şi cu baza mică la nivelul de îndoire, iar planul lor este în direcţie transversală. Ei joacă un rol major în rigiditatea transversală a clădirii. În direcţie longitudinală faţada este contravântuită simetric cu un sistem de diagonale în X, ce conectează nodurile grindă-stâlp din două în două niveluri. Această alcătuire permite un profil mai lung al diagonalelor în măsură să respecte limitările de zveltețe din P100-1/2006 [3] și de asemenea conduce la reducerea numărului de îmbinări necesare. Diagonalele sunt considerate doar întinse. Celelalte niveluri ce nu sunt conectate direct prin nodurile diagonalelor, transmit încărcarea la sistemul de contravântuiri indirect, prin nucleele de beton. Pentru a permite trecerea liberă a diagonalelor prin nivelurile intermediare fără a se intersecta cu grinzile de faţadă, acestea din urmă sunt retrase de la faţadă şi prinse de grinzile principale transversale în loc de stâlpi. Placa de beton la aceste niveluri se poate extinde la fel ca cea de la nivelurile principale, prin permiterea traversării libere a diagonalelor prin goluri special prevăzute (vezi Fig. 5b). Datorită numărului impar de deschideri contravântuite, în anumite deschideri diagonalele se intersectează în dreptul grinzii nivelului secundar. În aceste situații, diagonalele sunt întrerupte și conectate de grinda de la nivelul respectiv, ce nu mai este retrasă. Rezultă astfel diagonale mai scurte ce se dezvoltă pe un singur nivel (vezi Fig. 5c).

Contravântuirile sunt realizate din țevi cu secțiune circulară și au îmbinări articulate cu bolțuri. În structură există două configurații de contravântuiri: dezvoltate pe două niveluri, cu lungimea de 9300 mm (vezi Fig. 5b) și dezvoltate pe un nivel, cu lungimea de 4300 mm (vezi Fig. 5c). Sunt folosite următoarele secțiuni: D244.5x25, D244.5x20, D219.1x20, D219.1x16 și D219.1x10. Una din îmbinările fiecărei contravântuiri este realizată cu bolț excentric, ceea ce

permite ajustarea distanței între punctele de fixare a contravântuirii. Acest aspect permite pe de o parte o anumită toleranță de montaj, iar pe de altă parte reduce solicitarea contravântuirilor din încărcările gravitaționale, acestea fiind fixate definitiv în poziție după turnarea planșeelor din beton armat.

Datorită faptului că în literatura de specialitate nu existau informații asupra performanței seismice a acestui tip de contravântuiri și asupra acestui tip de îmbinare, s-a decis că este necesar un studiu experimental dedicat.

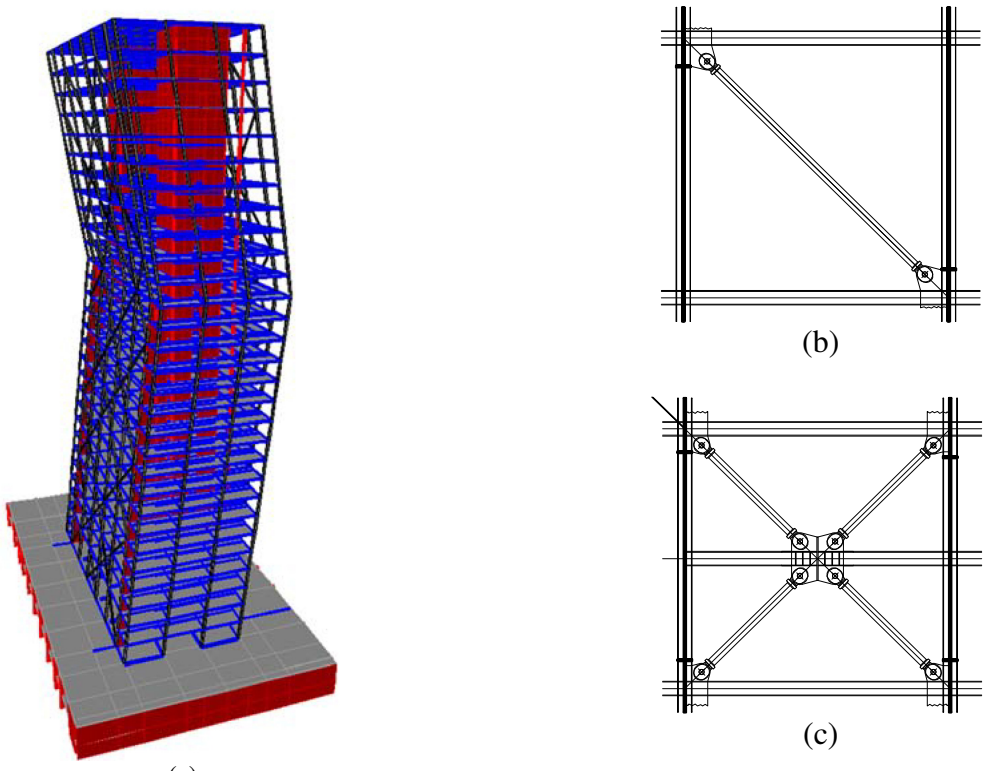


Fig. 5. Structura de rezistență a clădirii Smart Park (a) și configurații de contravântuiri: dezvoltate pe două niveluri (b) și pe un nivel (c).

Programul experimental a cuprins patru contravântuiri încercate în regim ciclic. Datorită limitărilor impuse de echipamente și dimensiunea platformei de încercare, specimenele experimentale au fost reduse la scară. Echivalarea dintre contravântuirile proiectate și modelele experimentale s-a făcut păstrând aceiași clasă de secțiune (clasa 1) și zvelțețea adimensională ($\bar{\lambda}$=0.75 pentru specimenele SP27-1 și SP27-2, cu lungimea de 2.7 m, și $\bar{\lambda}$=1.64 pentru specimenele SP59-1 și SP59-2, cu lungimea de 5.9 m). Specimenul SP27-1 a fost încercat ca atare, în timp ce specimenului SP27-2 i-au fost sudate două bare din oțel pătrat 14x14 mm, pentru a crea o asimetrie în secțiunea tubulară. Această decizie a fost luată în urma faptului că specimenul SP27-1 și-a pierdut stabilitatea în afara planului îmbinării. Celelalte două specimene (SP59-1 și SP59-2) au fost încercate fără vreo modificare față de proiect.

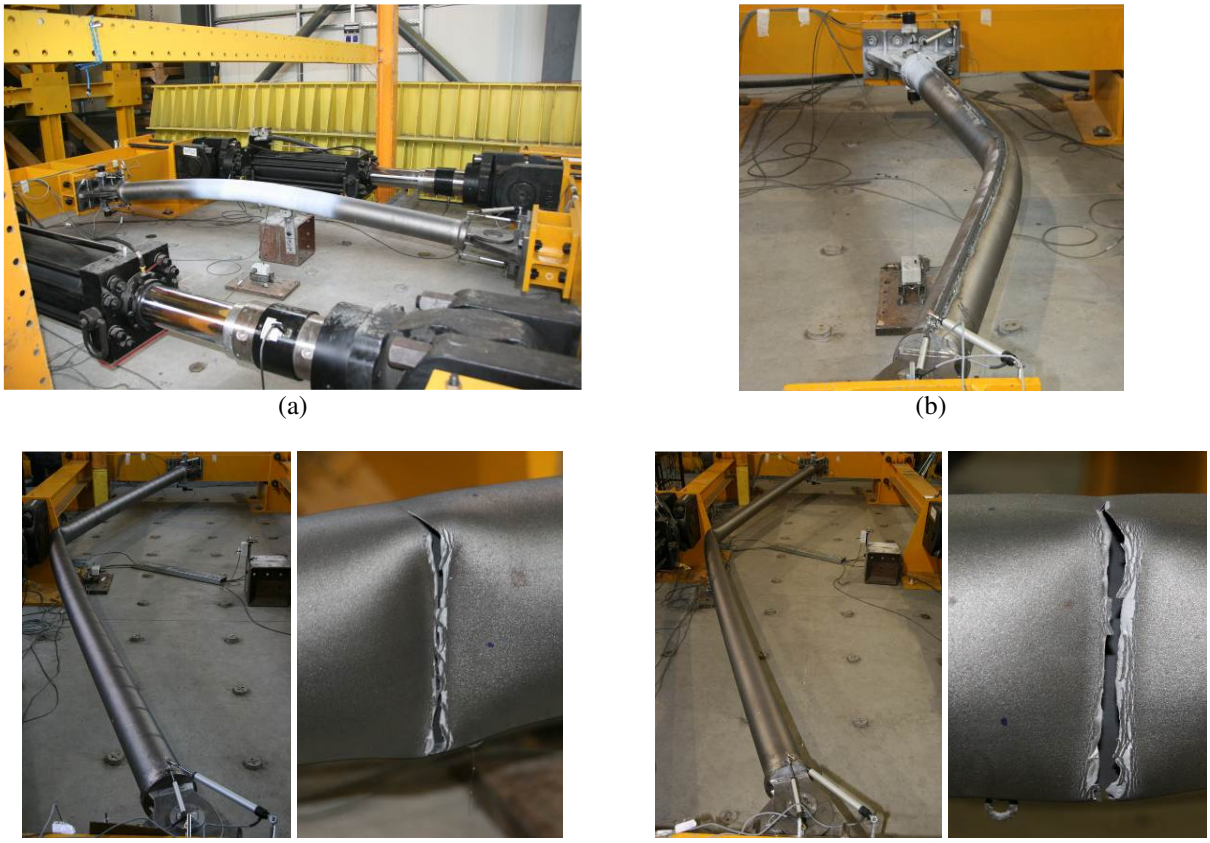
Toate specimenele au fost încercate în regim ciclic, conform procedurii ECCS [4]. Deplasarea la curgere Dy a fost determinată din simulări numerice folosind caracteristicile mecanice ale materialelor determinate experimental. Încărcarea a fost aplicată quasi-static, în control de deplasare.

Specimenul SP27-1 și-a pierdut stabilitatea în afara planului îmbinării (vezi Fig. 6a) la primul ciclu de 2Dy. Șaibele de fixare a bolțului erau prinse de acesta prin intermediul unor șuruburi M6. În urma flambajului în afara planului îmbinării, aceste șuruburi au cedat, șaibele au căzut,

conducând la îndoirea guseelor exterioare. Acest fapt a condus la pierderea parțială a contactului dintre bolț și gusee, cu pierderea rapidă a capacității portante. Pentru următoarele specimene s-au fabricat bolțuri noi, mai lungi, cu șaibe mai groase fixate de bolț prin intermediul unui filet.

Specimenul SP27-2 a fost modificat față de configurația de proiectare, prin sudarea a două rigidizări din oțel pătrat 14x14 mm în plan vertical, creând o secțiune nesimetrică, cu scopul inducerii flambajului barei în planul îmbinării. Această soluție s-a dovedit eficientă, contravântuirea pierzându-și stabilitatea în planul îmbinării (vezi Fig. 6b). Cedarea s-a produs la primul ciclu de 6Dy din cauza ruperii secțiunii ca urmare a voalării în ciclurile precedente.

Specimenul SP59-1 și-a pierdut stabilitatea în planul îmbinării, cedarea producându-se la deformații plastice semnificative 16Dy (vezi Fig. 6c). Cedarea s-a produs prin ruperea la întindere ca urmare a voalării progresive în ciclurile de compresiune anterioare. Specimenul SP59-2 a înregistrat nivele similare a capacității de deformație plastică – 16Dy (vezi Fig. 6d). Cu toate acestea, specimenul și-a pierdut stabilitatea mai întâi în afara planului îmbinării. Totuși, începând cu ciclurile de 4Dy, planul de flambaj s-a modificat progresiv către cel al îmbinării, cedarea producându-se similar cu specimenul anterior.



(a) (b) (c) (d)

Fig. 6. Modul de cedare al specimenelor SP27-1 (a), SP27-2 (b), SP59-1 (c) și SP59-2 (d).

Datorită secțiunii tubulare simetrice a secțiunii contravântuirii și a jocului îmbinării cu bolț în afara planului ei, diagonalele scurte s-au dovedit a fi sensibile la flambaj în afara planului îmbinării, ceea ce a condus la o cedare fragilă a îmbinării în cazul primului specimen. Fixarea corespunzătoare a șaibelor de bolț împiedică cedarea fragilă a îmbinării, chiar și în cazul în care bara își pierde stabilitatea în afara planului îmbinării. Contravântuirile mai zvelte s-au dovedit a fi mai puțin sensibile la flambaj în afara planului îmbinării. Prevenirea completă a flambajului în afara planului îmbinării se poate obține numai prin modificarea radicală a îmbinării.

5. Concluzii

În proiectarea structurilor metalice, în particular a celor solicitate la acţiuni seismice severe, apar cel puţin două situaţii în care este necesară utilizarea încercărilor experimentale.

Prima situație apare atunci când este necesară confirmarea/validarea capacităţii de disipare a unor elemente structurale sau a unor zone disipative din structură. Acesta este de exemplu cazul nodurilor riglă-stâlp la cadrele necontravântuite sau al contravântuirilor cu flambaj împiedicat, ambele situaţii fiind acoperite de norme care conţin prevederi pentru încercări;

A doua situaţie apare atunci când se aplică soluţii structurale noi, pentru care nu există experienţă anterioară confirmată de practică. Se pot utiliza desigur și simulări numerice, problema fiind însă că, pentru credibilitatea rezultatelor, este nevoie de o validare experimentală. Acesta a fost și cazul celor trei aplicații prezentate în lucrare. Primul caz reprezintă o soluție inovativă, care înainte de fi pusă în practică necesită o validare experimentală. În cel de-al doilea caz, fără analiza experimentală dublată de simulări numerice, aplicarea soluției propuse nu s-ar fi putut face fără anumite riscuri. În cel de-al treilea caz, s-a pus problema verificării funcționării articulației propuse, precum și a controlului flambajului diagonalei în planul dorit, care de fapt este problema cea mai complicată.

Autorii acestei lucrări își exprimă speranța că studiile prezentate vor convinge proiectanții și beneficiarii unor lucrări importante de oportunitatea și necesitatea proiectării asistată de experiment.

Mențiuni

Cercetarea care a dus la obținerea acestor rezultate a fost finanțată prin The European Community's Research Fund for Coal and Steel (RFCS) în cadrul acordului de finanțare numărul RFSR-CT-2009-00024 "High strength steel in seismic resistant building frames", prin The European Community's Seventh Framework Programme [FP7/2007-2013] pentru acces la The European Laboratory for Structural Assessment of the European Commission – Joint Research Centre în cadrul acordului de finanțare numărul 227887", prin contractul nr BC76/2011, încheiat între Universitatea "Politehnica" din Timişoara și SC DMA Architecture & Interior Design SRL, precum și prin contract BC 79/2011, încheiat între Universitatea "Politehnica" din Timişoara și SC Popp & Asociații SRL.

Bibliografie

[1] Stratan, A., Dubina, D. - *Bolted links for eccentrically braced steel frames*. Proc. of the Fifth AISC / ECCS International Workshop "Connections in Steel Structures V. Behavior, Strength & Design", June 3-5, 2004. Ed. F.S.K. Bijlaard, A.M. Gresnigt, G.J. van der Vegte. Delft University of Technology, The Netherlands, pp. 223-232, 2004.

[2] Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. - *Numerical Simulation of bolted links removal in eccentrically braced frames,* Pollack Periodica - Vol. 8, No.1, 2013, pag. 15-26.

[3] P100-1/2006. Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri.

[4] ECCS - *Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads*, European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45, 1985.

SIMULAREA NUMERICĂ A COMPORTĂRII STÂLPILOR STRUCTURILOR PENTRU DEPOZITARE PALETIZATĂ DIN PROFILE DE OȚEL FORMATE LA RECE CU PEREȚI PERFORAȚI

NUMERICAL SIMULATIONS OF PERFORATED THIN-WALLED COLD-FORMED PALLET RACK UPRIGHTS

ANDREI CRIŞAN[1], VIOREL UNGUREANU[2], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: Lucrarea de față prezintă rezultatele simulărilor numerice efectuate pe stâlpii perforați ai sistemelor de depozitare paletizată. Aceste simulări au fost realizate în cadrul Centrului de Cercetare CEMSIG (http://cemsig.ct.upt.ro) din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor, a Universităţii Politehnica Timișoara. Simulările numerice urmăresc extinderea bazei de date ce are la bază un amplu program experimental, care cuprinde specimene solicitate la compresiune, având două tipuri de secțiuni transversale, cu și fără perforații. Scopul principal al lucrării a fost de a calibra coeficienți de imperfecțiune pentru calculul curbele europene de flambaj pentru aceste tipuri de elemente. Se dorește ca această metodologie să permită reducerea numărului de încercări experimentale, luând în considerare o serie de parametri cum ar fi efectul perforațiilor, efectul flambajului local, prin distorsiune și global sau cuplarea acestora. Pentru studiul interacțiunii modurilor de flambaj s-a folosit metoda ECBL.*

Cuvinte cheie: ECBL, simulări numerice, cuplarea modurilor de flambaj, imperfecțiuni, perforaţii

***Abstract:** The paper presents the results of numerical simulations on perforated thin-walled cold-formed pallet rack uprights, carried out within the CEMSIG Research Centre (http://cemsig.ct.upt.ro), of the Steel Structures and Structural Mechanics Department from the Politehnica University of Timișoara. The simulations represent an extension of the experimental program carried out on members in compression, with two types of cross-sections, with and without perforations. The main purpose of the research was to calibrate imperfection factors for the pallet rack uprights to be used on European buckling curves. It is desired that the proposed methodology to reduce the number of experimental tests, considering several parameters as the effect of perforations, local, distortional, global and interactive buckling. For the interactive buckling, the ECBL approach was considered.*

Keywords: ECBL, numerical simulations, coupling of buckling modes, imperfections, perforations

1. Introducere

Utilizările barelor cu pereți subțiri formate la rece pentru structuri sunt multe şi variate, existând în zilele noastre o gamă largă de produse, cu o mare diversitate de forme şi mărimi. Printre aplicaţiile profilelor cu pereţi subţiri se numără şi structurile de depozitare, care au fost promovate în anii 1930 şi care, la început, utilizau profile de tip 'slotted angle' (corniere şliţuite). Acestea erau profile metalice simple, formate la

[1] Asistent, dr. ing. Universitatea Politehnica Timișoara (Asist., PhD, Politehnica University of Timișoara), Facultatea de Construcții, Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor (Civil Engineering Faculty, Steel Structures and Structural Mechanics Department), e-mail: andrei.crisan@ct.upt.ro

[2] Profesor, dr. ing. Universitatea Politehnica Timișoara (Professor, PhD, Politehnica University of Timișoara), Facultatea de Construcții, Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor (Civil Engineering Faculty, Steel Structures and Structural Mechanics Department), e-mail: viorel.ungureanu@ct.upt.ro

[3] Profesor, dr. ing. Universitatea Politehnica Timișoara (Professor, PhD, Politehnica University of Timișoara), Facultatea de Construcții, Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor (Civil Engineering Faculty, Steel Structures and Structural Mechanics Department), membru corespondent al Academiei Române (corresponding member of Romanian Academy), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

rece, cu șiruri de perforații pe toată lungimea lor, realizate în așa fel încât să se îmbine între ele foarte simplu, oferind o mare flexibilitate, cu forme şi configuraţii variate. Aceste soluţii au constituit baza de pornire atât pentru proiectanţi cât şi pentru producători, în ceea ce priveşte folosirea profilelor cu pereţi subţiri pentru sisteme de depozitare.

Structurile de depozitare sunt un important domeniu de utilizare a profilelor cu pereţi subţiri formate la rece, reprezentând în jur de 20% din total fabricat, iar o mare parte a acestora sunt elemente cu perforaţii [1]. În prezent, în fiecare an, aproximativ 50000 de tone de oţel sunt folosite pentru fabricarea şi construirea structurilor de depozitare şi, din această cauză, studiul comportării acestor structuri şi a elementelor acestora a devenit o componentă foarte importantă.

Din multe puncte de vedere o structură de depozitare paletizată reprezintă una din cele mai mari provocări pentru inginerul proiectant de structuri. O astfel de structură poate fi privită ca o clădire multietajată foarte zveltă, în care stâlpii şi grinzile sunt profile formate la rece. Proiectarea acestora este un proces delicat, ca urmare, principiile generale cunoscute, respectiv metodele de proiectare şi experimentale a structurilor metalice trebuiesc modificate şi adaptate în conformitate cu aspectele particulare ale structurilor de depozitare.

În ultimii ani, pe plan mondial, organizaţiile profesionale de profil au dezvoltat şi publicat normative şi recomandări de proiectare, cum ar fi: *Fédération Européenne de la Manutention* – FEM10.2.02:1997 [2]; *Rack Manufacturers Institute* – RMI:1997 [3]; *German Institute for Quality Assurance and Marketing, Storage Equipment Manufacturing Association* – RAL-RG 614:1990 [4] şi *Australian Standard* – AS4084:1993 [5]. În anul 2008, în Europa, a fost propus spre aprobare documentul prenormativ prEN15512:2008 [6], însoţit de prenormativul prEN 15878:2008 [7], care în martie 2009 a fost publicat în versiunea finală sub având indicativul EN15512:2009 [8]. Acest normativ este menit să completeze prevederile normei EN1993-1-3 [9] cu specificaţii clare asupra soluţiilor de proiectare pentru sistemele de depozitare paletizată, iar pentru cazurile în care o abordare analitică sau numerică nu este posibilă, cu îndrumări pentru efectuarea testelor experimentale necesare.

În România, calculul elementelor structurale şi al tablelor din oţel cu pereţi subţiri formate la rece se bazează pe specificaţiile normei SR EN 1993-1-3 [9]. În cazul structurilor de depozitare paletizată, la ora actuală în ţara noastră există normativul *Normativ de proiectare a depozitelor paletizate*, Indicativ C164-79 [10], dar care tratează problema acestor structuri mai mult din punct de vedere organizatoric şi funcţional. În momentul de față este în curs de elaborare un ghid de proiectare a structurilor de depozitare paletizată bazat pe prevederile normativului EN15512:2009 [8].

Zvelteţea secţiunilor din oţel formate la rece folosite pentru stâlpii sistemelor de depozitare impune considerarea a trei moduri de pierdere a stabilităţii: flambajul local (voalarea pereţilor secţiunii transversale), flambaj prin distorsiune şi flambajul global. În multe cazuri, cel puţin două din aceste forme de instabilitate pot interacţiona, rezultând o instabilitate cuplată. Problema devine şi mai complicată datorită perforaţiilor în pereţii componenţi ai secţiunii transversale. Norma EN15512:2009 [8] precizează faptul că în cazul barelor cu pereţi subţiri care conţin perforaţii, efectul perforaţiilor şi al flambajului local trebuie să fie luat în considerare prin intermediul rezultatelor obţinute în urma încercărilor experimentale specifice. Pentru barele de lungime medie, bare întâlnite în mod curent la structurile pentru depozitare paletizată, sunt specificate încercări experimentale pentru a determina influenţa flambajului prin distorsiune. Trebuie menţionat faptul că lungimea de semiundă a flambajului prin distorsiune este semnificativ mai mare decât cea a flambajului local, dar de multe ori mai mică decât lungimea, precizată în normativ [8], pentru specimenele folosite la determinarea efectelor flambajului prin distorsiune.

În prezent, calculul acestor elemente este bazat pe încercări experimentale. Această abordare este foarte scumpă şi este foarte dificil pentru un producător să considere toţi parametrii care intervin în calcul. Conform normativului european EN15512:2009 [8], pentru dimensionarea unei structuri de depozitare paletizată, sunt necesare următoarele încercări experimentale:

- Încercări de material;
- Încercări de compresiune pe tronsoane scurte (stub column compression test) pentru determinarea efectelor perforațiilor și voalării asupra capacității secțiunii transversale;
- Încercări de compresiune pe tronsoane medii (upright column compression test) pentru determinarea efectelor flambajului prin distorsiune;

- Încercări de compresiune pe tronsoane lungi (upright column compression test) pentru încadrarea secțiunilor pe curbelor de flambaj;
- Încercări pe de încovoiere pe stâlpi independenți și pe cadre transversale;
- Încercări pe îmbinări (grindă-stâlp, îmbinarea de la baza stâlpilor, etc.);

Unele dintre încercările enumerate mai sus trebuie efectuate pentru toate aceste configurați, chiar dacă secțiunea stâlpilor, îmbinările și materialul nu se schimbă. Pentru a reduce numărul de încercări de laborator necesare și pentru a profita de dezvoltarea din ultima vreme a metodelor numerice, în lucrarea de față se propune o abordare numerică a dimensionării stâlpilor sistemelor de depozitare paletizată pe baza unor modele numerice calibrate. Modelele numerice au fost calibrate pe baza unui program experimental desfășurat în cadrul Centrului de Cercetare CEMSIG (http://cemsig.ct.upt.ro) din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor (CMMC) al Universității Politehnica Timișoara.

În acest context, se subliniază lunga tradiție, de peste 40 de ani, a *Şcolii de construcţii metalice* din Timişoara în domeniul construcţiilor din oţel cu pereţi subţiri formate la rece, şi în particular, în ultimii 10 ani, în domeniul structurilor de depozitare paletizată.

În anii ’80, echipa de la Departamentul CMMC, împreună cu INCERC Bucureşti şi IPTOMET Bucureşti, au fost implicate în redactarea primelor recomandări tehnice referitoare la barele cu pereţi subţiri, şi anume P.54-80: *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor din profile de oţel cu pereţi subţiri, formate la rece*. Buletinul Construcţiilor vol. 8/80, iar în anul 1983, Departamentul CMMC s-a ocupat de elaborarea primului standard referitor la barele cu pereţi subţiri, STAS 10108/2-83: *Construcţii din oţel. Calculul elementelor din oţel alcătuite din profile cu pereţi subţiri, formate la rece.* În anul 1997, un nou cod de proiectare, aliniat la ENV1993-1-3:1996, a fost elaborat de Departamentul CMMC împreună cu Academia Română – Filiala Timişoara şi INCERC Timişoara, intitulat NP012-1997: *Normativ pentru calculul elementelor din oţel cu pereţi subţiri formate la rece*, publicat în Buletinul Construcţiilor vol. 15/1998. În anul 2008, odată cu integrarea în Uniunea Europeană, Eurocode-urile de profil au fost traduse în limba română, şi s-au elaborat Anexele Naţionale. Printre acestea, în cadrul Departamentului CMMC a fost tradus şi *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece*. În 2012, UTCB şi UPT au demarat elaborarea unui ghid pentru structuri metalice de tip rafturi, intitulat *Ghid pentru calculul și proiectarea la acțiunea seismică a structurilor metalice de tip rafturi pentru prezentare și depozitare în spații comerciale* (în curs de elaborare).

Tot aici ar fi de remarcat seria de publicaţii, naţionale şi internaţionale, referitoare la calculul structurilor din oţel alcătuite din profile cu pereţi subţiri, formate la rece. În acest sens se remarcă volumul *Design of Cold-formed Steel Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-3 Design of cold-formed Steel Structures*, ISBN-13: 978-3-433-02979-4, editat în 2012 la Ernst & Sohn, A Wiley Company, autori Dan Dubina, Viorel Ungureanu, Raffaele Landolfo.

De asemenea, sunt de evidenţiat o serie de evenimente legate de domeniul structurilor din oţel cu pereţi subţiri formate la rece, şi anume două cursuri organizate la *International Centre for Mechanical Sciences* (CISM) Udine, referitoare la instabilităţi cuplate şi structuri metalice uşoare, organizate în octombrie 1996 sub coordonarea Profesorului Jacques Rondal de la Universitatea din Liege, respectiv în 2002, sub coordonarea Profesorilor Jacques Rondal şi Dan Dubina. Cursurile au fost publicate în două volume la editura Springer-Verlag, şi anume:

- Rondal J (Ed.) *Coupled instabilities in metal structures. Theory and practical aspects.* New York: Springer-Verlag. Series: CISM International Centre for Mechanical Sciences, Number 379, 1998;
- Rondal J., Dubina D. (Eds.). *Light Gauge Metal Structures Recent Advances*. New York: Springer-Verlag. Series: CISM International Centre for Mechanical Sciences, Number 455, 2005.

Nu în ultimul rând, o serie de conferinţe internaţionale au fost iniţiate şi organizate la Timişoara, de Departamentul CMMC. Poate cea mai importantă contribuţie a *Şcolii de construcţii metalice* din Timişoara a fost iniţierea, împreună cu Departamentul MSM al Universităţii din Liege a conferinţelor intitulate *International Conferences on Coupled Instabilities in Metal Structures - CIMS*. Prima conferinţă, *CIMS’92*, s-a organizat la Timişoara, în 10–12 octombrie 1992. Au participat 60 de autori din 19 ţări, contribuind cu 61 de lucrări care au fost publicate într-un număr special al revistei *Thin-Walled*

Structures, conţinând 600 de pagini în 2 volume (*Coupled instabilities in metal structures.* Special issue of Thin-Walled Structures Journal, J. Rondal, D. Dubina & V. Gioncu, Guest Editors, 1994:19(2-4), 1994:20(1-4). A urmat a doua conferinţă, CIMS'96, la Liege în 5-7 septembrie 1996, caracterizată printr-o largă participare (166 autori din 23 de ţări), iar mai departe seria de conferinţe a continuat cu Lisabona (2000), Roma (2004) şi Sydney (2008). Cea de-a şasea conferinţă, CIMS 2012, s-a desfăşurat în decembrie 2012 la Universitatea Strathclyde, Scoţia, Marea Britanie.

O altă serie de conferinţe de mare succes, legată de domeniul barelor cu pereţi subţiri este seria intitulată *International Conferences on Thin Walled Structures*, care a debutat în decembrie 1996 la Glasgow, continuând cu Singapore (1998), Cracovia (2001), Loughborough (2004) şi Brisbane (2008). Cea de-a şasea ediţie a fost organizată în Timişoara, în 5-7 septembrie 2011. S-au publicat două volume cu lucrările conferinţei ICTWS 2011, conţinând 115 lucrări, elaborate de 224 autori din 33 de ţări din Africa, Asia, Australia, Europa, America de Nord şi America de Sud. Cele mai bune lucrări au fost publicate într-un număr special al revistei *Thin-Walled Structures*, intitulat *Recent Research Advances on Thin-Walled Structures*, editori invitaţi Dan Dubina şi Viorel Ungureanu, Vol. 61, decembrie 2012, 266 pagini.

În ceea ce priveşte domeniul structurilor de depozitare paletizată, subiectul se află de mai bine de 10 ani în atenţia Departamentului CMMC. Au fost elaborate două teze de doctorat, şi anume:

- Szabo I: *Study of Constructional Systems and Structural Performances of Steel Frames for Pallet Rack*. PhD Thesis, "Politehnica" University of Timisoara, 2004.
- Crisan A. *Buckling strength of cold-formed steel sections applied in pallet rack structures.* PhD Thesis, "Politehnica" University of Timisoara, 2011.

De asemenea, au fost elaborate o serie de lucrări ştiinţifice dintre care se evidenţiază referinţele [11, 12, 16, 17].

2. Program experimentalul și calibrarea modelelor numerice

Programul experimental a constat în încercări de compresiune pe tronsoane scurte, pentru determinarea influenţei flambajului local, respectiv pe specimene cu lungimea egală cu distanţa între două noduri succesive, pentru verificarea efectelor flambajului prin distorsiune. Toate testele au fost efectuate în conformitate cu specificaţiile normei EN15512:2009 [8], pentru două tipuri de secţiuni: RS95×2.6 şi RS125×3.2, cu şi fără perforaţii. Forma secţiunii transversale, atât pentru secţiunea brută cât şi pentru cea netă, respectiv poziţia perforaţiilor sunt prezentate în Fig. 1. Distanța dintre două perforații succesive, măsurată pe direcția lungimii profilului este de 50 mm. Pentru secţiunea RS125×3.2 raportul dintre aria netă şi brută este A_{net}/A_{brut} = 0.806, iar pentru secţiunea RS95×2.6, raportul este A_{net}/A_{brut} = 0.760.

Rezultatele programului experimental sunt prezentate pe larg în [11], în timp ce rezultatele modelărilor numerice sunt sintetizate în [12]. În continuare se va prezenta pe scurt programul experimental și calibrarea modelelor numerice.

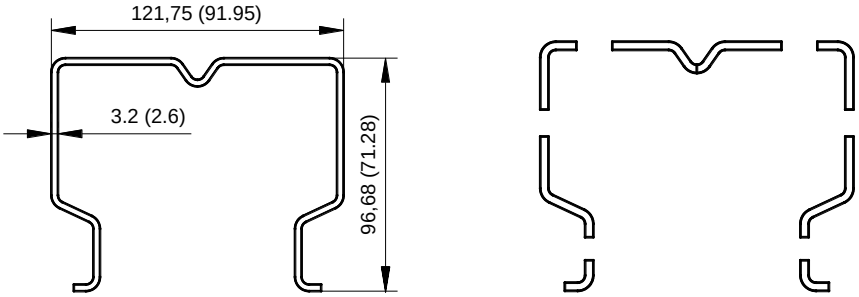


Fig. 1. Secţiunea transversală – cu şi fără perforaţii

2.1. Programul experimental

Pentru a putea obţine rezultate concludente, s-au efectuat un număr suficient de încercări experimentale pentru fiecare secţiune, cu şi fără perforaţii. În Tabelul 1 se prezintă codificarea specimenelor,

dimensiunile geometrice principale şi numărul de specimene testate, atât pentru testele pe tronsoanele scurte, cât şi pe tronsoanele pentru verificarea efectelor distorsiunii.

Pe lângă încercările experimentale de compresiune cerute de normă [8], s-a decis completarea programului experimental cu teste de compresiune pe specimene cu lungimea egală cu lungimea de semiundă pentru flambajul prin distorsiune, şi specimene cu lungimea calibrată în intervalul de cuplare (cuplarea modului de flambaj prin distorsiune cu flambajul de bară). Pentru toate tipurile de specimene solicitate la compresiune s-a folosit același aranjament experimental.

Pe lângă încercările experimentale de compresiune, în cadrul programul experimental s-au efectuat şi încercări de încovoiere pe bare independente, cât şi pe cadre transversale, formate din 2 stâlpi şi diagonale, având configurația cerută de producător.

Tabelul 1

Codificarea şi lungimea specimenelor; numărul de specimene pentru fiecare secţiune

Secțiunea	Tipul testului	Număr de specimene	Lungime specimen [mm]
RS95-B/N-s	compresiune	6/12	300
RS125-B/N-s	compresiune	6/12	400
RS95-B/N-u	compresiune	5/10	1200
RS125-B/N-u	compresiune	5/10	1200
RS95-B/N-d	compresiune	3/3	480/500
RS125-B/N-d	compresiune	5/5	560/600
RS95-B/N-c	compresiune	2/3, 3/3, 2/3	1510, 1610, 1760
RS125-B/N-c	compresiune	3/3, 3/3, 3/3	2110, 2310, 2510
RS95-B/N-bs	încovoiere	3/5	2160/2160
RS95-B/N-bh	încovoiere	3/5	2160/2160
RS125-B/N-bs	încovoiere	3/5	2920/2920
RS125-B/N-bh	încovoiere	3/5	2920/2920
RS95-N-bf	încovoiere	5	3950*
RS125-N-bf	încovoiere	5	3950*

unde B/N – secțiunea brută (neperforată) / netă (perforată); s, u – teste de compresiune pe tronsoane scurte (stub) şi tronsoane lungi (upright); d – teste de compresiune pe tronsoane scurte, lungimea de semiundă pentru flambajul prin distorsiune; c – teste de compresiune pe tronsoane lungi, cu lungimea calibrată în intervalul de cuplare; bs – teste de încovoiere după axa minimă de inerție, cu tălpile în zona întinsă (element); bh – teste de încovoiere după axa minimă de inerție, cu tălpile în zona comprimată (element); bf – teste de încovoiere după axa maximă de inerție (axa de simetrie) (cadru transversal); *3950mm este lungimea totală a stâlpului (3700mm este distanța dintre reazeme).

Aranjamentul experimental folosit pentru barele comprimate este prezentat în Fig. 2 pentru specimenele scurte, în timp ce în Fig. 3 este prezentat aranjamentul experimental pentru specimenele încovoiate. În ambele cazuri, au fost respectate cerințele impuse de EN15512:2009 [8].

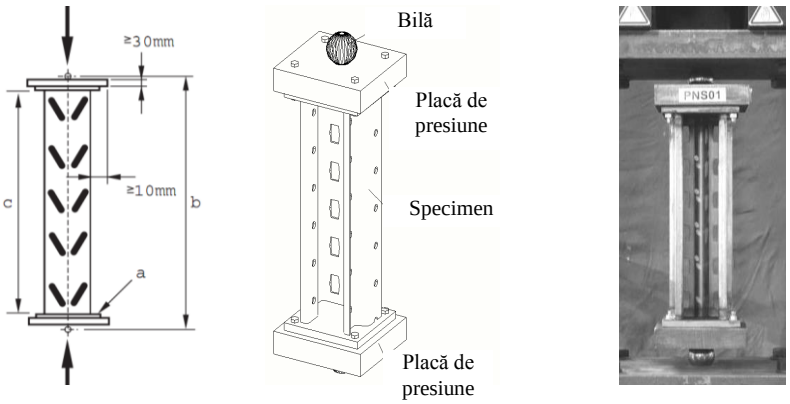
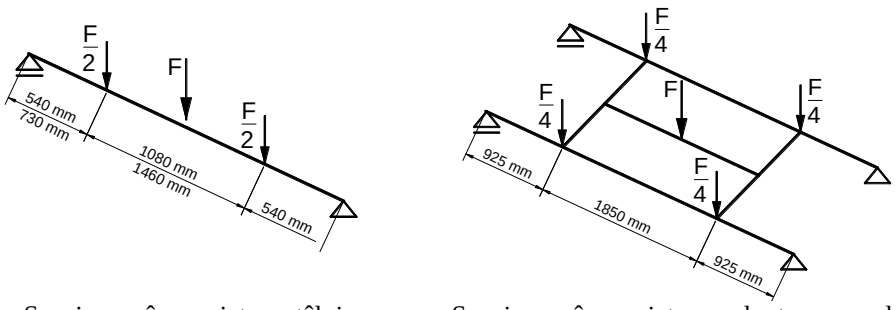


Fig. 2. Aranjament experimental pentru specimenele comprimate

Trebuie menționat că pentru specimenele lungi cu lungimea calibrată în intervalul de cuplare, notate cu -*c*, torsiunea a fost împiedicată la ambele capete ale specimenului.



Specimene încovoiate – stâlpi Specimene încovoiate – cadre transversale

Fig. 3. Aranjament experimental pentru specimenele încovoiate

2.2. Calibrarea modelului numeric

Pentru extinderea bazei de date obținute în urma încercărilor experimentale, au fost realizate modele numerice folosind programul de element finit ABAQUS/CAE v.6.7.1. Modelele au fost calibrate astfel încât să modeleze cu cât mai mare acurateţe încercările experimentale. Pentru modelarea specimenelor au fost folosite elemente finite cu integrare redusă de tip S4R. Aparatul de reazem, conţinând placa de capăt, placa amprentată şi bila, au fost modelate printr-o constrângere de tip corp rigid cu nodurile articulate (RIGID BODY cu TIE NODES). Punctul de referinţă al constrângerii a fost considerat centrul bilei (la 55mm în afara profilului), în centrul de greutate al secţiunii (vezi Fig. 4). Capetele au fost considerate ca fiind articulate, ceea ce permite rotirea în jurul axei minime, respectiv maxime de inerţie, în timp ce torsiunea a fost împiedicată. Au fost încercate diferite dimensiuni ale elementelor finite folosite pentru discretizarea specimenelor, cu scopul de a găsi dimensiunea optimă pentru a putea modela cu acurateţe testul real, forţa maximă şi forma deformată, respectiv numărul optim de elemente pentru optimizarea duratei analizei. În final s-a ales dimensiunea de aproximativ 5×5mm a elementelor.

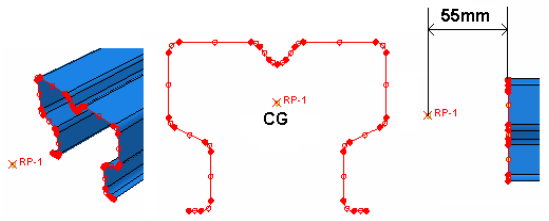


Fig. 4. Constrângerile aplicate la capetele profilului pentru modelarea cu element finit

Modelele numerice au fost validate folosind rezultatele obținute în urma testelor experimentale [11]. În Tabelul 2 sunt prezentate valorile forţelor maxime obținute atât pe cale experimentală cât şi numerică.

Tabelul 2

Forţele maxime pentru elementele solicitate la compresiune [kN] - experimental vs. numeric

RSBs125×3.2		*RSNs125×3.2*		*RSBs95×2.6*		*RSNs95×2.6*	
EXP	*FEM*	*EXP*	*FEM*	*EXP*	*FEM*	*EXP*	*FEM*
487.05	486.13	411.02	422.98	338.88	335.15	274.33	272.01
RSBd125×3.2		*RSNd125×3.2*		*RSBd95×2.6*		*RSNd95×2.6*	
440.79	440.78	394.62	397.04	325.10	331.05	262.67	255.47
RSBu125×3.2		*RSNu125×3.2*		*RSBu95×2.6*		*RSNu95×2.6*	
386.72	384.40	347.26	344.00	279.65	285.96	223.33	231.89
RSBc125×3.2		*RSBc125×3.2*		*RSBc95×2.6*		*RSBc95×2.6*	
317.89	316.67	293.62	292.9	220.29	220.26	168.88	177.11

În Fig. 5 sunt prezentate modurile de cedare pentru elementele încercate experimental, respectiv cele obținute în urma simulărilor numerice. Se poate observa o bună corelare a rezultatelor obținute în urma modelărilor numerice, atât din punct de vedere al valorilor obținute pentru forța maximă (Tabelul 2), cât şi a modului de cedare.

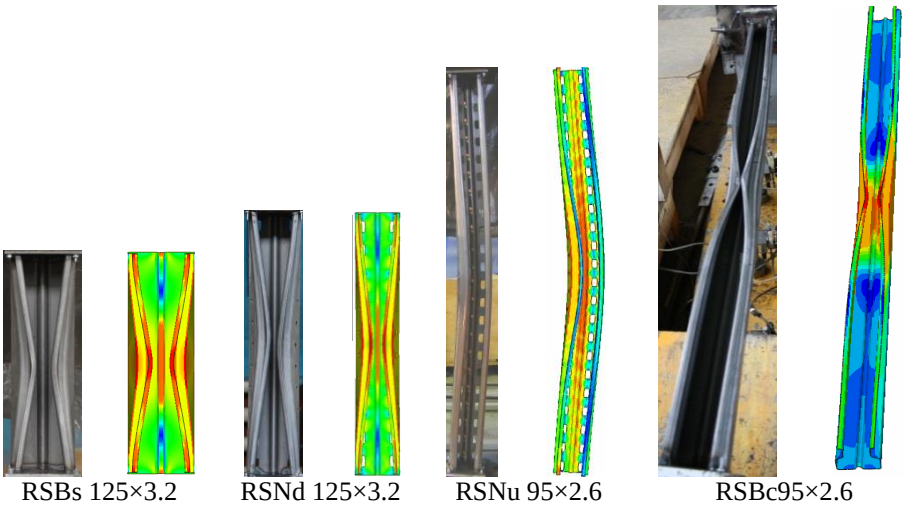
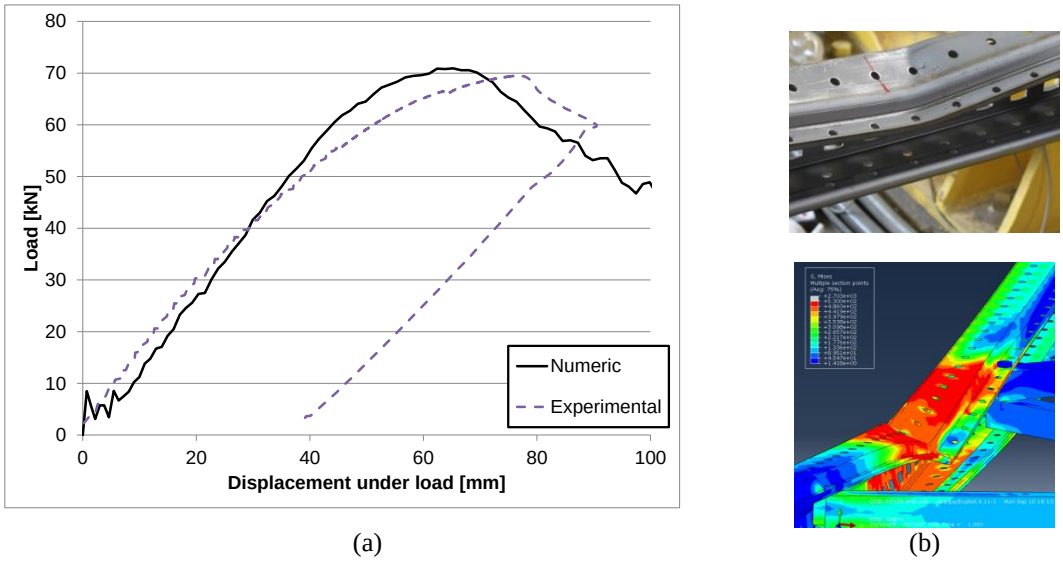


Fig. 5. Moduri de cedare obținute pe cale experimentală și modelare numerică (compresiune)

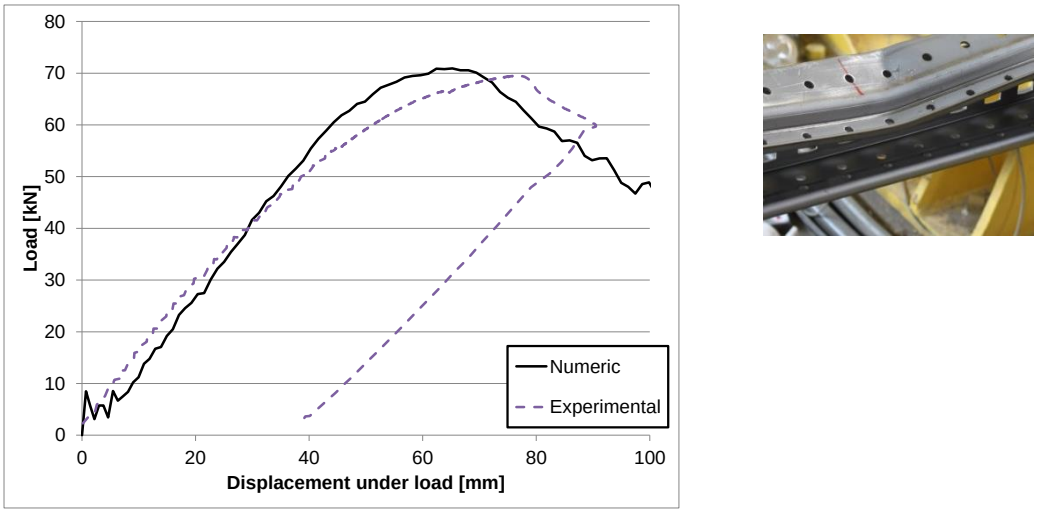
Folosind modelele calibrate pe baza încercărilor de compresiune, s-a trecut la modelarea încercărilor de încovoiere pe cadre transversale. În

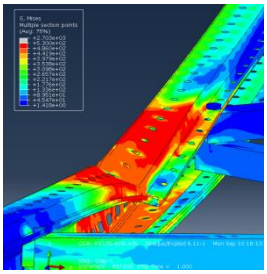


(a) (b)

Fig. 6. Încercări și modelarea încercărilor de încovoiere.
(a) curba forță-deplasare, (b) modul de cedare (experimental și numeric)

sunt prezentate curba experimentală și cea obținută numeric, împreună cu modurile de cedare pentru încercările, respectiv, modelările specimenelor solicitate la încovoiere.





(a) (b)

Fig. 6. Încercări și modelarea încercărilor de încovoiere.
(a) curba forță-deplasare, (b) modul de cedare (experimental și numeric)

Se poate observa din punct de vedere al curbei forță – deplasare, al încărcării maxime, cât și al modului de cedare, că modelul numeric este capabil să reproducă comportamentul real al elementelor studiate, atât în cazul încercărilor de compresiune pe elemente individuale, cât și în cazul încercărilor de încovoiere pe cadre transversale.

3. Flambajul interactiv și efectul imperfecțiunilor

Pentru a determina modurile de flambaj care interacționează, în primă fază s-a efectuat o analiză a modurilor de flambaj (LBA – Linear Buckling Analisys). În urma acestei analize, s-a ales modul secțional critic, ales ca minimul dintre capacitatea plastică a secțiunii, voalare sau flambaj prin distorsiune și modul de flambaj global, ales ca fiind minimul dintre flambajul global prin încovoiere și flambajul prin încovoiere-răsucire.

În urma analizei, a rezultat că modul secțional critic este reprezentat de flambajul prin distorsiune, pentru secțiunea RS125, și capacitatea plastică a secțiunii ($A \cdot f_y$) pentru secțiunea RS95. Chiar dacă pentru majoritatea secțiunilor folosite pentru stâlpii sistemelor de depozitare paletizată, modul global de flambaj este flambajul prin încovoiere-răsucire, pentru secțiunile analizate și rezemările date, flambajul global prin încovoiere după axa minimă a fost găsit ca fiind critic pentru ambele secțiuni studiate.

3.1. Metoda ECBL

Abordarea bazată pe metoda ECBL (metoda eroziunii încărcării critice de flambaj), a cuplării modurilor de flambaj prin distorsiune cu flambajul general de bară, este prezentată pe larg în [13]. În continuare se prezintă doar paşii principali ai metodei.

Pentru o secţiune din oţel cu pereţi subţiri, se consideră două moduri simple de instabilitate care se cuplează. Cele două moduri considerate sunt flambajul global prin încovoiere (Euler), $\overline{N}_E = 1/\overline{\lambda}^2$ ($\overline{\lambda}$ este zvelteţea relativă a elementului) şi flambajul prin distorsiune definit de $\overline{N}_D$ care este introdus prin intermediul factorului de reducere al ariei brute $\overline{N}_D = Q_D$. Curba erodată rezultată prin cuplarea acestor două tipuri de instabilitate este $\overline{N}(\overline{\lambda}, Q_D, \psi)$, prezentată în Fig. 7.

Eroziunea maximă a forţei critice datorită atât imperfecţiunilor cât şi cuplării modurilor de pierdere a stabilităţii sus menţionate apare în punctul de cuplare al modurilor teoretice de instabilitate *M*, ($\overline{\lambda} = 1/\sqrt{Q_D}$) unde coeficientul de eroziune ψ este definit astfel:

$$\psi = \overline{N}_D - \overline{N} \tag{1}$$

în care $\overline{N}(\overline{\lambda}, Q_D, \psi)$ reprezintă curba erodată; $Q_D = N_D/f_y \cdot A$; A – aria brută; N_D – forţa critică caracteristică flambajului prin distorsiune; $\overline{N} = N/N_{pl}$ – forţa axială relativă; N – forţa axială; $N_{pl} = f_y \cdot A$ – rezistenţa plastică a secţiunii; $\overline{\lambda}$ – zvelteţea relativă a elementului.

Prin înlocuirea $(\bar{\lambda} = 1/\sqrt{Q_D})$, din formulă rezultă factorul de imperfecţiune corespunzător cuplării modurilor de flambaj prin distorsiune cu flambaj prin încovoiere:

$$\alpha = \frac{\psi^2}{1-\psi} \cdot \frac{\sqrt{Q_D}}{1-0.2\sqrt{Q_D}} \tag{2}$$

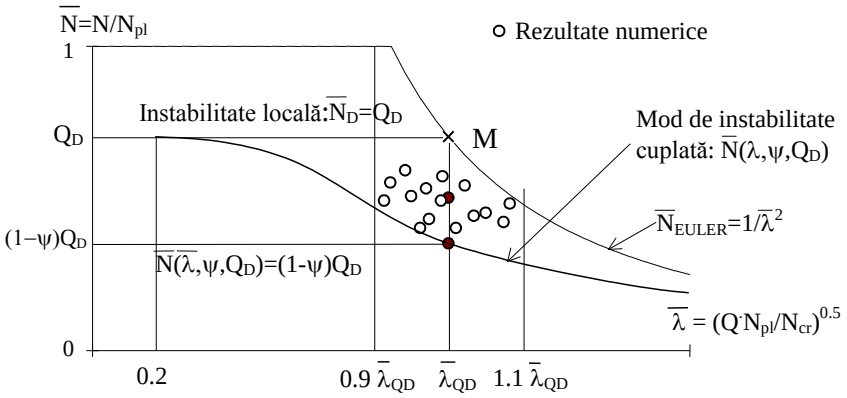
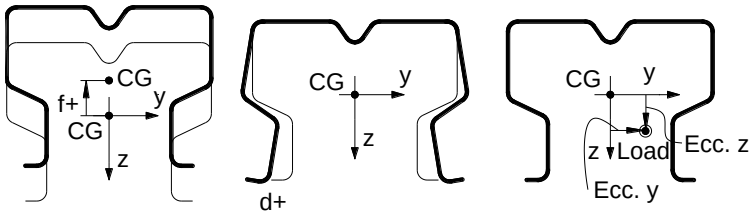


Fig. 7. Modelul interactiv bazat pe metoda ECBL şi evaluarea factorului de eroziune

3.2. Analiza de sensibilitate la imperfecțiuni

Analiza de sensibilitate la imperfecțiuni a fost făcută pentru calibrarea factorului de imperfecțiune, α, în intervalul de flambaj interactiv pentru secțiunile date. Imperfecțiunile considerate în analiza numerică, secționale și globale, s-au ales în concordanță cu rezultatele analizei modurilor de flambaj. Astfel, s-au ales următoarele tipuri de imperfecțiuni geometrice: imperfecțiune globală în arc (Fig. 8a), distorsiunea secțiunii (Fig. 8b) și imperfecțiuni de încărcare (ecc.), după axa *y*, respectiv axa *z* a secțiunii (Fig. 8c).



a) F+ b) D+ c) Ecc +

Fig. 8. Imperfecțiuni geometrice considerate în analiza numerică

În urma analizei numerice și a aplicării metodei ECBL, au rezultat factorii de eroziune prezentați în Tabelul 3. Trebuie menționat că factorii de eroziune prezentați în cele ce urmează reprezintă eroziunea practică. (pentru detalii vezi figurile 10 – 13 din [11]).

Tabelul 3

Factorii de eroziune, ψ, pentru imperfecțiunile considerate

Imperfecțiunea	RS125B	RS125N	RS95B	RS95N
Ecc_Y(+1)	0.099	0.165	0.158	0.306
Ecc_Y(+2)	0.108	0.178	0.214	0.340
Ecc_Z(-2)	0.155	0.210	0.331	0.397
Ecc_Z(-1)	0.118	0.157	0.255	0.341
Ecc_Z(+1)	0.094	0.196	0.233	0.345
Ecc_Z(+2)	0.138	0.222	0.297	0.385
d+	0.340	0.333	0.398	0.407
d-	0.338	0.333	0.369	0.385
f+	0.215	0.341	0.320	0.391
f-	0.138	0.239	0.280	0.378
f+d+	0.387	0.395	0.490	0.504

f+f-	0.386	0.392	0.452	0.475
f+d+Ecc_Y(+1)	0.376	0.395	0.490	0.504
f+d+Ecc_Y(+2)	0.377	0.395	0.488	0.506
f+d+Ecc_Z(-2)	0.405	0.422	0.547	0.560
f+d+Ecc_Z(-1)	0.393	0.409	0.521	0.538
f+d+Ecc_Z(+1)	0.360	0.378	0.446	0.463
f+d+Ecc_Z(+2)	0.340	0.357	0.385	0.400
f-d+	0.255	0.227	0.263	0.374
f-d-	0.253	0.227	0.260	0.370
f-d+Ecc_Y(+1)	0.211	0.228	0.277	0.384
f-d+Ecc_Y(+2)	0.212	0.234	0.300	0.402
f-d+Ecc_Z(-2)	0.309	0.323	0.352	0.413
f-d+Ecc_Z(-1)	0.273	0.279	0.325	0.374
f-d+Ecc_Z(+1)	0.178	0.250	0.321	0.409
f-d+Ecc_Z(+2)	0.204	0.268	0.360	0.437

Analizând valorile prezentate în Tabelul 3, se poate observa că pentru secțiunea RS95, eroziunea este mai mare decât pentru secțiunea RS125. Acest lucru se datorează faptului că pentru secțiunea RS95 nu există o interacțiune reală a modurilor de flambaj, capacitatea secțională fiind dată de capacitatea plastică a secțiunii. De asemenea, se poate observa că cea mai defavorabilă combinație de imperfecțiuni o reprezintă combinația (f+ d+). Cu toate acestea, statistic nu este recomandat a se combina imperfecțiunile cumulând efectele negative ale acestora, datorită compensării lor aleatoare. În acest caz, comparând rezultatele obținute pe cale numerică cu rezultatele încercărilor experimentale, s-a decis să nu se ia în considerare excentricitățile de încărcare în evaluarea eroziunii, deoarece valorile codificate ale imperfecţiunilor inițiale, iau în considerare aceste excentricităţi de încărcare.

Pe baza valorilor factorilor de interacțiune, ψ, Gioncu [14] a clasificat interacțiunea modurilor ca variind de la WI (interacțiune slabă) cu $\psi < 0.1$ până la VSI (interacțiune foarte puternică) cu $\psi > 0.5$. Încadrarea într-o clasă de interacțiune este forte importantă, deoarece pentru clasa de interacțiune slabă se pot folosi metode de calcul simple, în timp ce, pentru clasa de interacțiune puternică şi foarte puternică, sunt necesare metode de calcul avansate.

În continuare, în sunt prezentate valorile obținute pentru factorii de imperfecțiune, α, pe baza factorilor de eroziune prezentați anterior, fără a considera excentricitățile de încărcare.

Considerând diferite tipuri de imperfecțiuni, valoarea factorului de imperfecțiune poate plasa o secțiune pe curbe diferite de flambaj. În unele cazuri, cuplarea imperfecțiunii poate avea un efect stabilizator, conducând la valori mai scăzute ale factorului de imperfecțiune ducând astfel la situaţii descoperitoare. În alte cazuri, cumulând efectele negative ale imperfecțiunilor, se pot obține rezultate mult prea conservative.

Tabelul 4

Factorii de imperfecțiune, α, pentru imperfecțiunile considerate

Imperfecțiunea	RS125B	RS125N	RS95B	RS95N
d+	0.186	0.176	0.329	0.348
d-	0.184	0.176	0.269	0.302
f+	0.062	0.187	0.188	0.313
f-	0.023	0.079	0.136	0.288
f+d+	0.259	0.273	0.587	0.639
f+d-	0.258	0.268	0.466	0.536
f-d+	0.093	0.071	0.117	0.280
f-d-	0.092	0.071	0.115	0.271

3.3. Rezultate

Folosind valorile calibrate pentru factorul de imperfecțiune α, obținute în cazul stâlpilor pentru sisteme de depozitare paletizată, pe baza metodologiei din SR EN 1993-1-1 [15], în figurile de mai jos, Fig. 9 şi

Fig. 10, sunt prezentate curbele de flambaj obținute pentru secțiunile cu perforații studiate, împreună cu rezultatele încercărilor experimentale.

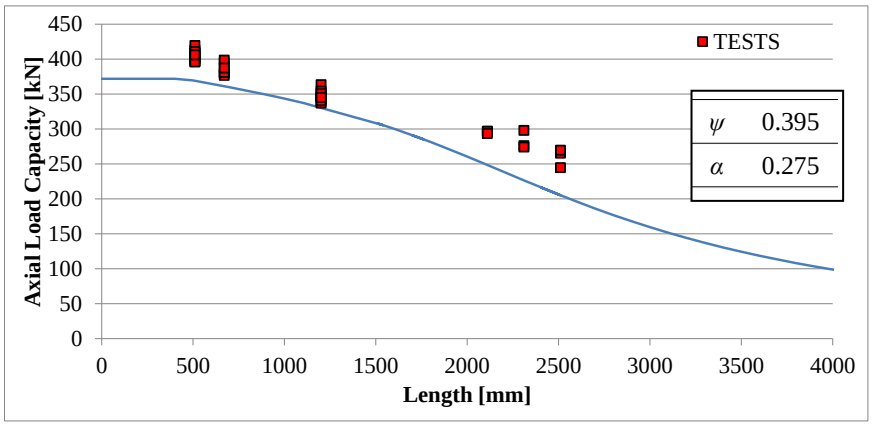


Fig. 9:Curba de flambaj pentru secțiunea RSN125

Se poate observa, că în urma combinării valorilor maxime a imperfecțiunilor secționale și globale în intervalul de cuplare, se pot obține valori conservative ale factorului de imperfecțiune (vezi Fig. 9), în timp ce, considerarea imperfecțiunilor de cod poate duce la rezultate nesatisfăcătoare (vezi Fig. 10).

De asemenea se poate spune că în cazul barelor cu pereți subțiri formate la rece, efectele imperfecțiunilor secționale sunt foarte importante, chiar dacă secțiunea nu are ca mod de cedare flambajul la nivelul secțiunii, local sau prin distorsiune. Se poate observa în cazul secțiunii RS95, că datorită deformațiilor plastice eroziunea în intervalul de cuplare este foarte ridicată.

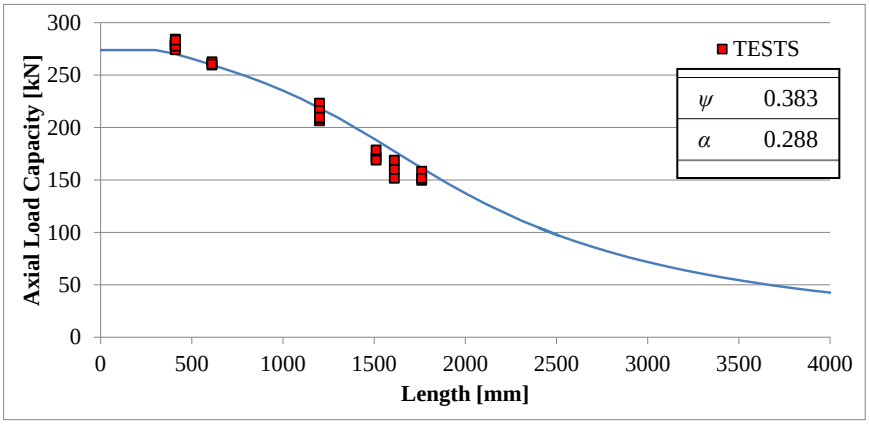


Fig. 10:Curba de flambaj pentru secțiunea RSN95

4. Consideraţii finale

Lucrarea de față prezintă studiul interacțiunii modurilor de flambaj (cuplarea modului de flambaj prin distorsiune cu flambajul de bară), în cazul stâlpilor perforați ai sistemelor de depozitare paletizată, prin intermediul simulărilor numerice. În urma rezultatelor obținute, se observă că perforațiile conduc la creşterea valorii factorului de eroziune și a factorului de imperfecțiune, însă nu atât de mult cât era aşteptat.

Metoda ECBL [13] este, în momentul de faţă, cea mai potrivită metodă pentru evaluarea coeficientului de eroziune, ψ, şi calibrarea factorului de imperfecțiune, α, ca urmare a cuplării modurilor de flambaj.

Pentru secțiunea RS95 nu s-a observat cuplarea modurilor de flambaj, ci doar efectul deformațiilor plastice și al imperfecțiunilor geometrice. În cazul acestei secțiuni, perforațiile au modificat curba de flambaj de la *curba b*, în cazul secțiunii fără perforații, la *curba c*, în cazul secțiunii cu perforații.

Pentru secțiunea RS125, în urma evaluării factorului de eroziune, ψ, datorită interacţiunii dintre flambajul prin distorsiune şi flambajul prin încovoiere, clasifică această secțiune în clasa de interacțiune puternică (SI), cu $0.3 < \psi \leq 0.5$. Pentru această secțiune se poate observa că efectul perforațiilor nu este la fel de important ca pentru secțiunea RS95.

În final, se poate concluziona că, folosind un model cu element finit calibrat pe baza unor încercări experimentale, împreună cu o analiză care include neliniarități geometrice și de material, se poate evalua valoarea factorului de imperfecțiune, α. Mai departe, folosind metodologia de calcul bazată curbele de flambaj europene, însă cu valoarea calibrată a factorului de imperfecțiune, α, se poate determina rezistența la flambaj a stâlpilor perforați folosiți pentru sistemele de depozitare paletizată. Se recomandă o analiză de sensibilitate la imperfecțiuni, folosind un model numeric calibrat pe baza unor încercări experimentale, proprii sau din literatură.

Bibliografie

[1] Rhodes, J. - Design of Cold-Formed Steel Members. Chapter 1: Introduction to Cold-Formed Steel Sections. Editor J. Rhodes. Elsevier Applied Science, UK, 1991.
[2] FEM10.2.02:2000 - Section X, The design of steel static pallet racking, Revision 1.01, 2000.
[3] RMI:1997 - Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks. Rack Manufacturers Institute, SUA, 1997.
[4] RAL-RG 614:1990 - Storage and Associated Equipment. Quality Assurance. German Institute for Quality Assurance and Marking. Germania, 1990.
[5] AS4084 - Australian Standard. Steel Storage Racking. Australia, Homebush, NSW 2140, Australia, 1993.
[6] prEN15512: 2008 - Steel static storage systems. Adjustable pallet racking systems. Principles for structural design. Published by European Committee for Standardization, Brussels, 2008.
[7] prEN 15878:2008 - Steel static storage systems. Adjustable pallet racking. Terms and definitions. Published by European Committee for Standardization, Brussels, 2008.
[8] EN15512 - Steel static storage systems. Adjustable pallet racking systems. Principles for structural design. Published by European Committee for Standardization, Brussels, 2009.
[9] SR EN 1993-1-3:2007 - Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece. ASRO, 2007.
[10] C-164:1980 - Normativ de Proiectare a Depozitelor Paletizate. Ministerul Aprovizionării Tehnico-Materiale şi Controlul Gospodăririi Fondurilor Fixe. București, România.
[11] Crisan, A., Ungureanu, V., Dubina, D. - Behaviour of cold-formed steel perforated sections in compression. Part 1 – Experimental investigations. Thin Walled Structures, vol. 61, 86-96, 2012.
[12] Crisan, A., Ungureanu, V., Dubina, D. - Behaviour of cold-formed steel perforated sections in compression. Part 2 – Numerical investigations and design considerations. Thin Walled Structures, vol. 61, 97-105, 2012.
[13] Dubina, D. - The ECBL approach for interactive buckling of thin-walled steel members. Steel & Composite Structures, 1(1), 75-96, 2001.
[14] Gioncu, V. - General theory of coupled instability, thin-walled structures, Special Issue on Coupled Instability in Metal Structures (Rondal J, Gioncu V, Dubina D, Eds.), 19(2-4), 81-128, 1994.
[15] SR EN1993-1-1:2006 - Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel, Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri, ASRO, 2006.
[16] Szabo, I., Dubina, D. - Recent research advances on the ECBL approach. Part II: interactive buckling of perforated sections. Thin-Walled Structures, Vol. 42, No. 2, 195-210, 2004.
[17] Dubina, D., Ungureanu, V., Crisan, A. - Experimental Evidence of Erosion of Critical Load in Interactive Buckling. Journal of Structural Engineering - ASCE, vol. 139, no. 5, 705-716, 2013.

INFLUENŢA CONEXIUNII DINTRE OŢEL ŞI BETON ASUPRA COMPORTAMENTULUI CADRELOR DIN OŢEL CU PLANŞEE DIN BETON ARMAT

INFLUENCE OF THE CONNECTION BETWEEN STEEL AND CONCRETE ON THE BEHAVIOUR OF STEEL FRAMES WITH COMPOSITE SLABS

ADRIAN CIUTINA[1], GELU DANKU[2], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: În cazul cadrelor compuse oţel-beton de tip contravântuite excentric (EBF) sau rezistente la momente (MRF), practica curentă de proiectare prevede deconectarea dalei din beton de grinda metalică în zonele potenţial plastice. În consecinţă calculul se realizează considerându-se articulaţii plastice simetrice caracteristice elementelor metalice. În realitate, comportamentul acestor zone plastice poate fi diferit de ipoteza simetrică, datorită conexiunii din zonele adiacente nedisipative şi a contactului cu dala din beton. Lucrarea prezintă rezultatele şi concluziile testelor experimentale şi numerice efectuate în cadrul laboratorului CEMSIG al Universităţii Politehnica Timişoara, pe cadre duale necontravântuite + contravântuite excentric pentru validarea acestor ipoteze.*

Cuvinte cheie: cadre compuse, conexiune, articulaţii plastice, ductilitate

***Abstract:** In case of composite steel-concrete eccentrically braced frames (EBF) or moment resisting frames (MRF), the current design practice stipulates that the concrete slab should be disconnected from the steel section in the potentially plastic zones. As a consequence, design is carried out by considering symmetric plastic hinges characteristic to steel sections. Actually, the behaviour of these plastic zones may be different from the symmetrical hypothesis, due to the connection present in the adjacent non-dissipative zones and due to the contact with the concrete slab. This research paper presents the results and conclusions of the experimental and nummerical tests performed within the CEMSIG Laboratory of the Politehnica University of Timisoara, on dual eccentrically braced and moment resisting frames, in order to validate or discharge the above mentioned hypotheses.*

Keywords: composite frames, connection, plastic hinges, ductility

1. Introducere

Atât cadrele contravântuite excentric cât şi cele necontravântuite sunt recunoscute ca sisteme structurale bune pentru disiparea energiei seismice prin elemente de tip ”link” respectiv zona de îmbinare grindă-stâlp. Utilizarea secţiunilor compuse atunci când este considerată cuplarea celor două sisteme structurale (rezultând configuraţii de cadre duale), fie în stâlpi sau în grinzi, conduce la îmbunătăţirea rezistenţei şi creşterea globală a rigidităţii structurale [1, 2].

În cazul cadrelor compuse oţel-beton, normele seismice moderne [3-5] conţin prevederi care prevăd deconectarea elementelor de oţel şi beton zonele potenţial plastice şi adoptarea unui comportament plastic

[1] Conf.dr.ing., Universitatea Politehnica Timişoara (Associate Professor, Politehnica University of Timişoara), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: adrian.ciutina@ct.upt.ro
[2] Ş.l.dr.ing., Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca - Centrul Universitar Nord Baia Mare (Lecturer, Technical University of Cluj-Napoca, North University Center Baia Mare), e-mail: dnkgelu@yahoo.com
[3] Prof.dr.ing., Universitatea Politehnica Timişoara/Academia Română (Professor, Politehnica University of Timişoara/Romanian Academy), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

simetric pentru grinda compusă, similar unei secţiuni din oţel. Adiţional sunt date prescripţii referitoare la conectori şi dispunerea acestora, la armarea suplimentară a plăcii în zona de îmbinare grindă-stâlp şi cerinţe speciale pentru elementele disipative (secţiunile 7.6.2, 7.7.1, 7.7.5 şi 7.9.3 din Eurocodul 8).

Cercetările în domeniu [1, 6, 7] pe grinzi cu secţiune compusă s+au axat în principal pe efectul conexiunii şi au investigat mai puţin urmărirea parametrilor care influenţează comportamentul articulaţiilor plastice care se dezvoltă în cele două zone cheie ale cadrelor duale: capetele grinzilor în cazul cadrelor necontravântuite (MRF) respectiv elementul de link în cazul cadrelor contravântuite excentric (EBF).

2. Programul experimental

Testele experimentale efectuate în cadrul laboratorului CEMSIG al UP Timişoara au fost efectuate pe subansamble la scară reală, rezultate din dimensionarea unei structuri P+4 de dimensiuni reale. Testele au vizat două zone care reprezintă cheia în disiparea energiei seismice: cadre de tip EBF respectiv nodurile cadrelor MRF. În cazul îmbinării s-a considerat soluţia grinzii cu secţiune redusă (RBS).

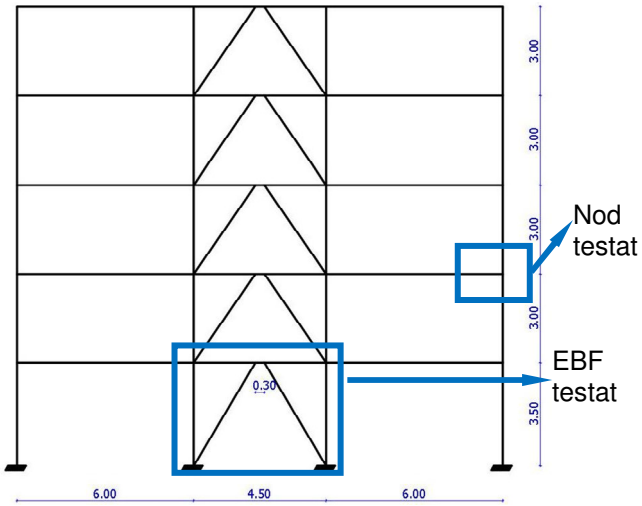


Fig. 1. Specimenele experimentale alese din cadrul dual

2.1. Testele efectuate pe cadre de tip EBF cu link scurt

2.1.1. Descrierea specimenelor

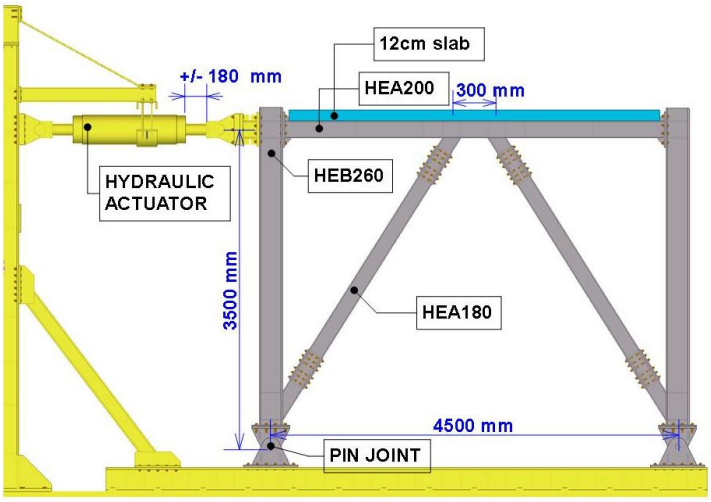


Fig. 2. Configuraţia cadrului EBF testat în laboratorul CEMSIG

Tabelul 1

Parametrii specimenelor de tip cadre EBF

Test nr.	Cadru	Grinda	Element de tip Link	Tipul încărcării	Conectori pe link	Denumire specimen
1	EBF	oţel	fix	monotonă	Nu	EBF_M_LF-M
2	EBF	oţel	fix	ciclică	Nu	EBF_M_LF-C
3	EBF	oţel	detaşabil	monotonă	Nu	EBF_M_LD-M
4	EBF	oţel	detaşabil	ciclică	Nu	EBF_M_LD-C
5	EBF	compusă	fix	ciclică	Nu	EBF_Comp_LF1
6	EBF	compusă	fix	ciclică	Da	EBF_Comp_LF2
7	EBF	compusă	detaşabil	ciclică	Nu	EBF_Comp_LD1
8	EBF	compusă	detaşabil	ciclică	Da	EBF_Comp_LD2

Fig. 2. Prezintă schema testelor din laborator. Prinderea cadrelor la bază a fost articulată pentru a se putea controla forţa maximă necesară dezvoltării articulaţiei plastice în link, în varianta compusă. Deschiderea cadrului este de 4.5m, iar înălţimea stâlpului de 3.5m. În total au fost testate 8 specimene, configuraţiile acestora fiind date în Tabelul 1. Caracteristicile comune ale elementelor sunt date mai jos:

- stâlpi – HEB260 (oţel S355);
- grindă şi link – HEA200 (oţel S235);
- contravântuiri – HEA180 (oţel S355);
- placă din beton armat de 12 cm, C20/25;
- bare de armatură de 12mm dispuse la 15cm detaliate conform [8, 9];
- conectori de tip gujon cu cap (Nelson) Ø19/100 mm.

În timpul testelor nu au fost observate degradări structurale în noduri sau baza stâlpilor, dar au existat mici alunecări în îmbinările de continuitate ale contravântuirilor (2-8mm), fapt ce a permis schimbarea simplă a elementului degradat (grinda) la fiecare test. Nu au fost înregistrate deformaţii remanente ale contravântuirilor, prin urmare comportamentul întregului cadru a fost considerat satisfăcător. Deplasările laterale au fost împiedicate prin dispunerea unor cadre de ghidaj.

2.1.2. Rezultatele testelor experimentale efectuate pe cadre EBF

Fig. 3 prezintă comparaţii ale curbelor înfăşurătoare rezultate din testele încărcate ciclic. Se poate aprecia faptul că toate specimenele au avut un comportament excelent în termeni de rotire. Aceasta rezultă din comparaţia rotirilor ultime ale elementelor de link cu cerinţele de rotire minimă ale Eurocode 8 şi P100: 80 mrad. Specimenul din oţel (EBF_LF_C – fără beton) a servit ca baza de comparaţie. În ambele cazuri (metalic şi compus) specimenele au avut un comportament stabil prin cicluri complete. Totuşi, în soluţia compusă se constată o creştere substanţială a forţei ultime şi a rigidităţii iniţiale, valori cu până la 30% mai mari decât în cazul elementului metalic. Se poate observa faptul că indiferent de gradul de conexiune (parţială sau totală), rezistenţa nodurilor compuse este similară. Prin urmare se poate afirma că în cazul elementelor de tip link, deconectarea grinzii metalice de planşeul din beton armat nu conduce la un comportament similar unui element metalic. În schimb, modul de cedare este similar, prin forfecarea elementului de link, după cum se poate observa în Fig. 4.

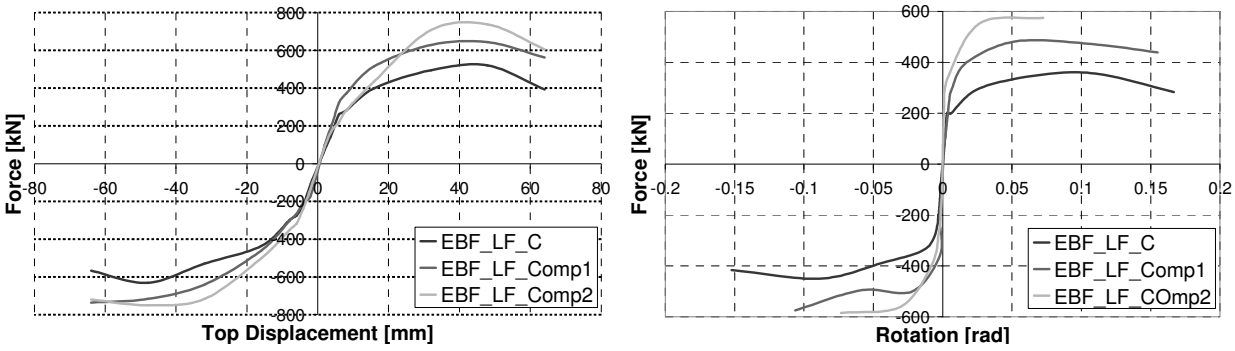


Fig. 3. Comparaţii ale curbelor de comportare înfăşurătoare pentru specimenele tip EBF (comparaţii ciclul 1).



Fig. 4 Modul de cedare al elementului de link prin forfecarea panoului de inimă: specimenul metalic (stânga) respectiv compus (dreapta)

2.2. Testele efectuate pe noduri grindă-stâlp cu secţiunea redusă a grinzii (RBS)

2.2.1. Descrierea specimenelor

Similar cu testele pe cadre EBF, cele patru specimene de noduri grindă-stâlp au fost concepute în soluţie metalică şi compusă, cu sau fără conectori în zona potenţial plastică. Tabelul 2 prezintă parametri urmăriţi în testele experimentale. Fig. 5 prezintă dispozitivul de testare în laborator. Nodurile testate au avut următoarele caracteristici comune:

- stâlp HEB260, (lungime 3500 mm, oţel S355);
- grindă HEA260, de lungime 2400 mm, otel S235, cu secţiune redusă în zona de îmbinare.
- placă din beton cu caracteristici similare cadrelor EBF (lăţimea de 1000 mm).

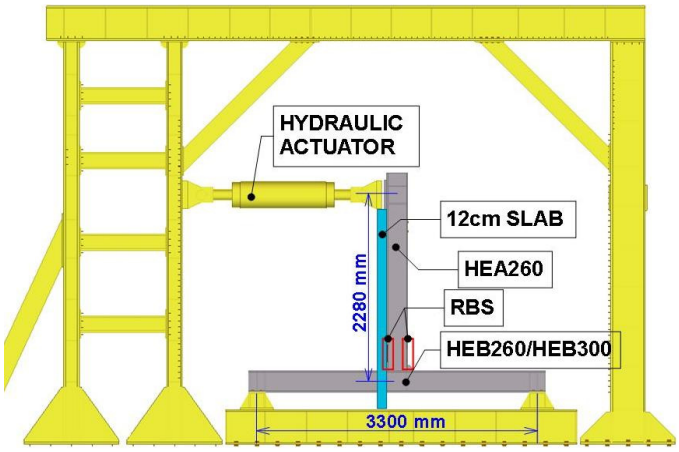


Fig. 5. Cadrul experimental pentru specimenele de noduri grindă-stâlp.

Tabelul 2

Teste experimentale pe noduri grindă-stâlp

Test nr.	Grinda	RBS	Tipul încărcării	Conectori în zona plastică	Denumire specimen
1	oţel	Da	monotonă	Nu	DB-M
2	oţel	Da	ciclică	Nu	DB-C
3	compusă	Da	ciclică	Da	DB-Comp1
4	compusă	Da	ciclică	Da	DB-Comp2
5	oţel	Da	ciclică	Nu	DB-C RLD
6	compusă	Da	ciclică	Da	DB-Comp RLD

2.2.2. Rezultatele testelor experimentale efectuate pe noduri grindă-stâlp

Fig. 6 prezintă comparativ curbele înfăşurătoare ale nodurilor testate. Din interpretarea rezultatelor reiese faptul că specimenele compuse se comportă similar, indiferent de gradul de interacţiune din zona disipativă. În schimb, diferenţele dintre specimenul metalic şi cele compuse privesc atât forţa maximă cât şi rigiditatea nodului (existând o creştere a rigidităţii pentru specimenele compuse).

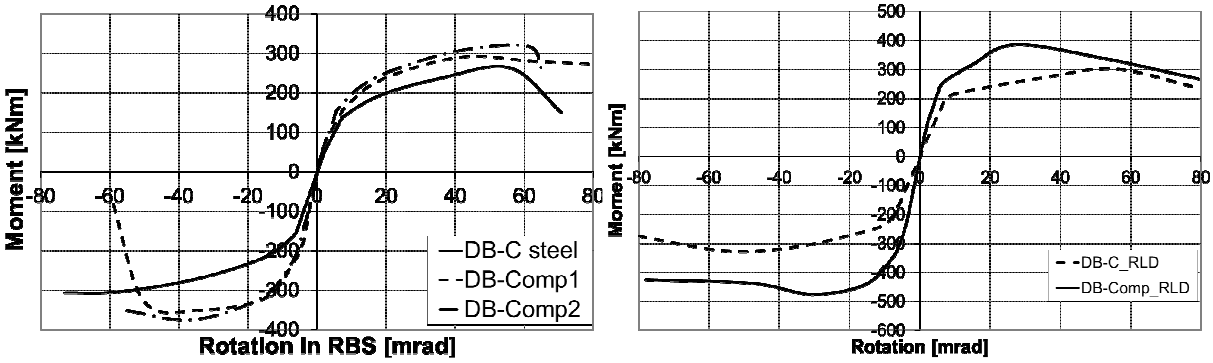


Fig. 6. Comparaţii ale curbelor de comportare înfăşurătoare pentru specimenele de nod (comparaţii ciclul 1).



Fig. 7. Modul de cedare al specimenelor de tip nod grindă-stâlp cu secţiune redusă: specimenul metalic (stânga) respectiv compus (dreapta).

2.3. Concluzii ale testelor experimentale

Obiectivul principal al testelor experimentale a fost acela de a studia influenţa interacţiunii dintre elementul metalic şi dala din beton asupra răspunsului histeretic al zonelor disipative care se formează în cadrele de tip MRF şi EBF. Principalele concluzii ale studiului:

- simpla deconectare a profilului metalic de placa din beton deasupra zonei disipative nu este suficientă pentru a asigura un comportament asemănător cu cel al unei secţiuni din oţel. În realitate, comportamentul este aproape identic cu cel în care se consideră o secţiune compusă cu conexiune totală;
- în ambele situaţii secţiunea compusă sporeşte rezistenţa globală şi rigiditatea zonelor disipative, menţinând în acelaşi timp caracterul ductil al soluţiei;
- trebuie acordată o atenţie deosebită alcătuirii şi fabricării elementelor ductile, deoarece o marcă de oţel greşită sau o sudură neconformă pot duce la comportamente nedorite şi totodată nesatisfăcătoare.

3. Programul de simulări numerice

3.1. Calibrarea răspunsului numeric

Programul de simulări numerice are ca scop studiul comportamentul structural în funcţie de gradul de interacţiune grindă metalică – placă din beton prin analize numerice realiste. Primul pas în acest scop este calibrarea pe baza rezultatelor experimentale a elementelor finite folosite în analize structurale. Programul de calcul folosit este SAP2000 v.14.2.2. Modelul structural conţine elemente de tip bară cu posibile articulaţii plastice la ambele capete.

Modelele pentru articulaţiile plastice au fost calibrate pe baza rezultatelor din testele experimentale descrise în capitolul 2. Articulaţiile plastice sunt modelate prin curbe multi-lineare de răspuns (vezi Fig. 8) care urmăresc fidel curbele experimentale de răspuns. Modelul permite definirea caracteristicilor diferite pentru partea pozitivă respectiv negativă de răspuns. Pe baza acestor curbe iniţiale de răspuns au fost create curbe multi-liniare normalizate de răspuns pentru cele două zone plastice (Fig. 9): capetele grinzilor în zona de secţiune redusă respectiv elementul de link.

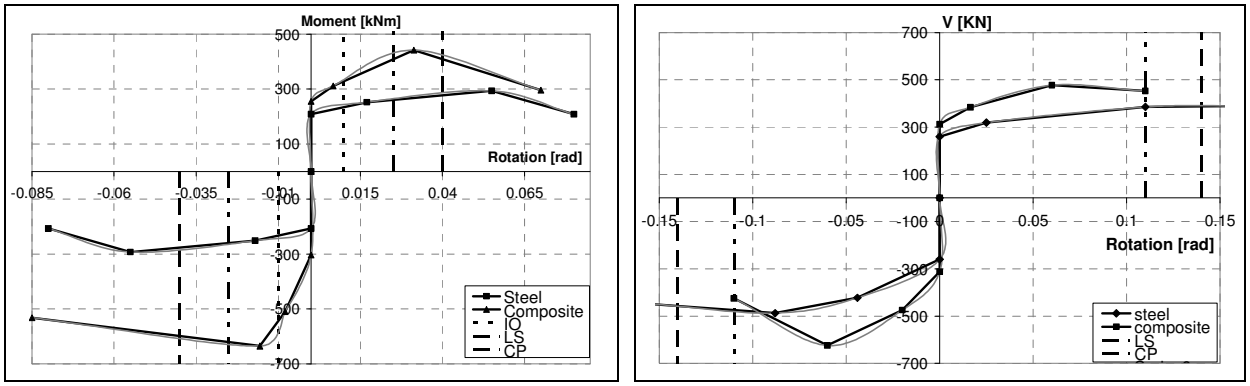


Fig. 8. Modelarea comportamentului articulaţiilor plastice pe curbele înfăşurătoare

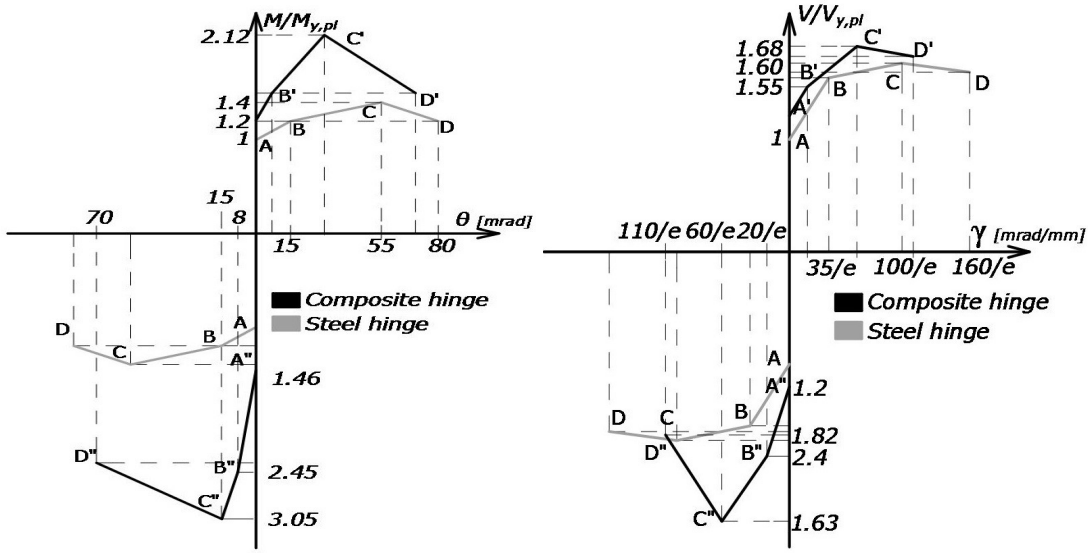


Fig. 9. Definirea multilineara a articulatiilor plastice pentru secţiunea redusă a grinzii (stânga) şi respectiv elementul de link scurt (dreapta), în varianta din oţel şi compusă

Pentru un răspuns fidel al grinzii cu secţiune compusă a fost efectuată o calibrare preliminară pe un cadru de tip EBF (vezi Fig. 10). Grinda compusă este modelată printr-un profil metalic prins de placa din beton. Elementul definit de fibre, de tip ”shell” iar conexiunea dintre beton şi metal este asigurată prin intermediul unei legături rigide de tip ”link”. Pentru placa din beton s-a optat pentru o împărţire optimă a plăcii din beton în elemente finite, cu o distribuţie mai fină în apropierea zonei potenţial plastice. Fig. 14 demonstrează faptul că rezultatele numerice obţinute urmăresc fidel răspunsul experimental al specimenului EBF_LF2_Comp_C1.

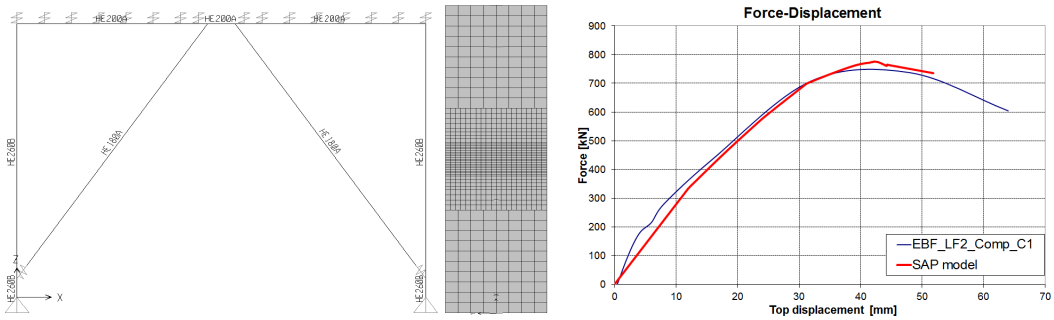


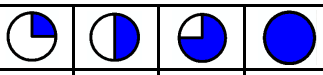
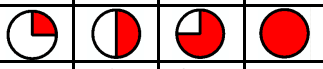
Fig 10. Modelarea cu elemente finite a grinzii compuse, în zona link-ului scurt şi confirmarea calibrării.

3.2. Rezultatele analizelor numerice

Utilizând modelele calibrate ale elementelor şi articulaţiilor plastice în conformitate cu descrierile anterioare, a fost efectuat un amplu program de analize numerice pe cadre de tip MRF, EBF şi duale MRF+EBF, pe 8 familii de cadre (fiecare în variantă metalică şi compusă), cu regim de înălţime de 5 până la 13 nivele. Analizele au inclus analize neliniare de tip push-over şi incremental-dinamice (IDA) utilizând 7 accelerograme înregistrate din sursa seismelor Vrancea. Rezultatele complete ale acestor analize sunt disponibile în [10, 12]. În prezenta lucrare sunt oferite rezultatele cadrului dual MRF+EBF cu 9 nivele considerat cu un comportament relevant pentru structurile analizate. În prezentarea rezultatelor a fost folosită scara de reprezentare a rotirilor din articulaţiile plastice din Tabelul 3.

Tabelul 3

Definirea simbolurilor pentru rotirile articulaţiilor plastice din elementul de link şi respectiv grinzi

Link	Rotire [mrad]				Val. max
Reprezentare					166 mrad
Oţel	0-40	40-	110-	>150	
Reprez.					115 mrad
Compus	0-15	15-	60-	>110	

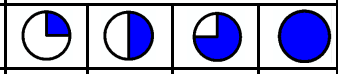
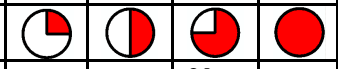
Grindă	Rotire [mrad]				Val. max
Reprezentare					85 mrad
Oţel	0-15	15-	55-	>80	
Reprez.					80 mrad
Compus	0-5	5-30	30-	>70	

Fig. 11 prezintă rezultatele analizelor de tip push-over pentru diferite valori ale deplasării la vârf: 90, 180 respectiv 230 mm. Ultima valoare corespunde deplasării maxime la starea limită ultimă (ULS). Comparând rezultatele obţinute pentru cadrul metalic respectiv compus, se pot menţiona următoarele:

- Pentru ambele structuri (oţel şi compusă) la starea limită de serviciu (SLS) se dezvoltă articulaţii plastice doar în elementele de tip link.
- La SLU, se ating rotiri maxime în link, la nivelele intermediare ale clădirii, iar zonele RBS dezvoltă doar o plasticizare iniţială. În aceste condiţii se poate presupune că după înlocuirea link-urilor clădirea ar putea să revină la starea iniţială, în cazul unui cutremur sever.
- În mod previzibil, structura compusă având un comportament mai rigid, nu atinge deplasarea ţintă pentru SLU, însă cu toate acestea nu sunt afectate elementele care lucrează în domeniul elastic şi prin urmare se poate aprecia faptul că structura cu grinzi compuse conduce la un comportament satisfăcător.

În cazul analizelor de tip dinamic cu accelerograme incrementate, la fiecare pas al scalării accelerogrmelor au fost monitorizate rotirile plastice maxime tranzitorii înregistrate la nivelul grinzilor şi al elementului de tip link, deplasările maxime tranzitorii dintre nivele şi deplasarea maximă la vârf. Pentru cutremurul Vrancea 77 (înregistrarea INCERC N-S), sunt prezentate în Fig. 12 rezultatele comparative între structura metalică şi cea compusă prin prezentarea rotirilor de la nivelul grinzilor, a elementului de tip link respectiv a deplasării relative de nivel. Accelerograma a fost scalată în acest caz pentru a corespunde unei acceleraţii maxime (PGA) de 0,24g, corespunzătoare SLU.

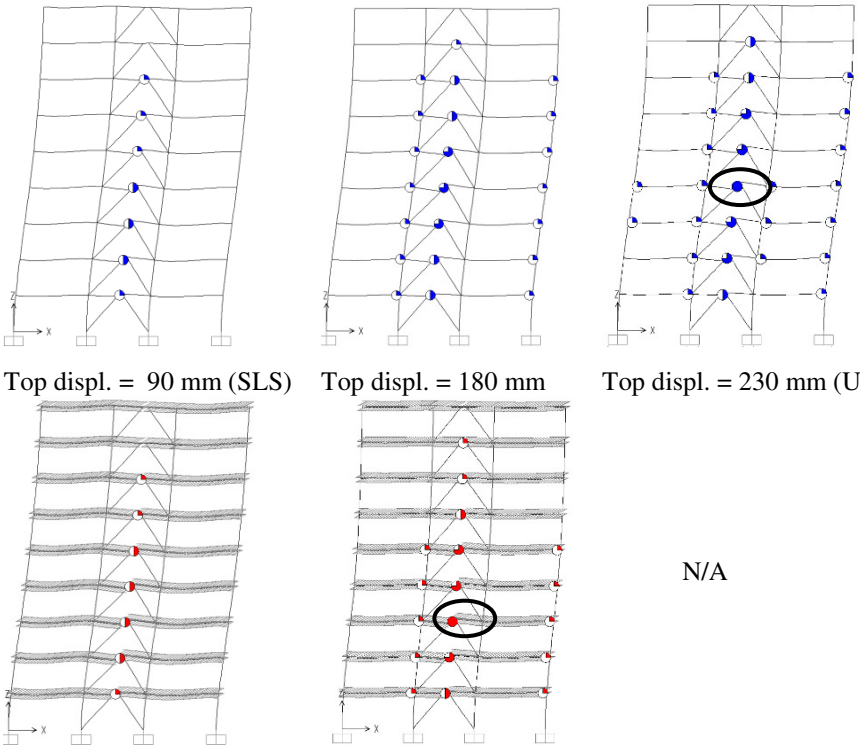


Fig. 11. Rezultate comparative obţinute din analizele de tip push-over.

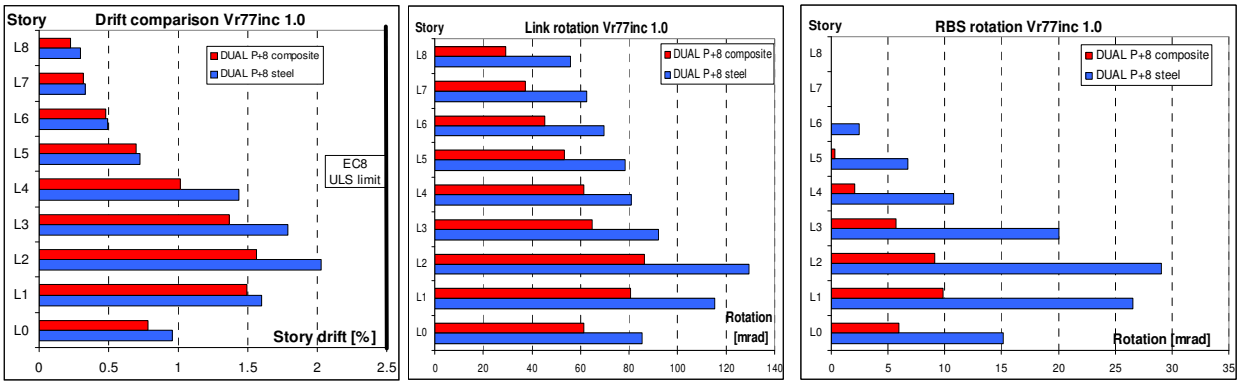


Fig. 12. Rezultate comparative obţinute din analizele de tip time-history, pentru accelerograma Vrancea 77.

Cea mai mare deplasare relativă de nivel se observă la nivelul 2 în ambele cazuri, însă valoarea maximă (aproape 2%) nu depăşeşte limitele stipulate în P100/2006 şi Eurocodul 8. Caracterul rigid al cadrului compus se poate observa şi în reducerea deplasărilor relative cu până la 25% faţă de structura metalică. Disiparea energiei induse se face primordial în elementele de link, acestea având cerinţe ale rotirilor de maximum 110 mrad în grinda metalică respectiv 80 mrad în varianta compusă. Pe de altă parte, începutul plasticizării în elementele disipative ale grinzilor (secţiunea redusă) s-a înregistrat doar după formarea articulaţiilor plastice din elementele de link. Pe înălţimea clădirii, elementele disipative ale grinzilor au intrat în lucru până la nivelul 6 (structura metalică) şi respectiv 5 (structura compusă). Totuşi în cazul acestora valorile rotirilor înregistrate în grinda metalică au fost considerabil mai mari decât în varianta compusă.

Figura 13 prezintă diferenţele înregistrate la stările limită (SLS şi respectiv SLU) pentru aceeaşi parametri monitorizaţi, deplasările relative de nivel şi rotiri în elementele disipative. În aceste cazuri, accelerograma a fost scalată corespunzător pentru nivelele SLS şi SLU. Condiţia analizei SLS a fost definită printr-un increment al accelerogramei (λ=0.5). La această intensitate se observă diferenţe relativ mici între comportamentul structurii metalice faţă de structura compusă, în ceea ce priveşte deplasările de nivel şi rotirile din grinzi. Pentru elementul de link însă există diferenţe importante între cele 2 tipologii de până la 40 mrad. Se menţine caracterul mai rigid al structurii compuse.

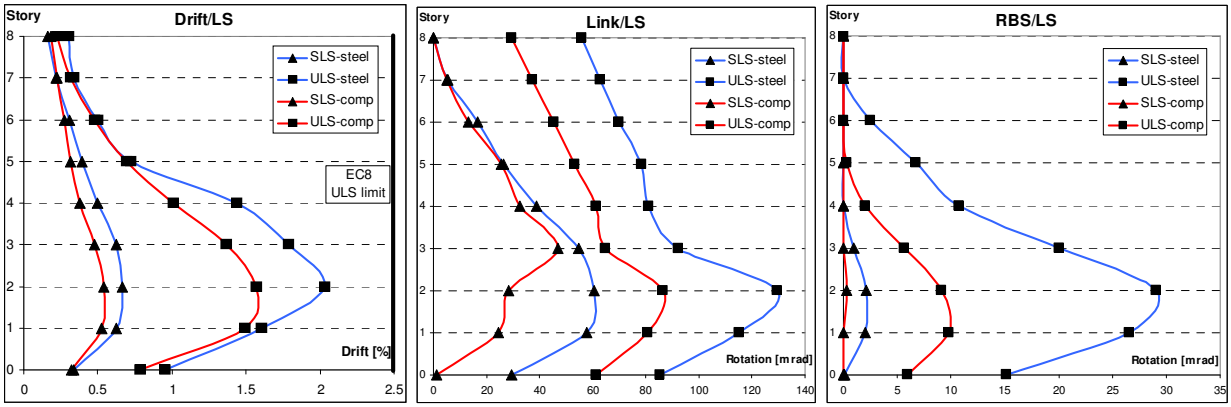


Fig. 13. Comparaţia rezultatelor la SLS şi SLU, pentru structurile metalice şi compuse (accelerograma Vrancea 77).

Figurile 14 şi 15 prezintă valorile maxime pe nivele ale parametrilor monitorizaţi pentru toate cele şapte accelerograme considerate în analizele incremental dinamice (scalate nivelului ULS al acceleraţiei maxime). Se poate observa faptul că ambele configuraţii structurale (metalică şi compusă) sunt încadrate în cerinţele acceptate de drift (2.5% din înălţimea etajului) şi de rotiri minime necesare pentru o structură disipativă. Totuşi, în unele cazuri (accelerogramele Vrancea 77 şi 86), pentru structura metalică se observă depăşirea cerinţei de rotire în link la SLU, cu valori peste 110 mrad. Ca o concluzie generală se observă faptul că cerinţele de rotire pentru cadrul compus sunt semnificativ mai mici decât în cazul cadrului metalic.

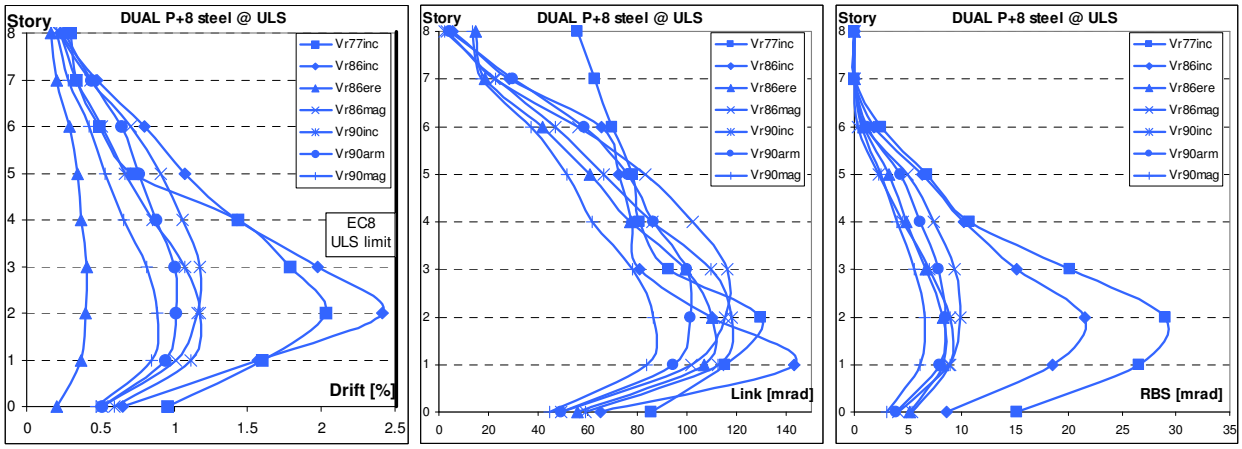


Fig. 14. Rezultatele înregistrate la SLU pentru cadrul metalic DUAL (toate accelerogramele)

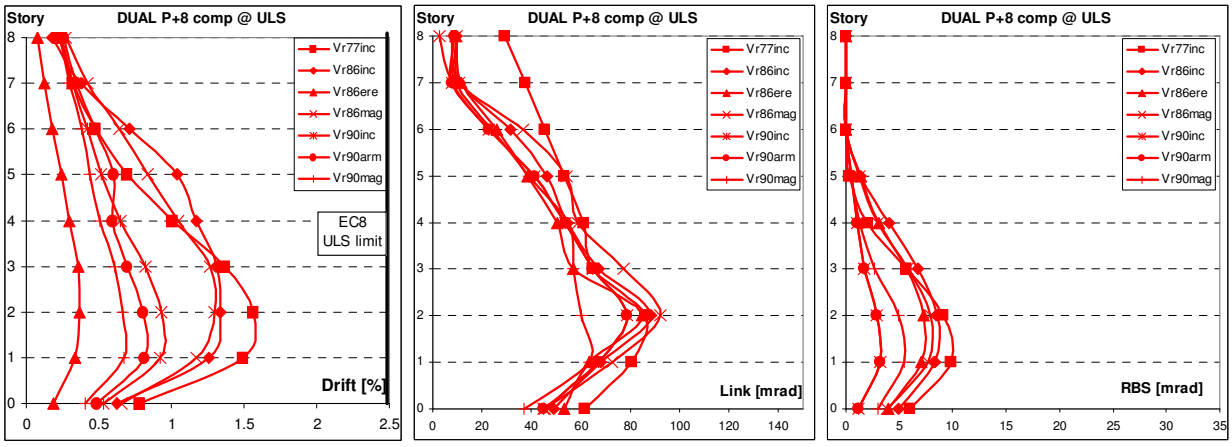


Fig. 15. Rezultatele înregistrate la SLU pentru cadrul compus DUAL (toate accelerogramele)

3.3. Concluzii ale analizelor numerice

Pe baza calibrării efectuate pe componentele disipative se poate optimiza comportamentul elementelor de link scurt pentru cadrele de tip EBF şi al zonelor plastice de grindă pentru cadrele de tip MRF atât pentru varianta metalică cât şi compusă, care apoi pot fi utilizate în analize numerice parametrizate.

Analizele incremental dinamice (IDA) au demonstrat faptul că structurile în care a fost modelată interacţiunea dintre oţel şi beton au un comportament diferit faţă de configuraţia metalică simplă. Structurile în cadre metalice, de înălţime mică (4 şi 5 nivele), au prezentat valori ale deplasărilor relative de nivel şi rotiri mai mari decât cadrele similare cu grinzi compuse. Pentru structurile înalte, cu perioade de vibraţie mai mari, creşterea de rezistenţă şi rigiditate oferită de soluţia compusă a condus implicit la rotiri mai mici în elementele disipative.

Rezultatele numerice indică, în cazul structurilor DUALE (MRF+EBF), cerinţe de deformare plastică în principal concentrate în link (cu valori de aproximativ 100 mrad) cu aport din zonele disipative ale cadrelor MRF (zonele de secţiune redusă ale grinzilor cu valori de aprox. 20 mrad la SLU). Din acest punct de vedere, valoarea precizată în EC8-1, § 6.8.2. de 80 mrad pentru elementele de link scurt din EBF devine insuficientă în cazul configuraţiei duale de cadru.

Ductilitatea globală a structurii a fost verificată prin calcularea factorului de comportare q, ca fiind raportul λ_u/λ_e, cu λ_u – multiplicatorul accelerogramei care conduce la cedarea structurală (atingerea rotirilor maxime sau a unei deformaţii relative de nivel de 3%) şi λ_e – multiplicatorul accelerogramei care conduce la apariţia primei articulaţii plastice. Valorile factorului de comportare q, obţinut din analizele pe structuri din oţel, se apropie de valorile de proiectare (q=6 pentru cadre duale), confirmând capacitatea bună de disipare a acestor sisteme. În schimb, pentru cadrele cu grinzi compuse au rezultat valori ale factorilor de comportare mai mici (valori între 4 şi 5). Aceste valori sunt explicabile prin obţinerea primei articulaţii plastice la valori mai mici ale multiplicatorilor în cazul elementelor din oţel.

Analizele incremental dinamice au demonstrat pentru structurile analizate o rezervă de rezistenţă de 20 până la 40% în comparaţie cu cerinţele de proiectare.

Bibliografie

[1] Simões, R., da Silva, L.S. and Cruz, P. (2001), "Cyclic behaviour of end-plate beam-to-column composite joints", Steel Compos. Struct., Int. J., 1(3), 355-376.

[2] Elghazouli, A.Y., Castro, J.M. and Izzuddin, B.A. (2008), "Seismic performance of composite moment-resisting frames", Eng. Struct., 30(7), 1802-1819.

[3] EN 1998-1 EUROCODE 8 (2003), Design of structures for earthquake resistance, Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, CEN, European Committee for Standardisation.

[4] FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November.

[5] P100-1-2006 (2006), P100-1 Cod de proiectare seismic – Partea I – Prevederi de proiectare pentru cladiri, indicativ P 100-1/2006, Romanian Institute of Standardization.

[6] Plumier, A. and Doneux, C. (2001a), "Seismic behaviour and design of composite steel concrete structures", European Comission – Training and Mobility of Researchers – Programme Innovative Concepts in Seismic Design "ICONS" Project, May 2001.

[7] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, CA.

[8] Plumier, A. and Doneux, C. (2001b), "European developments of seismic design guidelines for composite steel concrete structures", Proceedings of International Conference of Steel and Composite Structures ICSCS'01, Pusan, June.

[9] Plumier, A., Doneux, C. and Bouwkamp, J.G. (1998), "Slab design in connection zone of composite frames", Proceedings of the 1998 Annual Technical Session & Meeting of the Structural Stability Research Council, 21-23, Atlanta, September.

[10] Danku, G. (2011), "Study of the development of plastic hinges in composite steel-concrete structural members subjected to shear and/or bending", Ph.D. Thesis, Politehnica University of Timisoara.

[11] Ciutina, A., Dubina, D., Danku, G., (2013), "Influence of steel-concrete interaction in dissipative zones of frames: I – Experimental study", Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 3 (2103), 299-322.

[12] Danku, G., Dubina, D., Ciutina, A., (2013), "Influence of steel-concrete interaction in dissipative zones of frames: II – Numerical study", Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 3 (2103), 323-342.

STAREA LIMITĂ DE ROBUSTEȚE ÎN PROIECTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE METALICE

ROBUSTNESS LIMIT STATE FOR THE DESIGN OF STEEL FRAME STRUCTURES

DINU FLOREA[1], DUBINĂ DAN[2], MĂRGINEAN IOAN[3]

***Rezumat**: Structurile în cadre multietajate pentru clădiri pot fi supuse de-a lungul duratei lor de viață la o varietate mare de solicitări, cum ar fi cele provenite din greutate proprie, din procesul de exploatare, din sarcini climatice sau mișcări seismice. Proiectarea clădirilor trebuie însă să țină cont de faptul că unele dintre aceste solicitări nu au fost considerate în calcul sau pot atinge valori extreme, cu mult peste valorile considerate în calcul. În aceste situații, pentru a reduce nivelul pagubelor și pentru a proteja viața ocupanților și a echipelor de intervenție, clădirile trebuie să fie capabile să preia aceste solicitări fără să sufere avarii majore. Un exemplu în acest sens este dat de exploziile de gaze produse în clădirile de locuințe din cauza unor defecțiuni sau din cauza utilizării necorespunzătoare a instalațiilor. În astfel de situații, structura de rezistență poate fi grav avariată, ceea ce poate conduce la cedări parțiale sau totale. Lucrarea prezintă studii numerice pe diverse tipuri de cadre pentru a evalua nivelul de robustețe în cazul cedării unor elemente structurale principale.*

Cuvinte cheie: colaps progresiv, robustețe, structuri în cadre multietajate, acțiune catenara

***Abstract:** Multi storey frame buildings may be subjected during their designed lifetime to several actions, like dead loads, live loads, climatic loads or seismic loads. However, the design process must consider that some loads may not be considered in initial design or the intensity of the loads may become exceptional. In such cases, in order to reduce the level of damage and to protect the life of the occupants and rescue teams, the buildings should resist such hazards without extensive damage. One example is the gas explosions in buildings caused by equipments malfunction or improper use or maintenance. Such events may cause extensive damage, and partial or total collapse. The paper presents a numerical study using different frame typologies in order to evaluate their robustness when some critical members are removed due to an extreme loading event.*

Keywords: progressive collapse, robustness, multi storey frame structures, catenary action

1. Introducere

Clădirile trebuie să posede o robustețe adecvată pentru a nu suferi avarii majore și chiar cedări în cazul unor acțiuni cu caracter extrem. Acest lucru se poate realiza prin asigurarea unei capacitați portante ridicate pentru elementele cheie, o bună continuitate între elemente și de asemenea printr-o ductilitate adecvată. Acest lucru poate fi făcut prin luarea în considerare a posibilității de

[1] Conferențiar dr. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (Assoc. Professor, PhD, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil E), e-mail: florea.dinu@ct.upt.ro;
Academia Romana Filiala Timisoara (Romanian Academy, Timisoara)
[2] Profesor dr. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (Professor, PhD, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil E), e-mail: florea.dinu@ct.upt.ro;
Academia Romana Filiala Timisoara (Romanian Academy, Timisoara)
[3] Drd. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (PhD student, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil E), e-mail: ioan.marginean@ct.upt.ro

a se produce anumite evenimente cu caracter extrem și de a preveni prin proiectare extinderea avariilor și producerea cedării parţiale sau totale. EN 1991-1-7 [1] conţine unele prevederi referitoare la acţiunile accidentale, cum ar fi foc, explozie sau impact și precizează faptul că structura trebuie să reziste la astfel de evenimente cu avarii reduse, fără să se iniţieze cedarea. Prevederi similare se regăsesc și în ASCE Standard 7-05 [2], unde se arată faptul ca sistemul structural trebuie să rămână stabil și să reziste unor avarii locale fără a ceda. Modul diferit în care acționează aceste solicitări, dar și dificultatea de a anticipa intensitatea lor, face ca proiectarea directă a structurii la astfel de situaţii să fie dificilă și cu un grad de siguranţă redus. În astfel de cazuri, ca o măsură de siguranţă se poate evalua răspunsul structurii în cazul în care anumite elemente cedează, ceea ce conduce la identificarea zonelor critice și a măsurilor ce trebuie luate. Acest principiu poate fi aplicat folosind metoda căilor alternative de transfer, care verifică răspunsul structurii în cazul în care unul sau mai multe elemente structurale ies din lucru și evaluează capacitatea de redistribuție a încărcărilor din zonelor afectate către zonele învecinate. Existența căilor alternative de transfer permite evitarea propagării avariilor și în final evitarea colapsului progresiv [3]. Anumite sisteme structurale sau detalii de prindere au un rol important în dezvoltarea de căi alternative de transfer. Un exemplu îl constituie continuitatea în noduri (îmbinări continue grindă-stâlp) sau asigurarea unei interacțiuni între structură și sistemul de planșee ([4], [5], [6], [7]). Aceste caracteristici sunt cu atât mai importante cu cât redundanța sistemului structural este mai redusă. Metoda căilor alternative de transfer (AP) face apel la anumite caracteristici structurale, cum ar fi continuitate sau ductilitate, care sunt de asemenea prezente și în practica de proiectare antiseismică [8]. Sunt însă și numeroase diferențe între cele doua metode, cum ar fi:

- interacţiunea dintre forță axială și moment încovoietor în grinzi și îmbinări în cazul dezvoltării forţelor mari de întindere (acţiunea catenară)

- rolul planşeelor în creşterea gradului de legătura între elemente

- efectul catenar în planşee

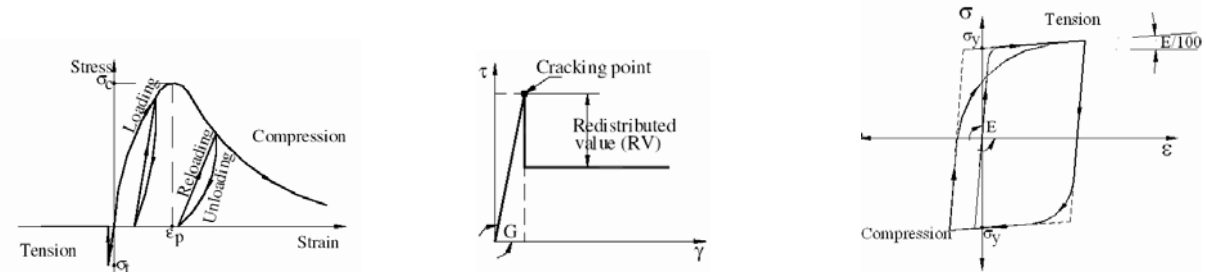
- efectele dinamice produse la cedarea unor elemente sau părţi de structură

Lucrarea prezintă masurile de reducere a riscului producerii colapsului progresiv în cazul cedării unor elemente structurale principale (stâlpi). Se evidenţiază în principal rolul îmbinărilor și al interacţiunii structură-planşeu în creşterea gradului de robustețe și în reducerea riscului de cedare sub acţiuni extreme. Pentru analiză s-a folosit programul de calcul Extreme Loading for Structures ELS [9].

2. Colapsul progresiv la structuri în cadre multietajate

În cazul în care anumite elemente structurale principale sunt avariate sau complet scoase din lucru (de exemplu ruperea unor stâlpi de la baza clădirii în cazul producerii unei explozii), se poate propaga avaria la zonele adiacente, rezultând în final cedarea întregii structuri sau a unei părți mari din ea. Acest mod de cedare, denumit și colaps progresiv, poate fi investigat prin metoda căilor alternative de transfer (DoD, 2009). Pentru analiză, este scos din lucru un element structural (sau mai multe) și este analizată structura în noua situație. Evaluarea răspunsului se poate face folosind atât analize statice cât și dinamice. Folosirea unei analize statice presupune însă utilizarea unor factori de amplificare a încărcărilor gravitaționale, care să ia în considerare caracterul dinamic al cedării elementului respectiv. În analizele efectuate s-au folosit ambele metode de analiză, utilizând programul ELS. Programul permite realizarea unor analize de robustețe și poate modela interacțiunea dintre diferitele elemente și materiale (de ex. interacțiunea dintre grinda metalică și planșeul de beton armat). Programul permite de asemenea

modelarea inițierii și propagării fisurilor în elementele metalice sau de beton armat, până la desprinderea lor parțiala sau completă. Fig. 1 prezintă curbele caracteristice pentru oțel și beton.



a) b) c)

Fig. 1 Modelele constitutive pentru materiale: a) beton supus la eforturi unitare axiale; b) beton supus la eforturi unitare de taiere; c) armatură și elemente din oțel supuse la eforturi unitare axiale, (ELS)

Pentru analiza statică neliniară, modelarea încărcării gravitaționale pe planșee trebuie să țină cont de amplificarea dinamică descrisă anterior. Astfel, pentru zonele de planșeu situate deasupra zonei afectate, încărcarea gravitațională se amplifică cu un factor, notat DIF (dynamic increase factor) iar combinația de încărcări este descrisă de ec. 1:

$$DIF \times \left[D + 0.5L \right] \tag{1}$$

unde D = încărcarea permanentă, L = încărcarea utilă, DIF = factor de amplificare dinamică.
Pentru restul zonelor de planșeu se folosește încărcarea gravitațională curentă iar combinația de încărcări este descrisă de ec. 2:

$$\left[D + 0.5L \right] \tag{2}$$

Este necesara de asemenea luarea în considerare a unei încărcări laterale echivalente, care poate fi descrisa de ec. 3:

$$0.002 \times \text{(suma încărcărilor gravitaționale (D + L))} \tag{3}$$

Pentru analiza dinamică, se folosesc simultan combinaţiile de încărcări descrise de ec. 2 şi 3. Efectul dinamic al scoaterii stâlpului din structura este modelat prin durata producerii cedării, care în cazul de față este de 0.001 sec.

Pentru a se putea evalua gradul de robusteţe, se majorează artificial încărcările gravitaţionale până se atinge cedarea. Prin raportarea încărcării de cedare la încărcarea nominala se poate determina indicele de robusteţe, vezi ec. 4:

$$\text{Indicele de robustete}\left(\Omega\right) = \frac{\text{Incarcarea de cedare}}{\text{Incarcarea gravitationala nominala}} \tag{4}$$

3. Studiu de caz

3.1 Descrierea structurii

Structura analizată are 3 deschideri, 4 travei și 6 etaje și este realizată cu structură metalică (Fig. 2.a, b). Cadrele sunt realizate pe ambele direcţii cu noduri rezistente la moment. Deschiderile și traveile au cate 8 metri iar înălțimea de etaj este de 4 metri. Structura este proiectată la situaţia permanentă și seismică, fără luarea în considerare a situaţiei accidentale de proiectare. Încărcarea permanentă și utilă este de 4 kN/m^2, iar presiunea din vânt este de 0.5 kN/m^2. Structura a fost proiectată considerând conceptul seismic disipativ (factorul q = 6.5), pentru o acceleraţie de proiectare de 0.08g și un teren cu perioada de colț T_c = 0.7sec. Pentru a lua în considerare efectul conlucrării cu planșeul de beton armat, structura a fost proiectată în doua situații, prima fără

interacțiunea cu planșeul (notată S), cea de-a doua luând în considerare interacțiunea dintre grinzile secundare și planșeul (notată C). Interacțiunea dintre grinzile metalice și placa de beton se realizează prin intermediul unor conectori dispuși pe un rând pe toată deschiderea grinzilor (Fig. 2.c, d). Suplimentar, sunt dispuși conectori și pe grinzile secundare pe zonele centrale, nu însă și pe zonele marginale pentru a nu afecta dezvoltarea articulațiilor plastice sub acțiuni seismice.

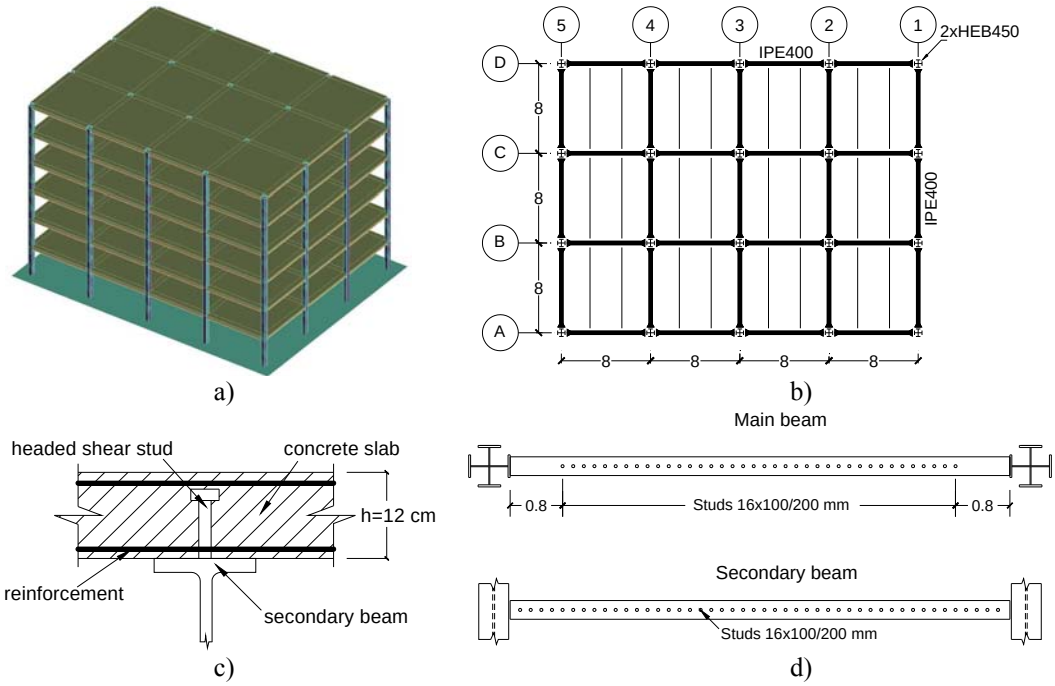


Fig. 2 Detaliile structurii analizate: a) vedere de ansamblu cu modelul structural; b) vedere în plan; c) secțiunea grinzii metalice compuse; d) distribuția conectorilor pe grinzi

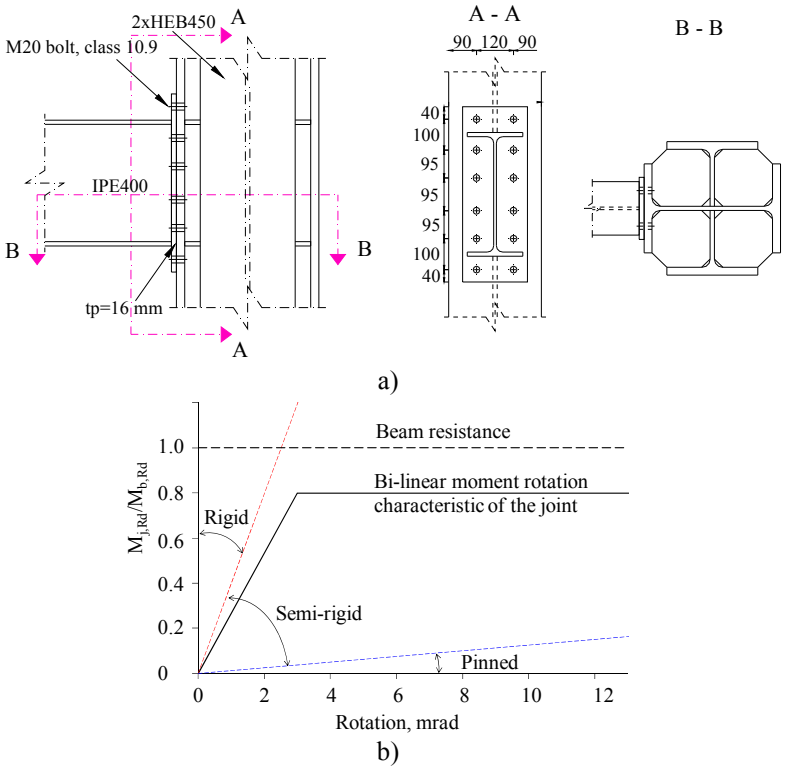


Fig. 3 Detalii cu îmbinările grindă-stâlp a) și caracteristica moment - rotire b)

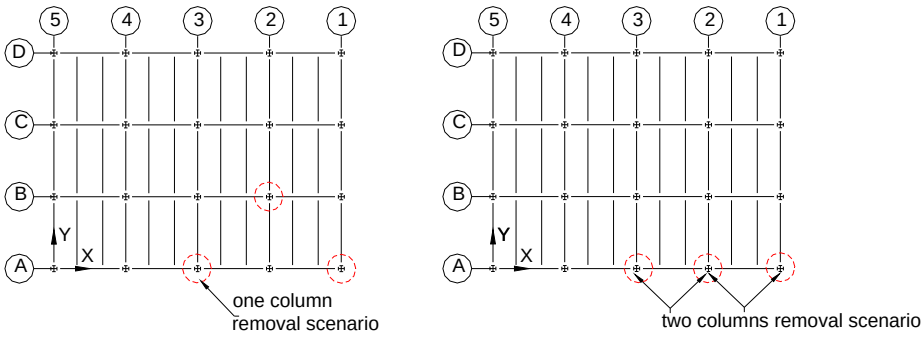
Stâlpii sunt realizați cu secțiune cruciformă din două profile HEB450, grinzile principale sunt realizate din profile IPE400 iar grinzile secundare din profile IPE330 pentru structura (S) și IPE270 pentru structura (C). Planșeul din beton armat are o grosime de 12 cm iar armătura este ϕ6/166 mm × ϕ6/166 mm. Conectorii au diametrul de 16 mm. Proprietățile materialelor folosite sunt prezentate în Tabelul 1.

Tabelul 1. **Proprietățile materialelor din elementele structurale**

Material	Type	Caracteristica de rezistență (MPa)		Modulul de elasticitate (MPa)
Beton	C20/25	Rezistența la întindere	F_{ctm}=2.2	30 000
		Rezistența la compresiune	F_{ck}=20	
Armatură	S420	Limita de curgere	f_{yk} = 420	210 000
Conector	S355	Limita de curgere	f_y = 355	210 000
Elemente metalice	S355	Limita de curgere	f_y = 355	210 000

3.2. Rezultatele analizei de robusteţe

Evaluarea colapsului progresiv s-a făcut pentru cinci scenarii de cedare a stâlpilor și anume: a) cedarea unui stâlp de colț (A1), b) cedarea unui stâlp de margine (A3), c) cedarea unui stâlp interior (B2), d) cedarea simultana a stâlpului de colț și a celui marginal adiacent (A12) și e) cedarea simultană a doi stâlpi marginali (A23), vezi Fig. 4. Prima serie de analize a folosit metoda dinamica neliniară și combinaţiile de încărcări date în ec. 2 și 3. Fig. 5 prezintă comparativ deplasările pe verticală deasupra stâlpului eliminat pentru structura fără conlucrare (*S*) și cea cu conlucrare (*C*), iar Fig. 6. prezintă deformaţiile specifice maxime pentru scenariul B2. Tabelul 3 prezintă deformaţiile specifice în cele doua structuri. Aşa acum se poate observa din Fig. 5 și Tabelul 3, atunci când este eliminat un singur stâlp perimetral sau de colț, structura (*S*) suferă deformaţii plastice reduse, fără propagarea avariilor la zonele învecinate. Atunci când este eliminat un stâlp interior sau doi stâlpi perimetrali, deformaţiile sunt mari și se înregistrează unele cedări locale în special în îmbinările grindă-stâlp din zona afectata (Fig. 6.a, Fig. 7.a), fără însă să se producă colapsul progresiv. Pentru structura cu conlucrare (*C*), nivelul deplasărilor maxime pe verticala și al deformaţiilor plastice este mult redus, în special pentru cazul scenariului (B2), acolo unde efectul conlucrării dintre grinzile metalice și planșeul de beton este maxim.

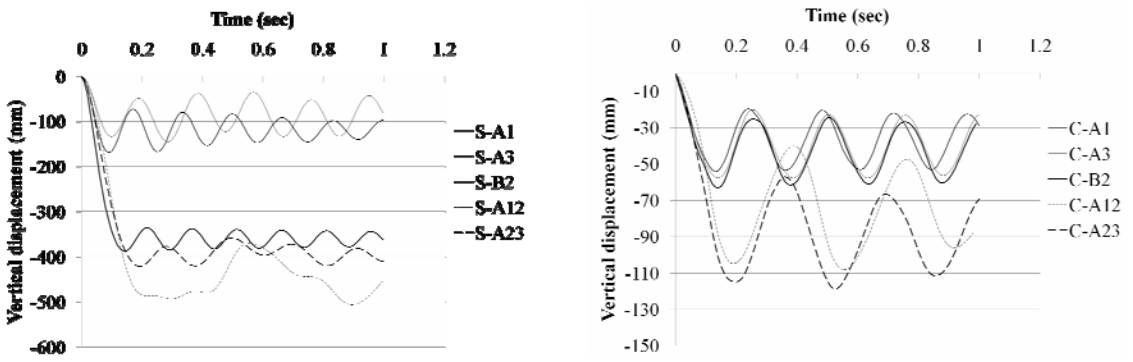


a) b)

Fig. 4 Scenarii de cedare: a) un singur stâlp; b) doi stâlpi

Tabelul 2. **Scenariile de cedare considerate în analiza de colaps progresiv**

Scenariu	Element eliminat	Tipul structurii	Scenariu	Element eliminat	Tipul structurii
S-A1	A1	Structura metalica fără conlucrare cu planșeul (*S*)	C-A1	A1	Structura metalica cu conlucrare cu planșeul (C)
S-A3	A3		C-A3	A3	
S-B2	B2		C-B2	B2	
S-A12	A1 + A2		C-A12	A1 + A2	
S-A23	A2 + A3		C-A23	A2 + A3	

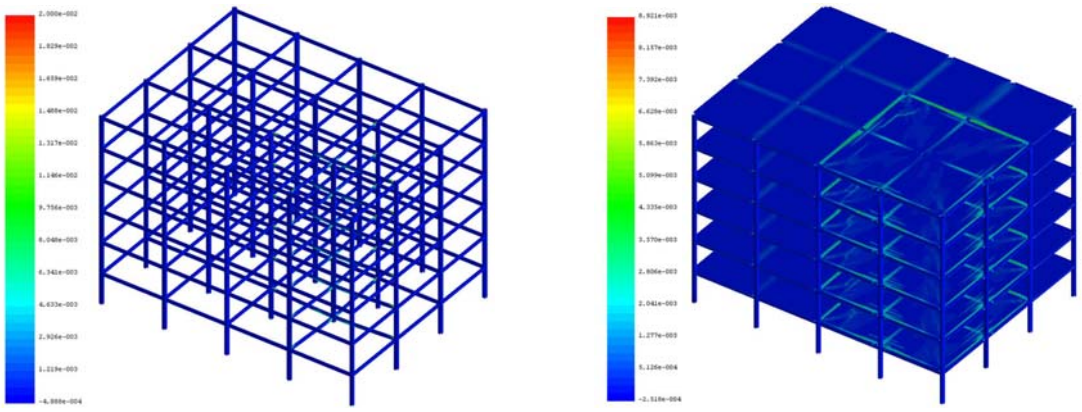


a) b)

Fig. 5 Răspunsul structurilor la încărcările nominale: a) structura fără conlucrare, *S*; b) structura cu conlucrare, *C*

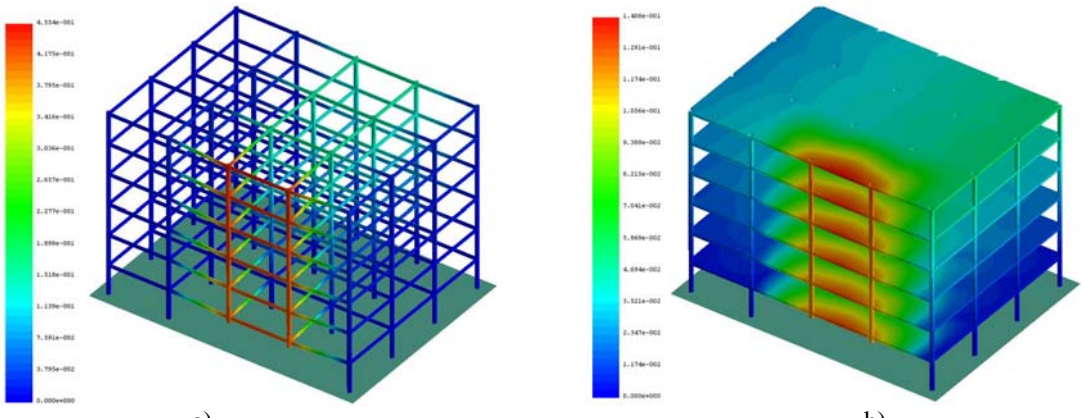
Tabelul 3. **Deformațiile specifice maxime în structura**

Scenariul	Grinda metalică	Îmbinarea riglă-stâlp	Conector	Beton	Armătură
S-A1	0.0055	0.0181	n.a.	n.a.	n.a.
S-A3	0.011	0.024	n.a.	n.a.	n.a.
S-B2	0.029	Cedare placă de capăt	n.a.	n.a.	n.a.
S-A12	0.028	0.053	n.a.	n.a.	n.a.
S-A23	0.027	Cedare placă de capăt	n.a.	n.a.	n.a.
C-A1	0.0011	0.0045	0.0019	-0.0001	0.011
C-A3	0.0051	0.0051	0.0022	-0.00057	0.0060
C-B2	0.0016	0.011	0.0020	-0.00060	0.0084
C-A13	0.0069	0.0088	0.0034	-0.00040	0.015
C-A23	0.0053	0.012	0.0037	-0.00034	0.018



a) b)

Fig. 6 Deformațiile plastice maxime în structura, scenariul B2: a) structura fără conlucrare, *S*; b) structura cu conlucrare, *C*



a) b)

Fig. 7 Deformata structurii, t=1.0s pentru scenariul A23: a) structura fără conlucrare, *S*; b) structura cu conlucrare, *C*

Pentru a identifica componentele critice în prevenirea colapsului progresiv, structurile au fost supuse unor încărcări gravitaţionale crescătoare şi s-au reluat analizele statice și dinamice până la atingerea colapsului. Tabelul 4 prezintă valorile indicelui de robusteţe şi ale factorului de amplificare dinamică. Nivelul minim al indicelui de robustețe este înregistrat pentru structura metalica (*S*), scenariul cu stâlp interior eliminat, urmat apoi de cele doua scenarii cu doi stâlpi eliminați. Pentru structurile cu conlucrare, (C), valoarea minima a indicelui de robustețe este cu circa 50% mai mare și se obține pentru scenariul cu doi stâlpi perimetrali eliminați. Se poate de asemenea observa că efectul cel mai important se obține în cazul eliminării stâlpului interior. În acest caz, aportul conlucrării dintre structura metalica și planșeul de beton armat fiind maxim.

Tabelul 4. **Indicele de robusteţe din analiza statica şi dinamica şi factorul de amplificare dinamica *DIF***

Scenariu	Indicele de robustețe, Ω		Factorul de amplificare dinamica, DIF=Ω_S / Ω_D
	Analiza statica, Ω_S	Analiza dinamica, Ω_D	
S-A1	2.7	2.05	1.32
S-A3	2.2	1.6	1.38
S-B2	1.4	1.05	1.33
S-A12	1.45	1.1	1.32
S-A23	1.5	1.15	1.30
C-A1	3.5	2.66	1.32
C-A3	3.78	2.75	1.37
C-B2	3.65	2.58	1.41
C-A13	2.11	1.58	1.34
C-A23	2.51	1.91	1.31

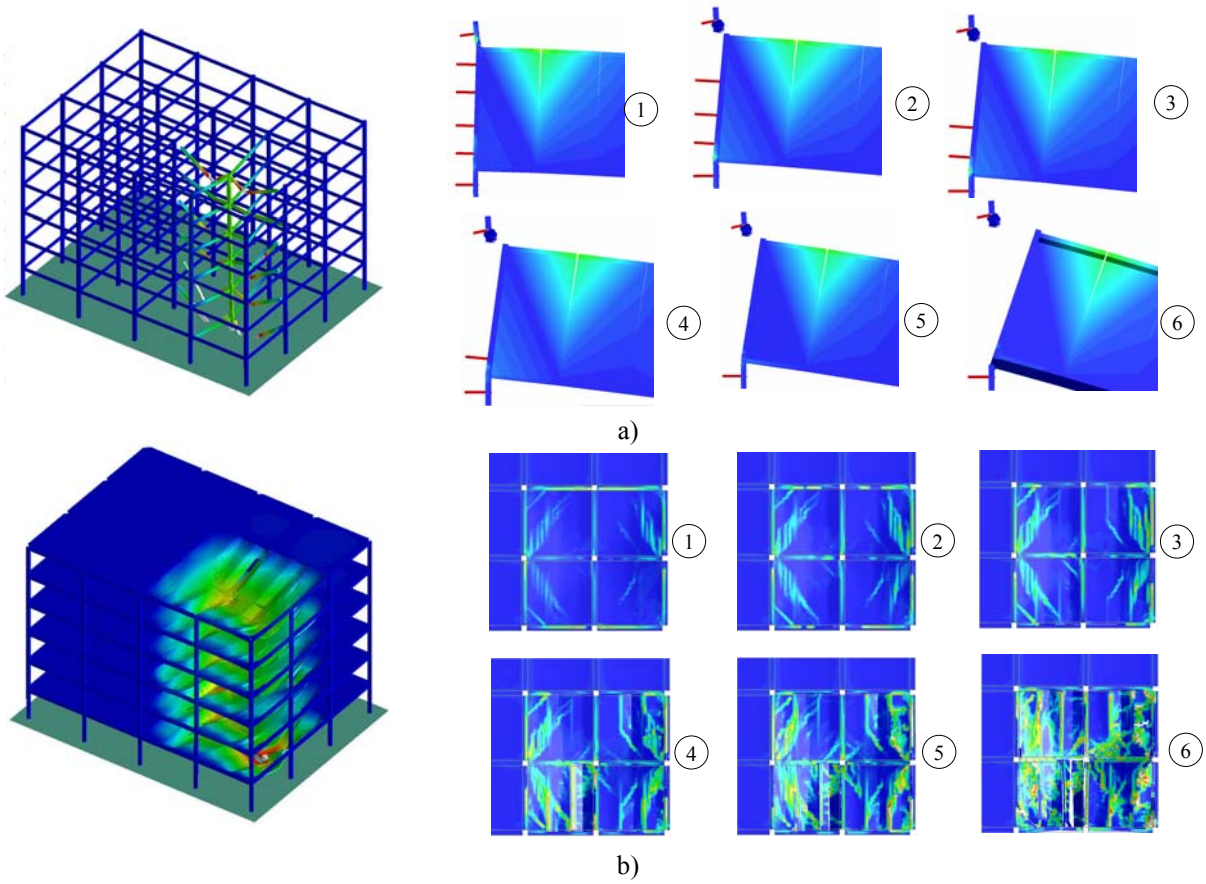


Fig. 8 Propagarea colapsului pentru scenariul B2: a) vedere globală a structurii fără conlucrare (stânga) și îmbinarea riglă-stâlp (dreapta); b) vedere globală a structurii fără conlucrare (stânga) și planșeul de beton cu grinzi compuse (dreapta)

Fig. 8 prezintă modul de cedare și propagarea avariilor cu creșterea nivelului încărcării gravitaționale. Pentru structura metalică fără conlucrare (S), cedarea se produce din cauza cedării plăcii de capăt, urmata de ruperea șuruburilor din îmbinare și în final separarea completă a grinzilor de stâlpi. Pentru structura cu conlucrare (C), se produce mai întâi cedarea plăcii de capăt la încovoiere, urmată apoi de cedări în armaturile întinse, ruperea șuruburilor din îmbinări și strivirea betonului din zonele comprimate.

4. Concluzii

Lucrarea prezintă rezultatele analizelor de robusteţe efectuate pe două structuri în cadre metalice multietajate. Prima structură este proiectată fără conlucrare cu planșeul, iar la cea de a doua s-a realizat conlucrarea dintre grinzile secundare și planșeul de beton. Au fost luate în considerare cinci scenarii de cedare a stâlpilor și s-au realizat analize statice si dinamice pentru a evalua rezistența la colaps progresiv. Rezultatele au arătat că structurile cu legături pe două direcţii au o robusteţe ridicată și pot suporta pierderea a doi stâlpi fără să cedeze. Proiectarea grinzilor secundare în soluţie compusă crește gradul de robusteţe și reduce semnificativ nivelul avariilor in structură. Factorul de amplificare dinamică pentru analiza statica, calculat pentru toate scenariile, este limitat la valoarea 1.5.

Mențiuni

Această lucrare a fost susținută financiar de Unitatea Executiva pentru Finantarea Invatamantului Superior, a Cercetarii, Dezvoltarii si Inovarii prin contractul PN II PCCA 55/2012 “Concepţia structurala si proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acţiuni accidentale” CODEC (2012-2015).

Bibliografie

[1] EN 1991: Eurocode 1 - Actions on Structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions, EN 1991-1-7, 2006, European Committee for Standardization (CEN).
[2] ASCE 7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 424 pages, ISBN: 0784408092, 2006.
[3] Dept. of Defense (DoD). Design of buildings to resist progressive collapse.” UFC 4-023-03, Washington, DC, 2009.
[4] Stevens D J. Assessment and proposed approach for tie forces in framed and load-bearing wall structures. PEC Project Rep., San Antonio, 2008.
[5] Stevens D J, Marchand K A, McKay A E. Revision of the tie force and alternate path approaches in the DoD progressive collapse design requirements. Proceedings of the 2009 Structures Congress, April 30-May 2, 2009, ASCE, Austin, TX.
[6] Alashker Y, El-Tawil S, Sadek F. Progressive collapse resistance of steel–concrete composite floors. J Struct Eng 2010;136(10):1187–96.
[7] Dinu F, Dubina D, Ciutina A. Robustness performance of seismic resistant building frames under abnormal loads. Proc. of the 1st International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2010, Guimaraes, Portugal, 21-23 July 2010, p. 613-620, CRC Press, Taylor& Francis Group, ISBN: 978-0-415-49249-2, 2010.
[8] NISTIR 7396. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings, Na-tional Institute of Standards and Technology, Technology Administration, U.S. Dep. of Commerce, 2007.
[9] Extreme Loading for Structures, Ver. 3.1, Applied Science International, Durham, NC, 2010.

DESPRE COMPORTAREA STÂLPILOR CU SECȚIUNE MIXTĂ OȚEL-BETON

BEHAVIOR OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS

CRISTINA CÂMPIAN[1], ALINA HAUPT-KARP[2], HERVÉ DEGEE[3], NICOLAE CHIRA[4]

***Rezumat**: Lucrarea prezintă un model numeric dezvoltat pentru stâlpii cu secțiune mixtă oțel-beton, supuși la solicitări monotone și ciclice. Modelul numeric a fost realizat utilizând programul de element fint FineLg [1], dezvoltat în cadrul Universității din Liège, departamentul ArGenCo. Pentru validarea modelului s-au folosit încercări experimentale preluate din literatura internațională de specialitate. Încercările au fost efectuate în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca, National Central University din Taiwan, Universitatea California din San Diego și al Universității Chiao Tung, Hsinchu, China. Incercările au fost realizate atât cu betoane obișnuite cât și cu betoane de înaltă rezistență. Au fost determinați diferiți parametri ai încercărilor, recomandați de TGW13 a Comisiei Europene [2], cum ar fi: ductilitatea parțiala și totală, disiparea de energie, capacitatea portantă, indicele de rigiditate, degradarea rezistenței, etc.*

Cuvinte cheie: stâlpi compuși cu profil complet înglobat în beton, model numeric

***Abstract:** The paper presents a numerical model developed for steel-concrete composite columns subjected to monotonic and cyclic loading. The numerical model was realized in the finite element program FineLg [1], program developed at University of Liège, ArGenCo Department. The model was validated using experimental tests taken from the international literature. The experimental programs was developed at Technical University of Cluj-Napoca, National Central University in Taiwan, University of California from San Diego and the Chiao Tung University, Hsinchu, China. The programs dealt with both normal and high strength concrete. Were determined a set of parameters, according to the TGW13 European Commission [2], such as: partial and full ductility, energy dissipation, load bearing capacity, rigidity ratio and resistance ratio, etc.*

Keywords: fully encased steel-concrete composite columns, numerical model

1. Introducere

Pe lângă cercetarea pe cale experimentală a stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton, o altă latură foarte importantă a cercetărilor este cea analitică, de modelare matematică a comportării, cât mai apropiată de valorile obținute pe cale experimentală. Simularea pe calculator a comportării elementelor este o metodă mult mai ieftină, rapidă și eficientă de cercetare, dar nu poate exclude și nu poate reduce importanța cercetărilor experimentale.
Calibrarea modelului numeric a fost realizată pe baza a cinci rezultate experimentale, preluate din literatura internațională de specialitate. Încercările preluate au fost executate pe stâlpi cu secțiune mixtă

[1] Profesor dr. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: Cristina.Campian@dst.utcluj.ro
[2] Drd. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (PhD student, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: Alina. HAUPT@dst.utcluj.ro
[3] Profesor dr. ing. Universitatea din Liège (Professor, PhD, University of Liège), Facultatea de Construcții (Division of Structural Engineering), e-mail: h.degee@ulg.ac.be
[4] Profesor dr. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: n_chira11@yahoo.com

cu profil metalic complet înglobat în beton, realizați cu betoane obișnuite și cu betoane de înaltă rezistență.

2. Programe experimentale utilizate în calibrarea și validatea modelului numeric

Două dintre programele experimentale utilizate pentru calibrarea și validarea modelului numeric au fost realizate în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca, România, în anul 2000, respectiv 2011 [3,4]. Cel de-al treilea program experimental a fost realizat în cadrul National Central University din Taiwan, 2008 [5]. Al patrulea program experimental a fost realizat în cadrul Universității California, din San Diego, California, SUA, 1992 [6], iar cel din urmă la Chiao Tung University, Hsinchu, China, 2008 [7]. Schema statică a tuturor stâlpilor încercați experimental a fost de element în consolă (figura 1). Stâlpii au fost solicitați la un efort axial de compresiune și forțe laterale orizontale (figura 2), cu excepția celor din cadrul programului din Statele Unite ale Americii, care au fost testați la efort axial cu moment încovoietor și forță tăietoare. În cadrul primelor trei programe experimentale stâlpii au fost solicitați atât monoton cât și ciclic, iar în cadrul ultimelor două programe, stâlpii au fost testați doar ciclic.

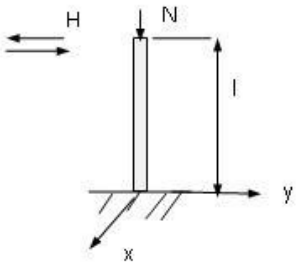


Fig. 1. Schema statică

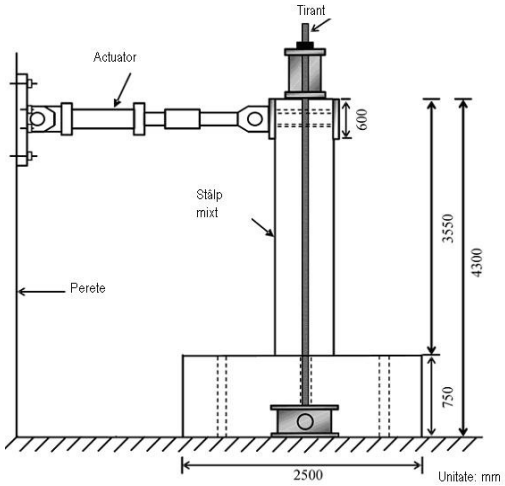


Fig. 2. Modalitatea de testare a stâlpilor experimentali

2.1. Program experimental realizat în cadrul UTC-N, România, 2000

Programul experimental realizat de către Câmpian Cristina [3], în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca, România, în anul 2000 a cuprins încercarea a 12 stâlpi micşti având secţiunea metalică complet înglobată în beton. Stâlpii au avut aceeaşi secţiune transversală şi au fost grupaţi în trei grupe SI, SII şi SIII, în funcţie de lungimea acestora. Elementele experimentale au fost realizate în secţiune transversală dintr-un profil laminat I12 complet înglobat în beton având armatură longitudinala 4ϕ10.



Fig. 3. Secțiunea transversală și modalitatea de cedare

Caracteristicile privind materialele sunt prezentate în tabelul 1. Cedarea elementului s-a produs prin formarea articulației plastice la baza stâlpului (figura 3).

Tabelul 1

Caracteristici elemente testate experimental

Stâlp	Lungime [m]	Rezistența la compresiune a betonului [N/mm^2]	Modulul de elasticitate al betonului [N/mm^2]	Limita de curgere oțel armătură longitudinală [N/mm^2]	Limita de curgere oțel profil [N/mm^2]	Modul de etalsticitate oțel [N/mm^2]
SI	2.00	30.5	-	559	302	207000
SII	2.50	27.0	-			
SIII	3.00	29.5	37373.33			

2.2. Program experimental realizat în cadrul UTC-N, România, 2011

Programul experimental efectuat în anul 2011 de către V. Sav [4], tot în cadrul Universității Tehnice din Cluj-Napoca a cuprins încercarea stâlpilor cu secțiune mixtă cu profil metalic complet înglobat în beton realizați cu beton de înaltă rezistență de clasă C70/85. Secțiunea transversală a stâlpilor a fost similară cu cea din programul prezentat în capitolul 2.1 (figura 4).
Profilul metalic înglobat a fost de tip IPN120. Armătura flexibilă utilizată a fost 4Ø10 PC52. Etrierii au diametrul Ø8 OB37, dispuși la 10 cm distanță pe zona potențial plastică, respectiv la 20 cm pe restul elementului. Stâlpii încercați de V. Sav au avut lungimea de 2.00 m, respectiv 3.00 m. Au fost efectuate teste experimentale pentru determinarea caracteristicilor materialelor componente (vezi tabelul 2).



Fig. 4. Secțiunea transversală și modalitatea de cedare

Tabelul 2

Caracteristici elemente testate experimental

Rezistența pe cub a betonului [N/mm^2]	Modul de elasticitate beton [N/mm^2]	Limita de curgere oțel profil înglobat [N/mm^2]	Rezistența la rupere oțel profil înglobat [N/mm^2]
92.3	43634.65	380.20	477.08

În comparație cu stâlpii realizați cu betoane obișnuite, în cazul celor cu betoane de înaltă rezistență cedarea a fost mult mai violentă și casantă (figura 4).

2.3. Program experimental realizat la NCU, Chung-Li, Taiwan, 2008

Studiul experimental realizate de către H. L. Hsu, F. J. Jan și J. L. Juang [5] a cuprins încercarea stâlpilor compuși oțel-beton, solicitați monoton la încovoiere după direcția secundară și ciclic la efort axial de compresiune și încovoiere după direcția principală de rezistență. Dimensiunile secțiunii mixte au fost de 370 mm x 370 mm (figura 5). Au fost utilizate șase tipuri de profile metalice înglobate în beton, și anume: H100x100x6x8, H150x100x6x9, H150x150x7x10, H200x100x5,5x8, H200x150x6x9 și H200x200x8x12. Tipul armăturii utilizate a fost aceeași în cazul tuturor elementelor încercate, și anume 4Φ20 armătură longitudinală și etrieri dispuși la 100 mm distanță în zonele plastic potențiale și la 150 mm în rest. Rezistența oțelului din armătura longitudinală și transversală a fost: 314 MPa, 543 MPa și respectiv 586 MPa. Rezistența la compresiune a betonului a fost determinată prin încercări experimentale, rezultând o

valoare de 38 MPa. Cedarea elementelor a fost similară cu a elementelor din celelalte programe experimentale, prin formarea articulației plastice la baza stâlpului (figura 5).

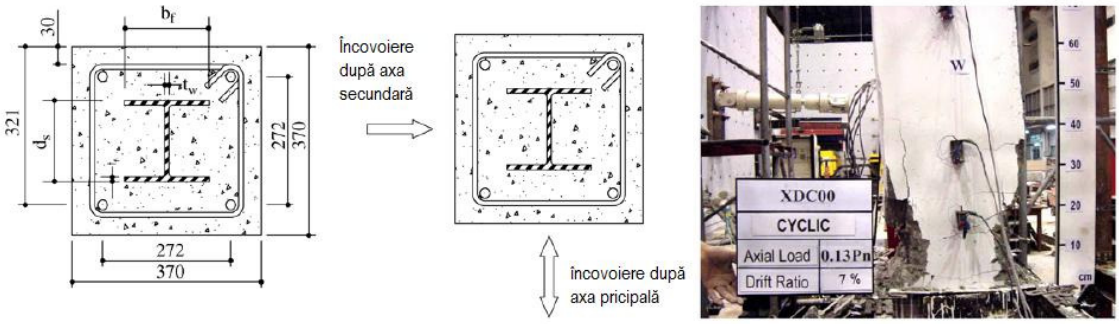


Fig. 5. Secțiunea transversală și modalitatea de cedare

2.4. Program experimental realizat la UC, San Diego, California, SUA, 1992

Încercările realizate de J. M. Ricles şi S. Paboojian [6] au fost efectuate pe stâlpi micşti, cu profil complet înglobat în beton supuşi la efort axial, încovoiere şi forţă tăietoare. Profilul înglobat utilizat a fost W8x40, rezultând o secţiune mixtă pătrată de 406x406 mm. Secțiunea trasversală a stâlpilor testați experimental este prezentată în figura 6, precum și modalitatea de cedare. În tabelul 3 sunt prezentate caracteristicile secționale ale stâlpilor testați, precum și rezistențele materialelor obținute în urma încercărilor experimentale.

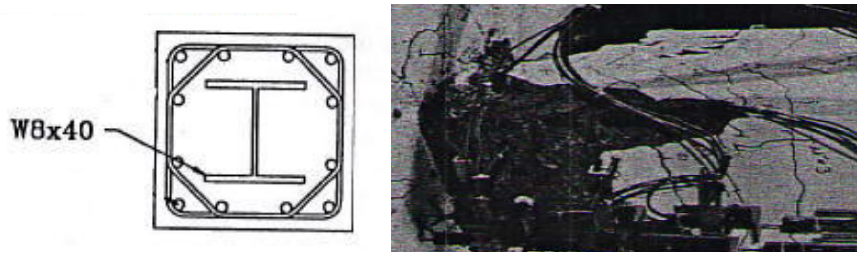


Fig. 6. Secțiunea transversală și modalitatea de cedare

Tabelul 3

Caracteristici elemente testate experimental

Stâlp	Lungime [m]	Rezistența la compresiune a betonului [N/mm^2]	Limita de curgere oțel armătură longitudinală [N/mm^2]	Limita de curgere oțel profil [N/mm^2]
3	1.93	30.9	479.2	373
7	1.93	62.9		

2.5. Program experimental realizat la CTU, Hsinchu, China, 2008

Încercările experimentale realizate de către Weng ChengChiang, Yin YenLiang, Wang JuiChen și Liang ChingYu [7] au fost efecutate în cadrul laboratorului departamentului de Inginerie Civilă al Universităţii Chiao Tung din China. Stâlpii micşti încercaţi de către aceştia au avut aceeaşi secţiune transversală, şi anume 600 mm x 600 mm, având aceeaşi înălţime de 3250 mm. Stâlpii au avut înglobat în beton un profil cruce 2H350x175x6x9 (figura 7). Armătura longitudinală a fost realizată din 16 bare Ø25 mm dispuse câte patru la fiecare colț și 4 bare suplimentare Ø13 mm dispuse diametral. Spiralele perimetrale au avut diametrul de Ø13 mm, iar cele de colț de Ø10 mm. Spiralele au fost poziţionate în zona formării articulaţiei plastice la o distanță cuprinsă între 95-115 mm pe o lungime de 1.00 m, iar în rest la 150 mm. Au fost efectuate teste pe materiale, iar rezistenţele obţinute sunt prezentate în tabelul 4. Modalitatea de cedare este prezentată în figura 7.

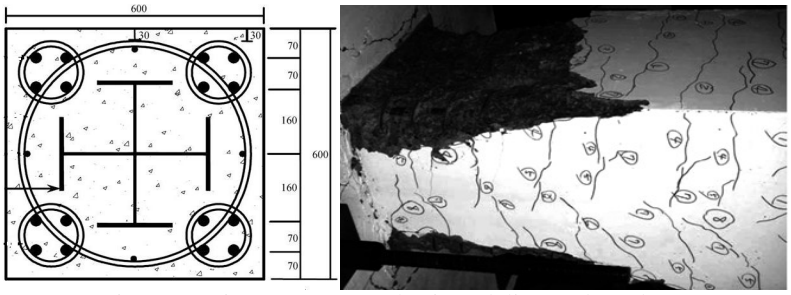


Fig. 7. Secțiunea transversală și modalitatea de cedare

Tabelul 4

Caracteristici elemente testate experimental

Rezistența la compresiune a betonului [N/mm^2]	Limita de curgere oțel armătură longitudinală [N/mm^2]	Limita de curgere oțel profil [N/mm^2]
37.3	437	435.3

3. Modelarea numerică a stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton

3.1. Calibrare model numeric și legi de materiale

Modelul numeric a fost realizat în programul de element finit FineLg, program dezvoltat în cadrul departamentului ArGenCo al Universității din Liège. Stâlpii au fost considerați ca fiind bare plane ce au 3 noduri, conform figurii 8. Nodul 1 și 3 au câte trei grade de libertate (m,u,q). Nodul 2 are un singur grad de libertate (m) ce permite a se lua în considerare o eventuală deplasare relativă între oțel și beton. În analiză a fost fost considerată o interacțiune perfectă între oțel și beton. Deoarece s-au modelat rezultate experimentale, pentru toate materialele s-au folosit valorile caracteristice ale rezistentelor. Elementele metalice (profilul și armatura flexibilă) sunt definite folosind o lege de material biliniară pentru analiza neliniară, conform figurii 9. Pentru beton, se folosește o lege de material tip parabolă dreptunghi care ia în considerare rezistența la întindere a acestuia, conform figurii 10. Valoarea rezistenței la întindere este calculată conform normativ SR EN 1992-1-1 [8]. Fenomenele de contracție și curgere lentă a betonului nu sunt luate în considerare. Suplimentar, s-a folosit valoarea confinată a betonului, valoare calculată folosind legea Mander [9,10] în cazul betonului obișnuit și legea Cusson-Paultre [11,12] în cazul betonului de înaltă rezistență. Pentru modelarea încărcării de tip ciclic s-a utilizat legea Menegotto-Pinto (figura 11).

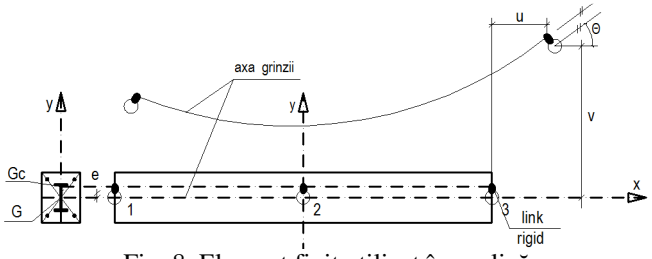


Fig. 8. Element finit utilizat în analiză

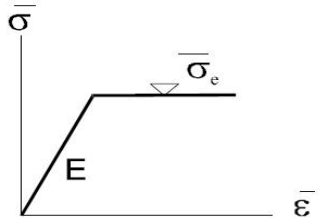


Fig. 9. Lege oțel

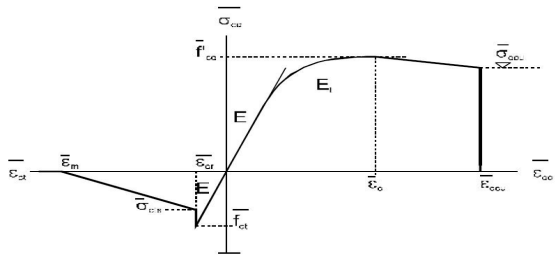


Fig. 10. Lege beton

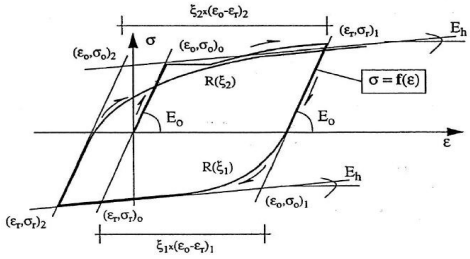


Fig. 11. Legea Menegotto-Pinto

3.2. Validare model numeric

Validarea modelului numeric este prezentată în figura 12 prin compararea rezultelor obținute experimental cu cele numerice. În figurile 12a și 12b sunt prezentate comparațiile pentru stâlpii din programul 2.1, încercați monoton și ciclic, în figurile 12c și 12d pentru stâlpii din programul 2.2 (monoton și ciclic), în figurile 12e și 12f pentru stâlpii din programul 2.3 (monoton și ciclic), în figurile 12g și 12h pentru stâlpii din programul 2.4 și în figurile 12i și 12j pentru stâlpii din programul 2.5.
Până la atingerea forței maxime valorile obținute numeric sunt aproape identice cu cele obținute experimetal, diferența fiind de sub 5%. După atingerea forței maxime modelarea nu mai este atât de acurată, diferențele obținute fiind de până la 15%.

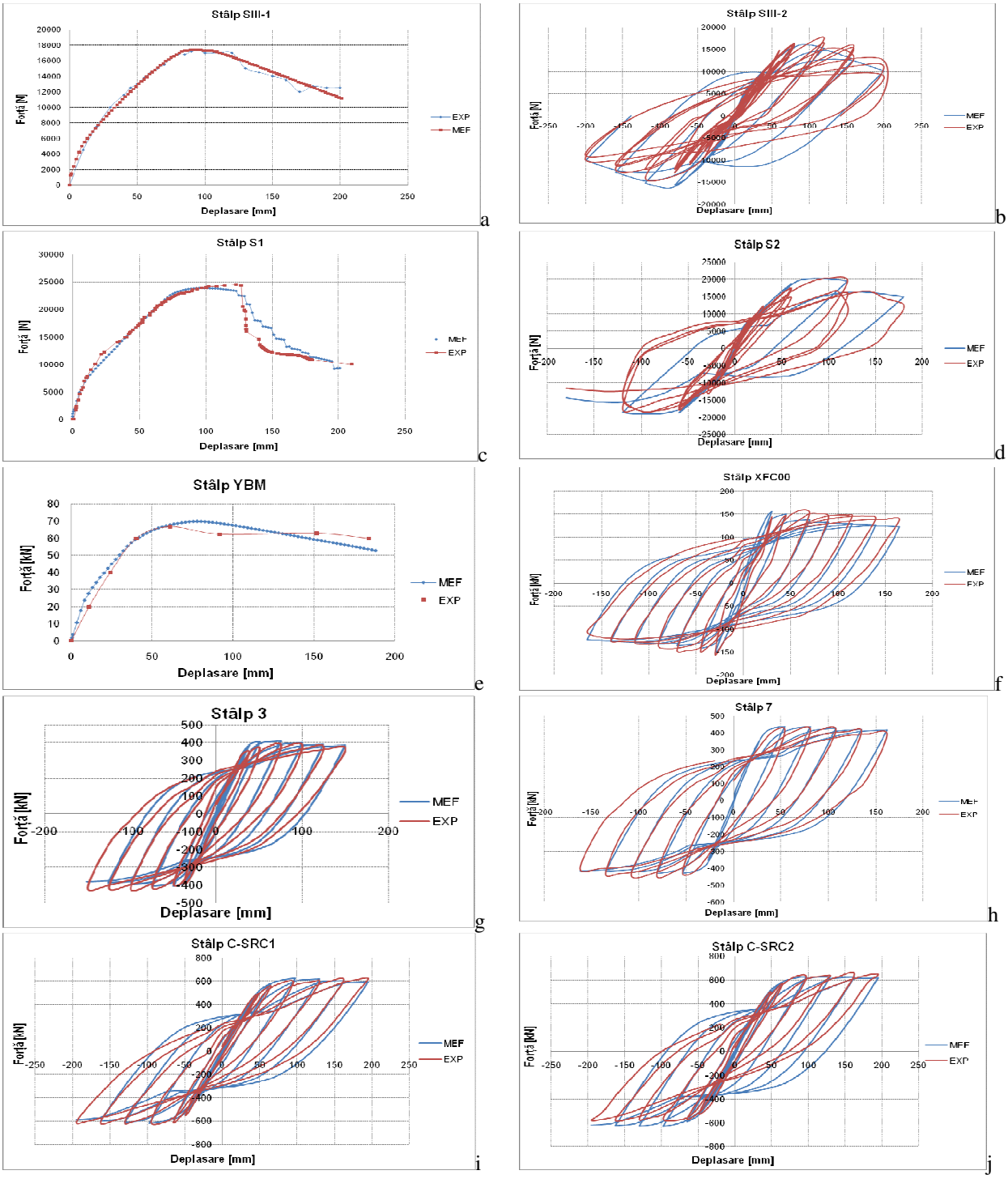


Fig. 12. Validare model numeric

Pentru o modelare cât mai exactă cel mai important a fost: utilizarea valorilor reale ale rezistențelor materialelor și a modulilor de elasticitate, utilizarea valorilor confinate ale betonului și alegerea corectă a parametrilor de degradare în cazul analizei sub solicitări ciclice.

4. Comportarea stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton

Procedura general acceptată în Uniunea Europeană, pentru încercarea experimentală a elementelor metalice este cea a Convenției Europene de Construcții Metalice, "Recommended Testing Procedure for Assesing the Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads"[2]. Una din modalitățile de evaluare a proprietățior stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton este aceea de a evalua și interpreta parametri conform procedurii ECCS.

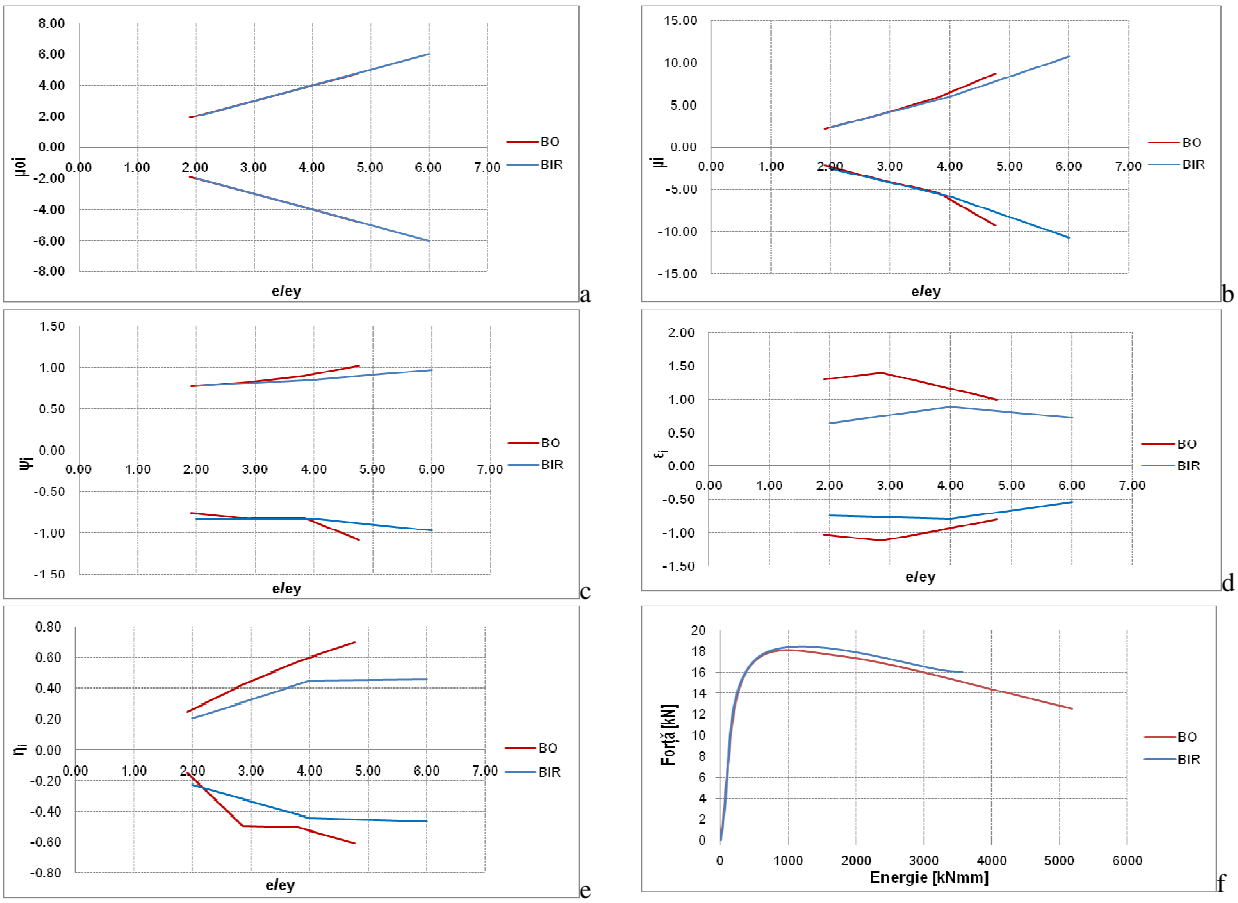


Fig. 13. Parametri stâlpi testați experimental

Parametri menționați permit punerea în evidență a următoarelor caracteristici mecanice ale stâlpilor cu secțiune compusă oțel-beton cu profil metalic complet înglobat în beton: gradul de ductilitate al elementului, capacitatea portantă a elementului, rigiditatea elementului sau capacitatea de absorbție de energie. Toți acești parametrii sunt definiți ca raport între valoarea de la încercarea ciclică și cea corespunzătoare testului de referință (testul monoton, sau în lipsa acestuia aplicarea procedurii scurte pentru determinarea limitei elastice și a forței aferente). Pentru exemplificare s-au prezentat în figurile 13 evaluția diferiților parametrii pentru stâlpi având aceiași secțiune transversală, aceiași lungime, dar realizați cu beton obișnuit (BO) sau cu beton de înaltă rezistență (BIR). Secțiunile alese sunt stâlpii cu lungimea de 3.00 m din programele experimentale prezentate la 2.1 și 2.2.

Evoluția plastificării se caracterizează cu ajutorul ductilității, parțială sau totală. Acest parametru reprezintă raportul dintre valoarea deplasării maxime (pozitivă sau negativă) în ciclul i și limita elastică. Se poate observa că ductilitatea parțială (figura 13a) crește de la un ciclu la altul. Ductilitatea parțială nu ține cont de degradarea instantanee intervenită într-o jumătate de ciclu, pe când ductilitatea totală ține

cont de un ciclu întreg (figura 13b). Se observă că și ductilitatea totală are o comportare similară cu cea parțială, crescând de la un ciclu la altul. Toate valorile obținute în urma încercărilor experimentale ne conduc la concluzia că stâlpii cu secțiune mixtă oțel-beton cu profil metalic complet înglobat în beton sunt tipuri de stâlpi ductili. În figura 13c este prezentată variația raportului de ductilitate pentru stâlpii testați experimental. Se poate observa și în acest caz o creștere a ductiliății de la un ciclu la altul. Ductilitatea reprezintă o măsură concludentă a capacității unui sistem structural de a disipa energie. Siguranța unei structuri este mai mare atunci când disiparea de energie se face printr-un număr mare de articulații plastice. Un parametru care ne oferă indicii asupra aspectului degradării pe parcursul ciclurilor este raportul dintre forța maximă la ciclul i și valoarea forței aferente limitei elastice din testul de referință. După cum se poate observa în figura 13d, după atingerea valorii maxime a capacității portante are loc o degradare a rezistenței de la un ciclu la altul. Scăderea valorii capacității portante, a rezistenței și a modulului de elasticitate în domeniul postcritic poate cauza o scădere importantă a lucrului mecanic de deformare necesar atingerii unei deplasări date. O degradare mai accentuată a putut fi observată în cazul stâlpilor cu betoane de înaltă rezistență, factorul cel mai important în acest sens fiind bineînțeles betonul, care se degradează cel mai rapid pe parcursul încercării. Parametrul de variație a energiei disipate descrie cel mai bine comportamentul ciclic al unui element. Panta curbei de variație crește (figura 13e), astfel energia înmagazinată crește în mod regulat, de la un ciclu la altul. Se poate observa că stâlpii cu secțiune mixtă oțel-beton sunt o soluție competitivă în zonele seismice și nu numai, datorită multitudinii de avantaje pe care le prezintă (secțiuni economice, protecție împotriva focului, etc.) și datorită unei capacității de disipare a energiei. În scopul evidențierii comportării stâlpilor cu secțiune mixtă la solicitări de tip seismic sunt prezentate și curbele forță-energie. Energia a fost evaluată prin aria obținută în urma trasării curbelor histeretice sub încercări ciclice.

5. Concluzii

Modelarea numerică este o metodă eficace și mult mai economică de cercetare, în comparație cu încercările experimentale, însă nu le poate exclude pe acestea. Rezultate obținute experimental și validate apoi și numeric demonstrează o aplicabilitate largă în zone seismice a stâlpilor compuși cu profil metalic complet înglobat în beton. În ceea ce privește betonul de înaltă rezistență, datorită cedării casante, multe cercetări experimentale și numerice trebuie efectuate în continure până la aplicabilitatea practică.

Bibliografie

[1] FineLg User's manual, V9.0 (2004) – University of Liège (M&S)/Design office Greisch (BEG)
[2] ECCS (1986): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, Doc. no 45 of European Convention for Constructional Steelwork, TWG 1.3, 1986
[3] Câmpian Cristina, Contribution a l'etude du comportament et au calcul de poteaux mixtes acier-beton (sous des charges transversales de variation monotone ou cyclique alternee), Teză de doctorat, Cluj Napoca, 2000
[4] Sav Vlăduț, Stâlpi cu secțiune mixtă oțel-beton folosind beton de înaltă rezistență, Teză de doctorat, Cluj Napoca, 2011
[5] Hsu, H-L, Jan, F., Juang, J-L, Performance of composite members subjected to axial and bi-axial bending, Journal of Constructional Research 65, 869-878, 2009
[6] J. Ricles, S. Paboojian, Seismic performance of steel-encased composite columns, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, 1994
[7] WENG ChengChiang, YIN YenLiang, WANG JuiChen, LIANG ChingYu, Seismic cyclic loading test of SRC columns confined with 5-spirals, Science in China Series E: Technological Sciences, Vol. 51, No. 5, pp. 529-555, May 2008
[8] ASRO. SR EN 1992-1-1, Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton; Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri, Iunie, 2006. Bucuresti: Asociația de standardizare din România (in Romanian)
[9] Mander J. B., Priestley M. J. N. and Park R., Theoretical stress – strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol 114(8), p. 1804 – 1826, 1988
[10] Mander J. B., Priestley M. J. N. and Park R., Observed stress – strain behaviour of confined concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol 114(8), p. 1827 – 1849, 1988
[11] Cusson D., Paultre P., High-strength concrete columns confined by rectangular ties, ASCE, Journal of Structural Engineering, vol. 120, no. 3, pp. 783-804, 1994
[12] Légeron F., Paultre P., Uniaxial Confinement Model for Normal and High Strength Concrete Columns, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 2, pp. 241-252, February 1, 2003

CALCULUL BAZELOR ARTICULATE PENTRU STÂLPII STRUCTURILOR METALICE

DESIGN OF PINNED COLUMN BASES

DRAGOŞ VOICULESCU[1]

***Rezumat**: În prezenta lucrare se trec în revistă diferite modalităţi analitice de calcul ale grosimii plăcii de bază pentru stâlpii cu forma secţiunii I, articulaţi la bază şi o analiză numerică din care să rezulte o metodă simplă de calcul al grosimii pentru proiectare. Baza analizată este caracterizată de lipsa traverselor, stâlpul fiind rezemat direct pe placa de bază.*

Cuvinte cheie: grosime, placă, stâlp, articulat

***Abstract:** In this paper we are reviewing different analytical methods for calculating the thickness of the base plate for I-shape columns, hinged at the base and a numeric analysis to obtain a simple method for calculating the base plate thickness. The base analised has no transverse stiffenners, columns are leaning directly on the base plate.*

Keywords: thickness, plate, column, pinned

1. Introducere

Stâlpii I cu baza articulată sunt destul de des întâlniţi în structurile metalice curente. Ei sunt rezemaţi pe fundaţii prin intermediul unor plăci de bază care distribuie încărcarea de la elementul metalic la fundaţia din beton armat, fără a depăşi capacitatea portantă a betonului. De regulă, la stâlpii solicitaţi axial, prinderea de fundaţie e suficient să se realizeze cu două buloane de ancoraj.

Un prim model de calcul, care poate fi utilizat în proiectare, este cel descris în „Handbook of Steel Construction" – Canadian Institute of Steel Construction[1]. Metoda de calcul utilizată, denumită şi metoda consolelor, are la bază câteva ipoteze simplificatoare: a) se consideră că o regiune a plăcii de bază cu dimensiunile $0,95h_{st}$ respectiv $0,80b_{st}$ (în care h_{st} este înălţimea secţiunii stâlpului şi b_{st} este lăţimea secţiunii stâlpului) este rigidă (fig.1); b) se consideră ca presiunea exercitată pe beton este constantă sub placa de bază; c) se consideră că regiunile de placă de bază din afara zonei rigide sunt console încărcate cu presiunea exercitata pe betonul fundaţiei.

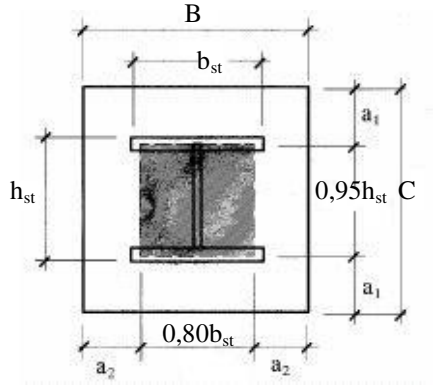


Figura 1. Zona rigidă conform metodei consolelor

[1] Şef de lucrări dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Lecturer, PhD, Technical University of Civil Engineering), e-mail: dravoi@hotmail.com

Conform metodei de mai sus, grosimea plăcii de bază este dată de relaţia:

$$t_p = \sqrt{\frac{2Nm^2}{0{,}9BCf_y}} \tag{1}$$

în care:

N = forţa axială transmisă de stâlp la fundaţie;
$m = max\ (a_1;a_2)$ = lungimea maximă a consolelor de placă (vezi fig.1);
B = lăţimea plăcii de bază;
C = înalţimea plăcii de bază;
f_y = limita de curgere a oţelului folosit în placa de bază

Relaţia de mai sus se poate folosi eficient la plăci de bază cu dimensiuni semnificativ mai mari decât cele ale stâlpului; pentru plăcile la care lungimea consolelor situate în afara zonei considerate rigide este mică, rezultatele pot sa fie descoperitoare.

Un alt model de calcul, aplicabil situaţiei în care dimensiunile plăcii de bază sunt cu puţin mai mari decât cele ale stâlpului este modelul Stockwell[2]. Acest model consideră ca încărcarea se distribuie uniform sub regiuni ale plăcii de bază situate strict sub secţiunea stâlpului; aceste regiuni sunt de forma unor fâşii situate sub tălpile şi sub inima stâlpului. O extindere a acestui model de calcul a fost realizată la elaborarea normativului unificat european de constructii metalice EC3 si prezentată în paragraful 6.2.8.2(1) al SREN-1-8-2006[3].

Deşi modelul de calcul specific EC 3 reprezintă o îmbunătăţire faţă de modelele precedente, analizele realizate prin metoda elementului finit arată că prin utilizarea acestui model se pot obţine capacităţi mai mari ale plăcii de bază decât în realitate, datorită distribuţiei simplificate a presiunii la contactul cu betonul. Aceasta poate conduce în anumite situaţii la obţinerea unor grosimi de placă mai mici decât cele necesare, adică pot apărea situaţii de calcul descoperitor.

2. Analiza prin metoda elementului finit

Pentru a se putea obţine un model de calcul care să diminueze posibilitatea de sub-dimensionare a grosimii plăcii de bază, s-a pornit de la o analiză prin metoda elementului finit. Modelul realizat consideră elementul de beton pe care stă placa de bază ca un mediu Winkler, cu un coeficient de pat calculat pentru o grosime de 1,00m (echivalentă cu înălţimea unei fundaţii obişnuite). Comportarea modelului este apropiată de realitate, considerând strivirea locală a betonului fundaţiei în zonele în care se concentrează presiunile maxime sub talpa. Betonul fundaţiei s-a luat de clasa C16/20. Coeficientul de pat calculat pentru betonul considerat în model este de $27x10^6$ kN/m^3, resoartele Winkler lucrând numai în compresiune.

Modelul a fost prelucrat cu ajutorul programului SAP2000[4], în domeniul elastic. S-a considerat un stalp HEA320 rezemat pe o fundaţie din beton armat prin intermediul unei plăci de bază cu dimensiunile de 350 x 400mm si grosimea de 20mm, 25mm respectiv 35mm. Stâlpul a fost modelat cu elemente de tip placă (talpile si inima) cu grosimile corespunzatoare profilului laminat. Atât placa de bază cât şi elementele stâlpului au fost împărţite în elemente cu dimensiunile de 5 x 5mm. Încărcarea considerată aplicată axial, este apropiată de efortul capabil al betonului de sub placa de bază, adică 1750kN. Materialul considerat în model este S235 atât pentru stâlp cât şi pentru placa de bază.

S-a urmărit distribuţia tensiunilor pe placa de bază, orientate dupa direcţiile laturilor plăcii; s-a urmarit dacă valorile maxime ale tensiunilor sunt mai mici decat limita de curgere a materialului pentru a se putea obţine grosimea minima de placă în situaţia analizată, grosime care va fi verificată ulterior prin analize numerice conform metodelor simplificatoare din normative, pentru a gasi o metodă mai eficientă de calcul, aplicabilă în proiectare, metodă la care situaţiile descoperitoare sa fie semnificativ diminuate.

Distribuţia tensiunilor pe talpă este aratată în figurile 2, 3, 4 pentru fiecare din grosimile considerate. În graficele prezentate mai jos, tensiunile sunt măsurate în <N/mm^2> iar valorile reflectă maximul tensiunilor de pe fiecare faţă a plăcii de bază.

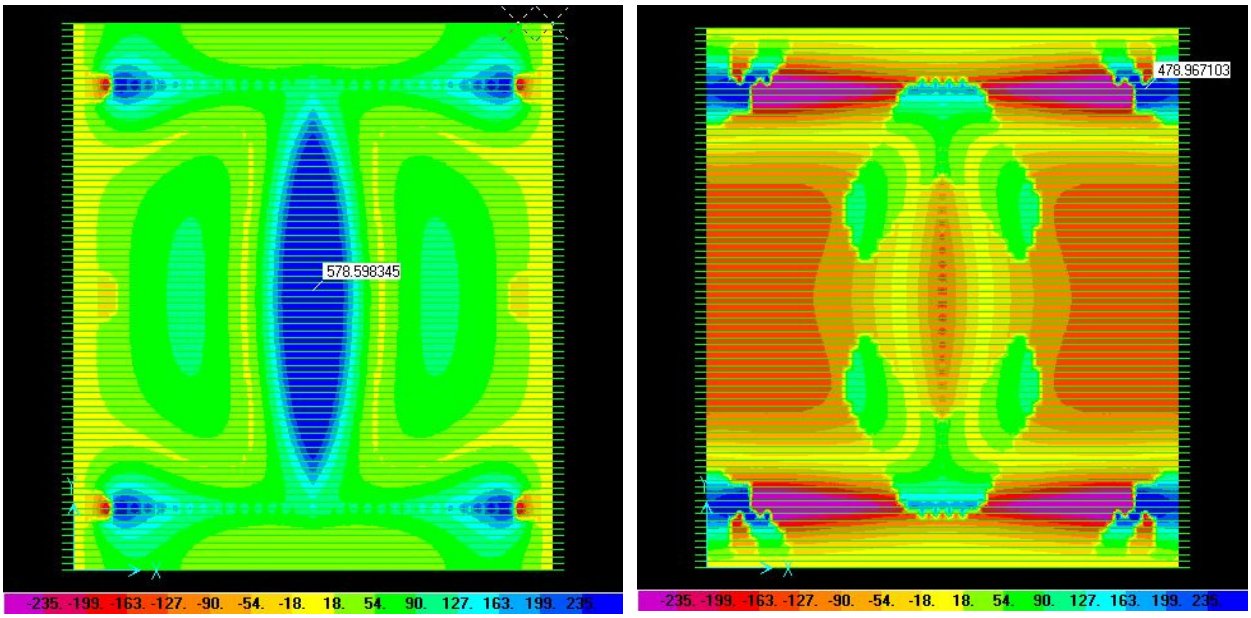


Figura 2. Distribuţia tensiunilor σ_x (stanga) şi σ_y (dreapta) pe placa de bază cu grosimea de 20mm

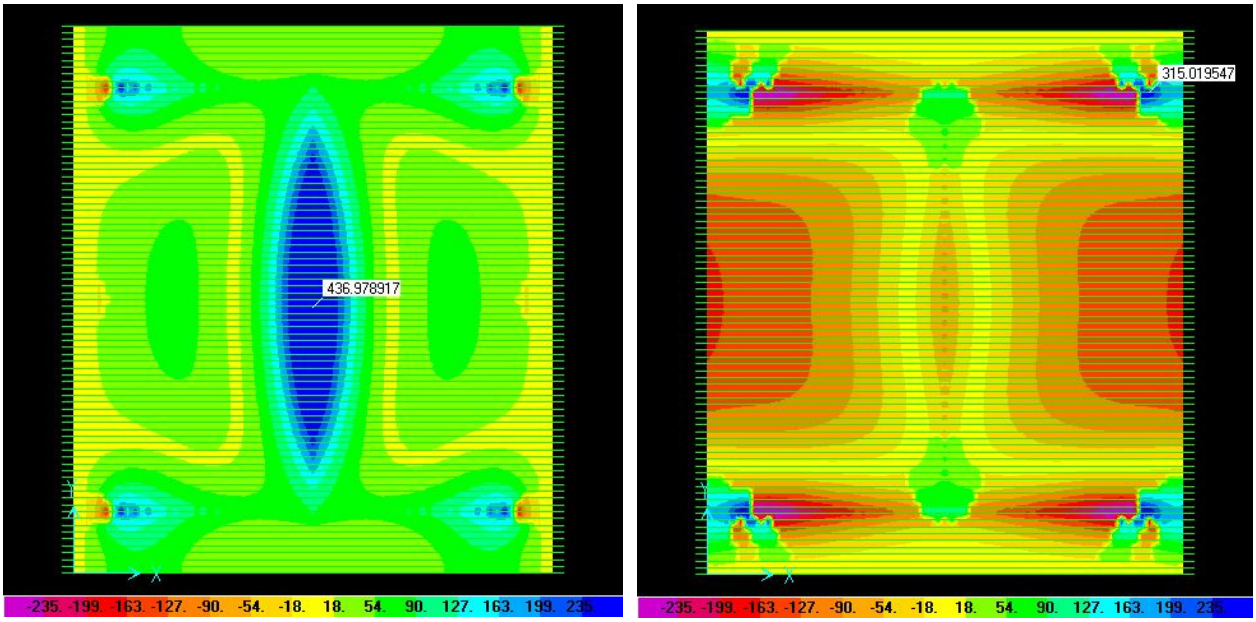


Figura 3. Distribuţia tensiunilor σ_x (stanga) şi σ_y (dreapta) pe placa de bază cu grosimea de 25mm

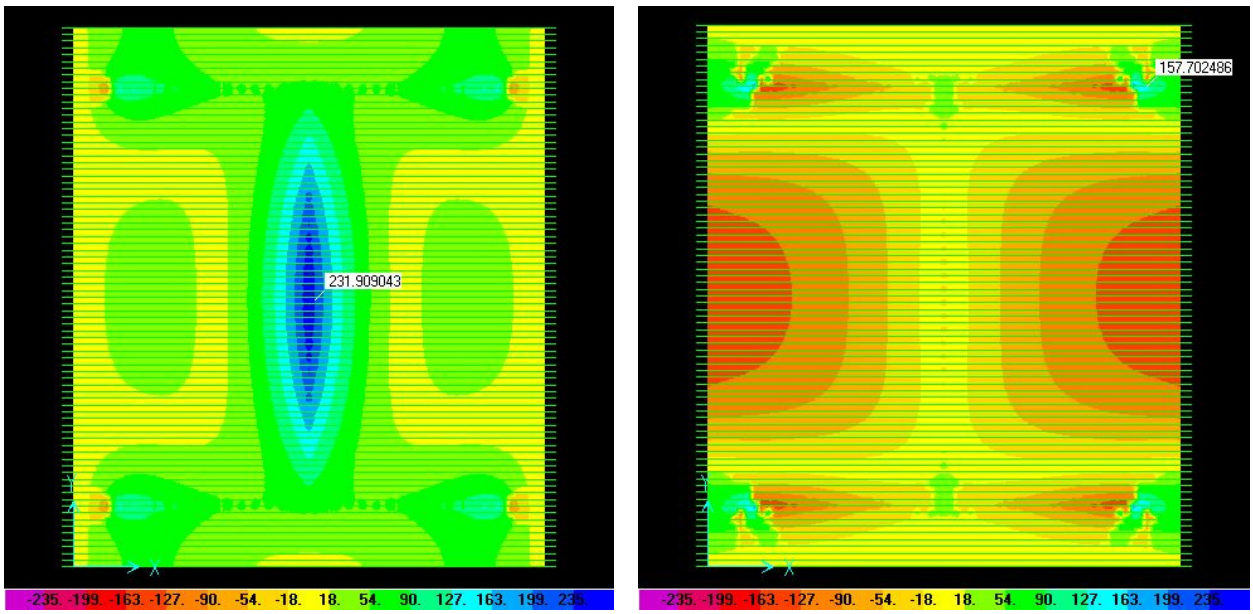


Figura 4. Distribuţia tensiunilor σ_x (stanga) şi σ_y (dreapta) pe placa de bază cu grosimea de 35mm

3. Analize numerice

S-au făcut următoarele analize numerice: a) s-a determinat grosimea plăcii de bază prin metoda consolelor descrisă în capitolul 1; b) s-a determinat grosimea plăcii de bază utilizând procedura prezentată în SREN-1-8-2006.

Rezultatele obţinute sunt prezentate sintetic în tabelul 1.

Tabelul 1

Grosimea plăcii de bază rezultată prin analize numerice

Metoda utilizată	Grosimea plăcii de bază (mm)
Metoda consolelor	20
Metoda SREN-1-8-2006	25

Se observă că rezultatele obţinute prin metodele numerice precizate mai sus sunt semnificativ diferite faţă de situaţia obtinută prin analiza efectuată prin metoda elementului finit, care conduce la o grosime a plăcii de bază de minim 35mm, în cazul analizat.

4. Modificarea metodologiei de calcul

Se porneşte de la metoda descrisă în SREN-1-8-2006, dar considerând separat inima şi tălpile stâlpului şi aplicând apoi principiul suprapunerii efectelor. În acest fel se obţine o presiune mărita în zona de intersecţie dintre tălpi si inimă conform figurii 5. Aceasta metodologie a fost descrisă pentru aplicarea în

Noua Zeelandă într-un studiu efectuat de Cowie, Hyland si Mago [5] şi a fost adaptată de autor pentru aplicarea în Romania conform cu prescripţiile SREN-1-8-2006.

În zonele albe din figura 5, rezultate prin suprapunerea faşiilor de placă de bază care interactionează cu elementele componente ale stâlpului (tălpi si inimă), se consideră ca se atinge capacitatea portantă a betonului, σ_b. În afara zonelor de suprapunere, se consideră ca tensiunea care apare în beton este jumătate din capacitatea portantă a betonului, σ_b.

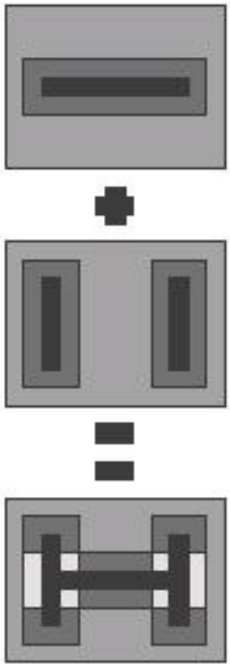


Figura 5. Distribuţia presiunilor sub placa de bază conform principiului suprapunerii efectelor

Lungimea consolelor de placă „c" situate de jur imprejurul fiecărei parti componente ale secţiunii stâlpului – tălpi si inimă – este determinată în conformitate cu prescripţiile SREN-1-8-2006, în funcţie de grosimea plăcii de bază care intră ca necunoscută în sistemul de ecuaţii de echilibru.

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3\sigma_b}} \tag{2}$$

Calculul ariilor de placă de bază prin care se transmite incărcarea la betonul fundaţiei, poate fi făcută şi mai exact considerând suplimentar şi zonele de sudură. Prin aplicarea principiului suprapunerii efectelor, se consideră că presiunea care apare în beton sub aria totală a fâşiilor de placă, A, va fi 1/2 σ_b. Ecuaţia de echilibru devine astfel:

$$N = \frac{1}{2} A \sigma_b \tag{3}$$

Utilizarea acestei metode la exemplul considerat in această lucrare conduce, după rezolvarea ecuaţiei de echilibru, la o grosime de tabla de 35mm pentru placa de bază, ceea ce respectă rezultatele obţinute prin metoda elementului finit. Metoda este uşor de implementat, intrucât este practic metoda din normativ, singura diferenţă fiind aceea că se consideră separat elementele secţiunii stâlpului şi presiunea sub faşiile

de placă de bază aferente este jumătate din capacitatea portanta a betonului (se atinge capacitatea betonului numai în zonele de suprapunere ale fâşiilor de placă de bază).

Aceasta metodă se poate aplica şi la alte forme de secţiuni de stâlp, cum ar fi secţiunea C sau din ţeavă rectangulară sau rotundă, iar rezultatele obţinute sunt foarte apropiate de cele prin metoda elementului finit. O situaţie mai aparte apare in cazul stâlpilor din ţeavă rotundă, la care metoda se aplică considerând că presiunea in beton în interiorul ţevii este de două ori mai mare decât cea din exterior.

5. Concluzii

Metodologia prezentată în prezenta lucrare conduce la apropierea rezultatelor obţinute prin analize de element finit cu cele obţinute prin metode numerice, prezentate în normative. Stâlpii cu baze articulate sunt des folosiţi la structurile metalice uzuale, iar dimensionarea plăcilor de bază pentru aceştia trebuie făcută astfel încât să se asigure siguranţa in exploatare. Cazul de faţă reprezintă unul din cele în care prescripţiile sunt mai putin clare iar interpretarile acestora pot conduce la probleme in exploatare.

Studiul trebuie continuat incercând mai multe situaţii, pentru a pune in evidenţă situaţiile descoperitoare şi pentru a putea lua măsuri de imbunătăţire a metodologiei prezentate. Deasemenea ar fi deosebit de util ca rezultatele obţinute atât prin metoda elementului finit cât si prin metodele numerice de mai sus sa fie confirmate de incercari experimentale. Aceste încercari trebuie facute pe tipuri de sectiuni si pot face obiectul unei teze de doctorat.

Bibliografie

[1] Canadian Institute of Steel Construction. – Handbook of Steel Construction, Universal Offset Limited, Markham, Ontario, 1991
[2] Stockwell, F.J.Jr. – Preliminary base plate selection, Engineering Journal, AISC, 12(3), third quarter, 1975
[3] SREN-1-8-2006 – Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oţel, Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor, ASRO, 2006
[4] *** SAP2000 – Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.
[5] Cowie, K., Hyland, C., Mago, N. – Column Base Plate Design-Lapping Strip Method, 2004 Pacific Structural Steel Conference, 2004

TESTAREA STRUCTURILOR STATIC DETERMINATE SI NEDETERMINATE ALCATUITE DIN PROFILE RECTANGULARE CAVE FORMATE LA CALD

TESTING OF DETERMINATE AND INDETERMINATE STRUCTURES USING HOT-ROLLED RECTANGULAR HOLLOW SECTIONS

FLORIN BOGDAN TEODORESCU[1]

***Rezumat**: Acest articol descrie o serie de teste efectuate pe profile rectangulare cave formate la cald. Sunt ilustrate şi analizate opt teste efectuate pe elemente de tip stâlp scurt şi şase teste efectuate pe grinzi continue şi simplu rezemate. În cadrul testelor au fost folosite două tipuri de secţiuni rectangulare cave şi anume RHS 120X80X4 respectiv RHS 120X80X5 fabricate din oţel S355. Testele au evidenţiat faptul că limitele pentru supleţile peretilor supuşi doar la compresiune sunt corespunzătoare pentru secţiunile de clasă 1 şi 2. Testele pe grinzi au arătat faptul că secţiunile de clasă 1 nu au o capacitate de rotire suficientă pentru calculul plastic şi că în cazul unei grinzi nu s-a atins momentul plastic. Rezultatele experimentale au fost comparate cu normativele în vigoare şi cu nouă metodă de calcul ce înglobează influenţa consolidării.*

This article describes a series of tests on hot-rolled rectangular hollow sections. Eight stub column tests and six tests on simply supported and continuous beams are described and analysed herein. Two types of rectangular hollow sections have been used namely RHS 120X80X4 and RHS 120X80X5 made out of S355 grade steel. These tests have shown that the current limits for Class 1 and 2 sections subjected only to compression are acceptable. Tests on beams have shown that Class 1sections subjected to bending does not exhibit sufficient rotation capacity for plastic design and that one beam did not reach the plastic moment capacity. The experimental results have been compared with current standards and with a new design method that take into account the influence of strain hardening.

Cuvinte cheie: Profile rectangulare cave, Capacitate de rotire, Consolidare, Capacitate de deformare.

Abstract: Codurile curente de proiectare pentru elementele metalice folosesc modele simplificate de comportare a materialului (modelele elasto-plastic respectiv rigid-plastic) pentru determinarea eforturilor capabile, fără a lua în considerare influenţa efectului consolidării în răspunsul elementelor metalice. În cadrul acestui studiu, influenţa consolidării asupra elementelor metalice (stâlpi scurţi, grinzi simplu rezemate şi grinzi continue) este ilustrată prin intermediul datelor experimentale. De asemenea o metodă care ţine seama de influenţa consolidării (Continuous Strength Method - CSM) este evidenţiată şi comparată cu prevederile standardelor europeene în vigoare (EUROCOD 3). Metoda CSM propune o funcţie continuă între supleţea pereţilor componenţi ai secţiunii şi capacitatea maximă de deformare a acestora care permite înglobarea efectului de consolidare al materialului. Pentru toate cazurile analizate, metoda CSM, prin considerarea efectului consolidării, oferă o predicţie îmbunătăţită asupra comportării elementelor metalice.

Keywords: Rectangular hollow sections, Rotation capacity, Strain hardening, Deformation capacity.

[1] Doctorand Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Ph.D. candidate, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: bogdan.teodorescu@yahoo.com

1. Introducere

În majoritatea codurilor de proiectare, modelul de comportare pentru elementele metalice este fie rigid-plastic fie elasto-plastic, ambele modele având palier. Aceste modele de comportare nu iau în considerare influența consolidării oțelului (respectiva componentă influențând cu precădere elementele încadrate în Clasa 1 și 2 de secțiuni).

O nouă metodă pentru determinarea capacităţii de rezistenţă a elementelor metalice (CSM) a fost determinată folosind datele experimentale pe elemente de tip stâlp scurt. Această metodă propune o funcţie continuă care ţine seama de supleţea pereţilor ce alcătuiesc profilul analizat şi de capacitatea de deformare maximă a secţiunii, la care se adaugă efectul consolidări pentru o predicţie cat mai reală a capacităţii de rezistenţă a elementului metalic analizat [1].

În cadrul articolului [2] s-au efectuat comparaţii între rezultatele furnizate de datele experimentale şi valorile furnizate de CSM şi prevederile standardului EUROCOD 3 [3], pentru elemene rectangulare cave cu pereţi groşi formate atât la cald cât şi la rece. De asemenea, s-au evidenţiat beneficiile metodei CSM şi s-a constatat o mai bună concordanţa cu datele experimentale. În plus, nevoia de mai multe teste pe elemente rectangulare formate la cald pentru validarea metodei CSM a fost subliniată.

Pentru structurile static determinate şi nedeterminate au fost făcute investigaţii suplimentare referitoare la efectul fenomenului de consolidare asupra acestui gen de structuri [4], propunându-se o nouă ecuaţie pentru determinarea momentului capabil al secţiunii, ţinând cont de influenţa fenomenului de consolidare şi supleţea maximă a pereţilor componenţi.

În cadrul acestui articol este ilustrată diferenţa între datele experimentale şi valorile furnizate de CSM şi EUROCOD 3 pentru elemente de tip stâlp scurt, grinzi simplu rezemate şi grinzi continue.

2. Investigare experimentală

2.1. Specimenele analizate

Pentru a se investiga influenţa consolidării în cazul elementelor rectangulare cave formate la cald, s-au efectuat o serie de teste pe diferite elemente de construcţie. Secţiunile folosite în cadrul testelor au fost RHS 120×80×4 respectiv RHS 120×80×5, ambele fiind fabricate din oţel de marcă S355. Pentru elementele analizate, s-au efectuat teste la tracţiune pe epruvete prelevate din zonele drepte ale secţiunii. Dimensiunile şi caracteristicile geometrice ale fiecărui specimen analizat au fost determinate respectând prevederile normativului EN 10210-2 [5]. Lungimile şi denumirile fiecărui specimen analizat sunt prezentate în figura 1.

În cadrul acestui articol sunt prezentate rezultatele experimentale pentru toţi cei 8 stâlpi scurţi (1ST4-4ST4 şi 1ST5-4ST5), pentru două grinzi simplu rezemate (SS4_3P şi SS5_3P) şi 4 grinzi continue (CO4_C, CO5_C, CO4_O AND CO5_O). Celelalte specimene ilustrate în figura 1 nu fac obiectul acestui articol.

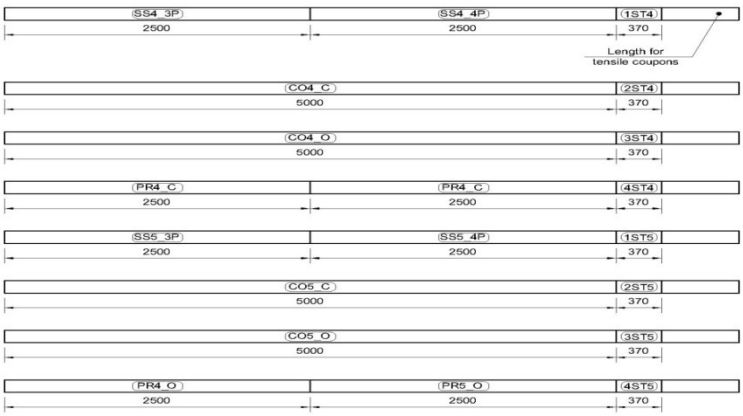


Fig. 1. Lungimile şi denumirile fiecărui specimen din cadrul programului de testare

2.2. Epruvete supuse la tracţiune

Proprietăţile materialului (rezistenţa la curgere, modulul de elasticitate şi rezistenţa la rupere) pentru epruvetele analizate au fost făcute respectând prevederile normativului EN 10002-1 [6]. Pentru fiecare specimen s-au prelevat câte 4 epruvete de pe fiecare faţă a sectiunii. Locul de prelevare pentru elementele testate este ilustrat în figura 2.

În cadrul tabelului 1 sunt prezentate valorile folosite pentru analizarea datelor experimentale. Valorile prezentate reprezintă media aritmetică a celor 4 teste aferente fiecărui specimen.

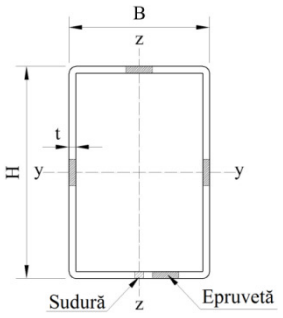


Fig. 2. Localizare epruvetelor

Tabelul 1.

Valori medii ale proprietăţilor materialelor

Element	E [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
1ST4	209236	433	531
2ST4	198177	423	524
3ST4	207728	419	521
4ST4	208348	423	523
1ST5	197266	396	503
2ST5	207709	401	506
3ST5	202993	400	509
4ST5	201708	397	509

2.3. Stâlpi scurţi – investigare experimentală

Pentru fiecare stâlp scurt lungimea elementului a fost aleasă ca fiind de trei ori înalţimea secţiunii transversale pentru a preveni fenomenul de instabilitate generală. Pe toate cele patru feţe ale secţiunii tranversale, la jumătatea elementului analizat, au fost montate mărci tensometrice. De asemenea, patru dispozitive (transformator diferenţial liniar variabil - LVDT) au fost montate în cele patru colţuri ale placilor suport pentru a putea înregistra scurtarea la unul din capetele stâlpului analizat. O vedere de ansamblu a configuraţiei experimentului este prezentată în figura 3.

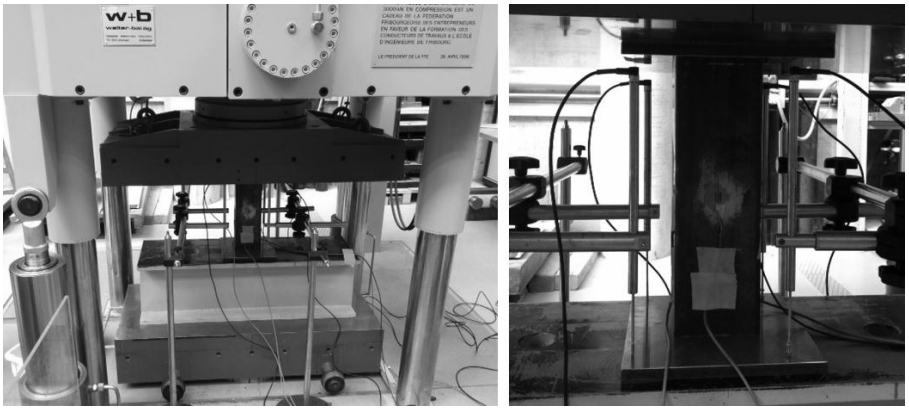


Fig. 3. Vedere de ansamblu a configuraţiei pentru testarea stâlpilor scurţi

În tabele 2 şi 3 pentru toţi cei opt stâlpi testaţi sunt prezentate proprietăţile geometrice şi forţa ultimă de compresiune înregistrată în timpul testului. În cadrul acestor tabele, L este lungimea elementului, H, B reprezintă înălţimea medie respectiv lăţimea medie a secţiunii transversale, t - este grosimea medie a elementului, iar A este aria medie a elementului testat.

Pentru elementul de tip stâlp scurt (1ST4) se prezintă comparaţia între rezultatele experimentale şi metoda dezvoltată de Universitatea Sidney [7] şi sugerată de Gardner şi Nethercot [8] pentru determinarea graficelor forţă axială normalizată în raport cu scurtarea elementului analizat (figura 4). Pentru celelalte elemente, curbele modificate care ţin seama de deformabilitatea plăcilor de capăt, sunt ilustrate în figurile 5 şi 6.

Tabelul 2.

Proprietăţi geometrice şi forţa capabilă ultimă pentru stâlpi cu grosimea nominală a pereţilor de 4 mm

	H [mm]	B [mm]	t [mm]	L [mm]	Aria [mm^2]	F_u [kN]
1ST4	119.71	80.13	3.87	368	1477.78	678
2ST4	119.69	80.07	3.88	369	1474.46	666.12
3ST4	119.71	80.24	3.90	370	1478.4	668.4
4ST4	119.61	80.12	3.91	369	1478.95	662.8

Tabelul 3.

Proprietăţi geometrice şi forţa capabilă ultimă pentru stâlpi cu grosimea nominală a pereţilor de 5 mm

	H [mm]	B [mm]	t [mm]	L [mm]	Aria [mm^2]	F_u [kN]
1ST5	119.66	80.24	4.78	368	1783.79	736.44
2ST5	119.76	80.23	4.76	366	1786.57	725.16
3ST5	119.71	80.3	4.76	368	1786.9	745.44
4ST5	119.76	80.26	4.75	368	1790.36	741.12

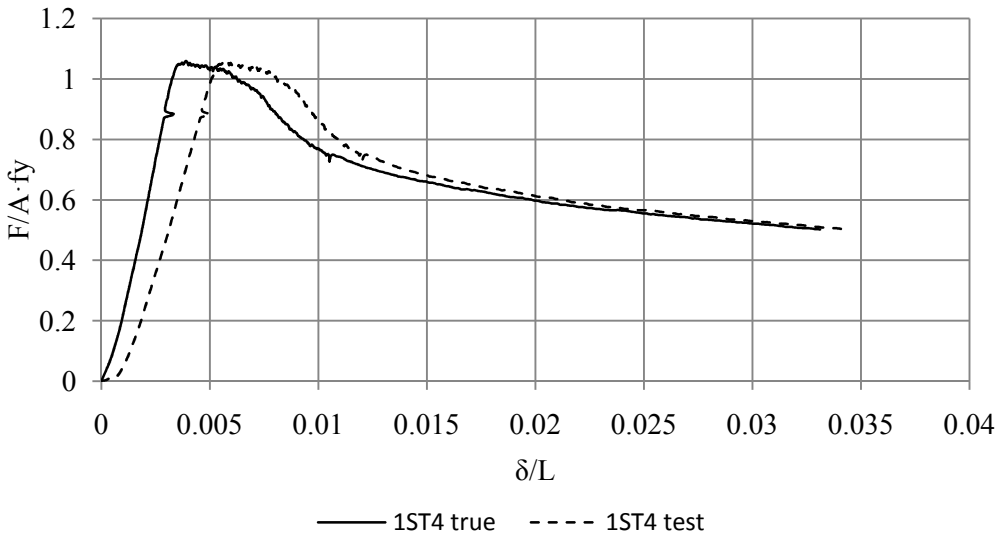


Fig. 4. Forţă axială normalizată în raport cu scurtarea elementului (1ST4)

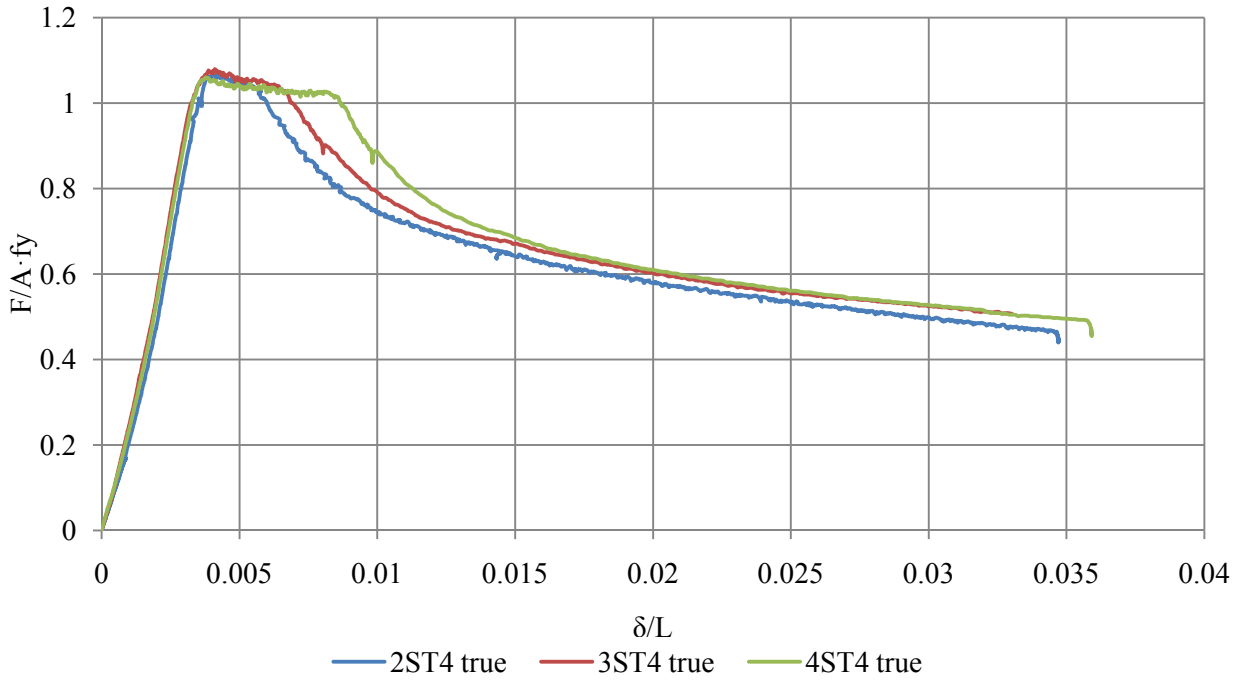


Fig. 5. Forţă axială normalizată în raport cu scurtarea elementului (2ST4 ÷ 4ST4)

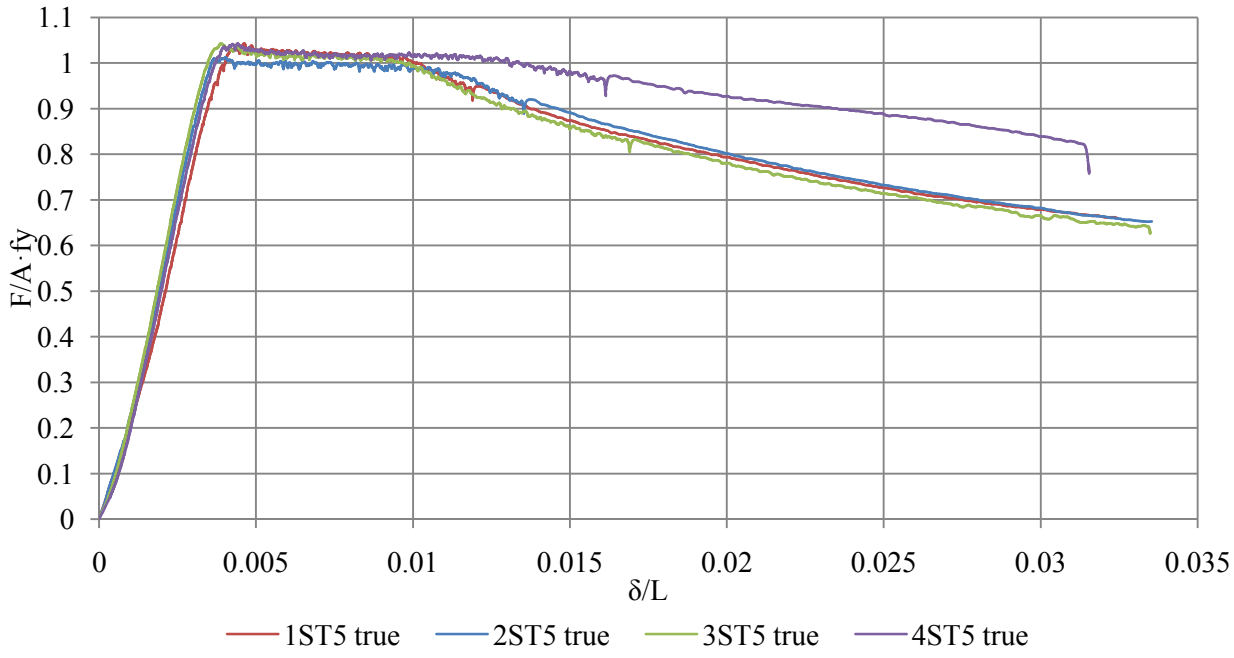


Fig. 6. Forţă axială normalizată în raport cu scurtarea elementului (1ST5 ÷ 4ST5)

În graficele de mai sus, F este forţa înregistrată în presă, f_y este limita la curgere a oţelului aferent stâlpului testat, δ este scurtarea medie a elementului înregistrată prin intermediul LVDT-urilor iar L este lungimea iniţială a stâlpului scurt.

2.4. Grinzi – investigare experimentală

În cadrul acestui subcapitol sunt prezentate rezultatele experimentale pentru două grinzi simplu rezemate (SS4_3P and SS5_3P) şi patru grinzi continue (CO4_C, CO5_C, CO4_O AND CO5_O). Pentru fiecare specimen testat s-a căutat a se determina capacitatea la moment încovietor, forţa asociată mecanismului de plastificare şi capacitatea de rotire.

2.4.1. *Grinzi simplu rezemate*

În acest subcapitol sunt descrise două grinzi simplu rezemate încărcate cu o forță concentrată ce acționează la mijlocul deschiderii. Pentru fiecare grindă testată, caracteristicile geometrice sunt prezentate în tabelul 4, unde W_{el} este modulul de rezistență elastic iar W_{pl} reprezintă modulul de rezistență plastic al secțiunii.

Tabelul 4.

Dimensiuni și caracteristici secționale pentru grinzile simplu rezemate

Grinzi simplu rezemate	H [mm]	B [mm]	t [mm]	W_{el} [cm^3]	W_{pl} [cm^3]
SS4_3P [RHS 120X80X4]	119.69	80.18	3.90	49.26	59.65
SS5_3P [RHS 120X80X5]	119.64	80.18	4.75	58.21	71.09

Configurația pentru cele două grinzi este ilustrată în figura 7, unde LC sunt celulele pentru înregistrarea forței, LVDT este transformator diferențial liniar variabil iar INCL reprezintă inclinometrele.

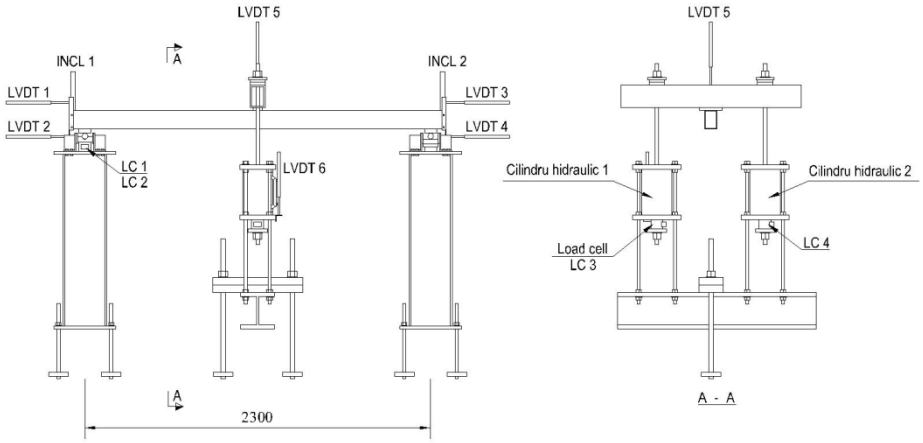


Fig. 7. Aranjament pentru grinzile simplu rezemate

Rezultetele obținute pentru cele două grinzi simplu rezemate sunt prezentate în tabelul 5. Valorile din tabel sunt: momentul capabil elastic și plastic al grinzii (M_{el} și M_{pl}), momentul ultim înregistrat în timpul testului (M_u), rotirea înregistrată la momentul formării articulației plastice (θ_{pl}), rotirea în momentul atingerii momentului ultim (θ_{ult}), rotirea la atingerea momentului plastic pe curba de descărcare (θ_{rot}) și capacitatea de rotire (R). Acestea sunt ilustrate în figura 8, unde momentul aplicat reprezintă momentul de la mijlocul grinzii, iar θ reprezintă rotirea în articulația plastică și este calculată ca sumă a rotirilor de la capetele grinzii.

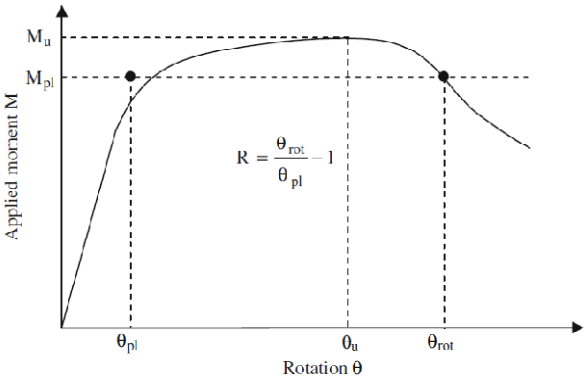


Fig. 8. Definirea capacității de rotire

În cadrul figurii 9 sunt ilustrate curbele normalizate moment-rotire pentru ambele specimene. Capacitatea de rotire a specimenelor a fost determinată pe baza curbelor moment-rotire înregistrate, folosind ecuația 1. Rotirea înregistrată la atingerea momentului plastic a fost determinată folosind modulul de elasticitate determinat pe baza testelor la tracțiune.

$$R = \frac{\theta_{rot}}{\theta_{pl}} - 1 \qquad (1)$$

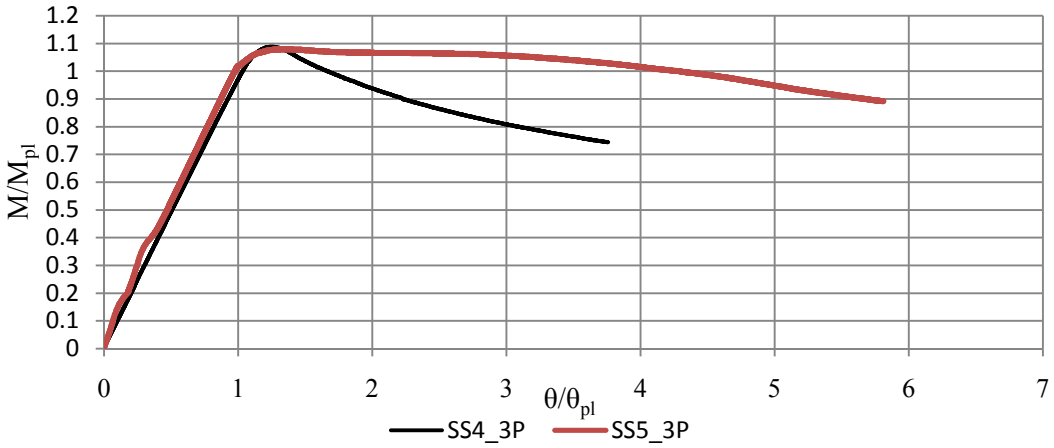


Fig. 9. Curbe normalizate moment-rotire

Tabelul 5.

Rezultate obţinute pentru grinzile simplu rezemate

Specimen	M_{el} [kNm]	M_{pl} [kNm]	M_u [kNm]	M_u/M_{el} [-]	M_u/M_{pl} [-]	θ_{pl} [rad]	θ_u [rad]	θ_{rot} [rad]	R
SS4_3P	21.19	25.67	28.10	1.33	1.095	0.051	0.063	0.085	0.654
SS5_3P	23.18	28.32	30.39	1.31	1.073	0.046	0.063	0.195	3.246

2.4.2. Grinzi continue

Cele patru teste descrise în continuare sunt cele asociate specimenelor CO4_C, CO5_C, CO4_O şi CO5_O, unde 'CO' denumeşte tipul de configuraţie (grindă continuă), numărul după 'CO' reprezintă grosimea nominală a specimenului iar ultimă literă reprezintă punctul de aplicare al forţei (C – forţă aplicată central şi O – forţă aplicată exterior mijlocului deschiderii). În figura 10 sunt prezentate cele două configuraţi adoptate. În tabelul 6 sunt se prezintă caracteristicile geometrice pentru fiecare specimen analizat.

Tabelul 6.

Dimensiuni şi caracteristici secţionale pentru grinzile continue

Grinzi continue	H [mm]	B [mm]	t [mm]	W_{el} [cm^3]	W_{pl} [cm^3]
CO4_C [RHS 120X80X4]	119.61	80.12	3.92	50.74	61.53
CO5_C [RHS 120X80X5]	119.45	80.12	4.76	58.25	71.15
CO4_O [RHS 120X80X4]	119.64	80.24	3.90	49.27	59.66
CO5_O [RHS 120X80X5]	119.72	80.27	4.79	58.70	71.71

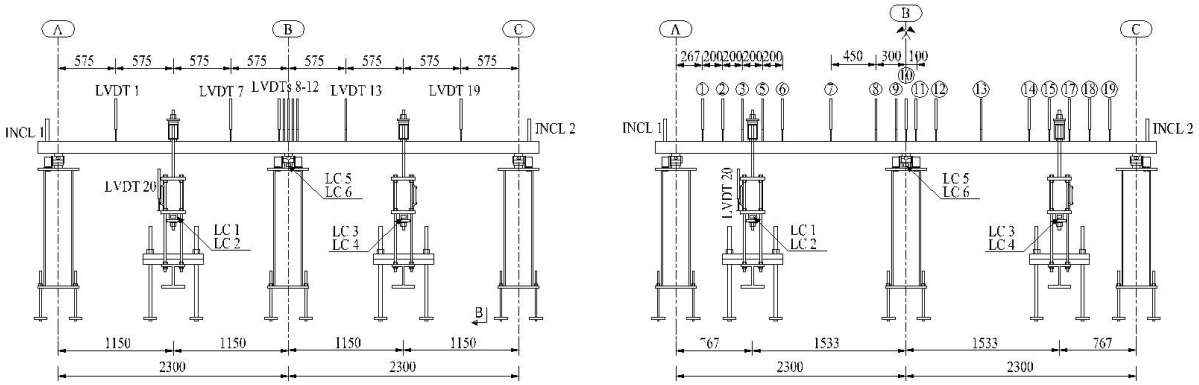


Fig. 10. Configuraţiile celor două tipuri de teste efectuate

Se prezintă în continuare rezultatele pentru cele patru specimene. Pentru CO4_C curbele normalizate moment-rotire în dreptul aplicării forţelor şi în dreptul reazemului central sunt ilustrate în figura 11. Pentru celelalte specimene se prezintă curba normalizată doar pentru reazemul central (figura 12).

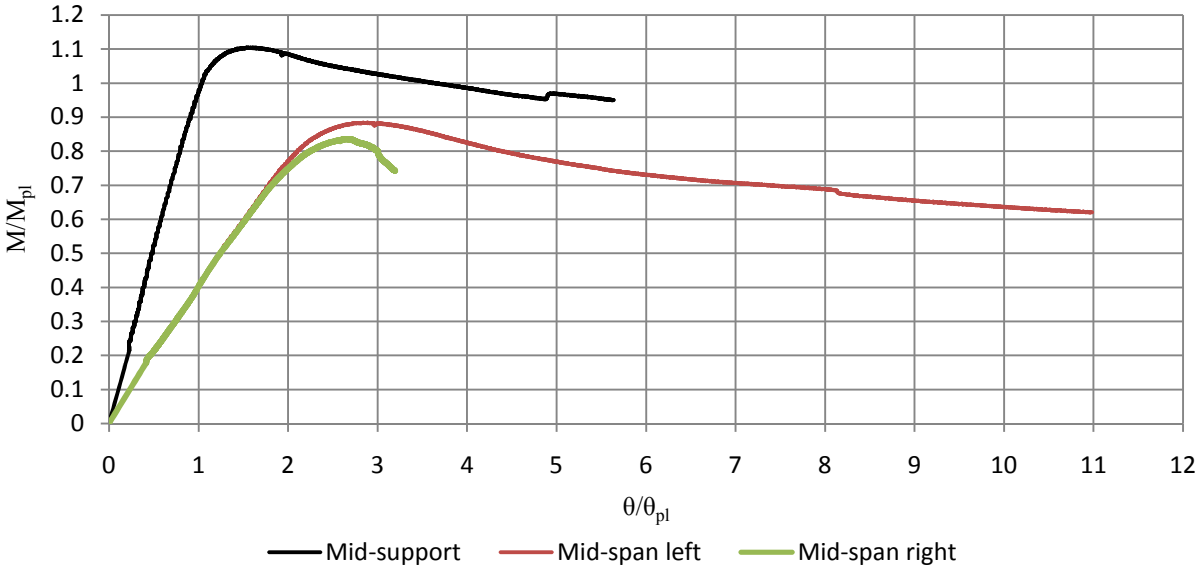


Fig. 11. Curbe normalizate moment-rotire pentru elementul CO4_C

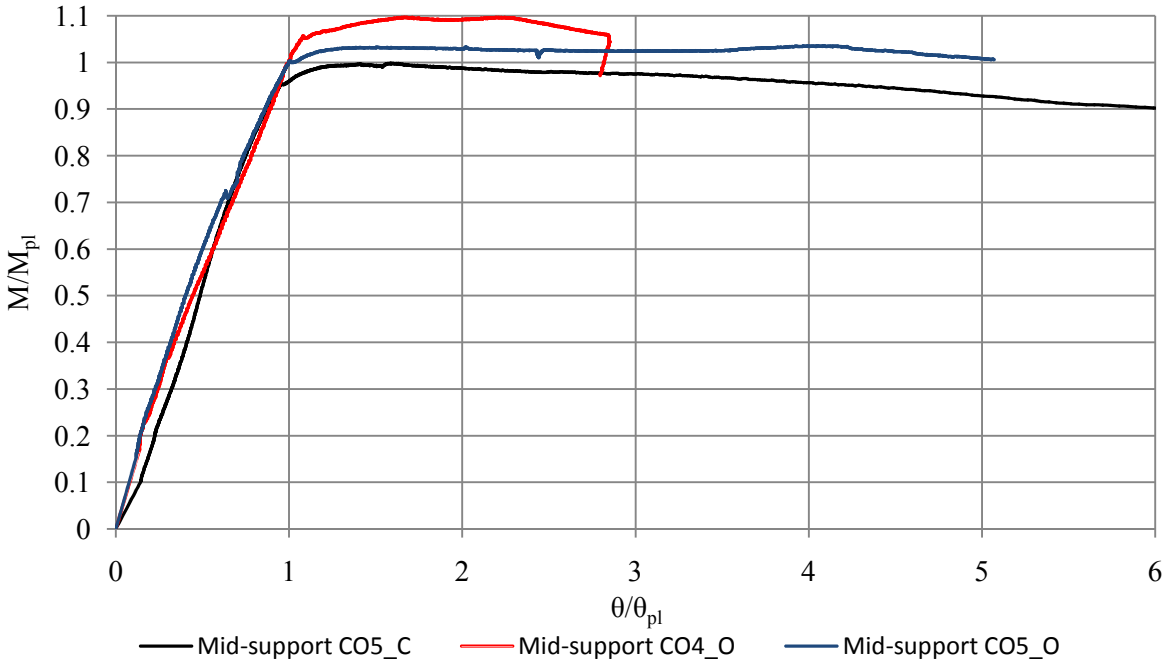


Fig. 12. Curbele normalizate moment-rotire pentru specimenele CO4_O, CO5_C şi CO5_O

3. Analiza rezultatelor

2.1. Rezultatele pentru stâlpii scurţi

În figura 13 sunt prezentate rezultatele obţinute pentru cei opt stâlpi scurţi. Forţa ultimă atinsă în timpul testului (F_u) este normalizată în raport cu aria secţiunii (A) şi rezistenţa la curgere (f_y) şi reprezentată în

raport cu supleţea cea mai mare a pereţilor componenţi ai secţiunii (c/tε). Limită de supleţe pentru clasele de secţiune au fost luate ca fiind cele furnizate de EN 1993-1-1.

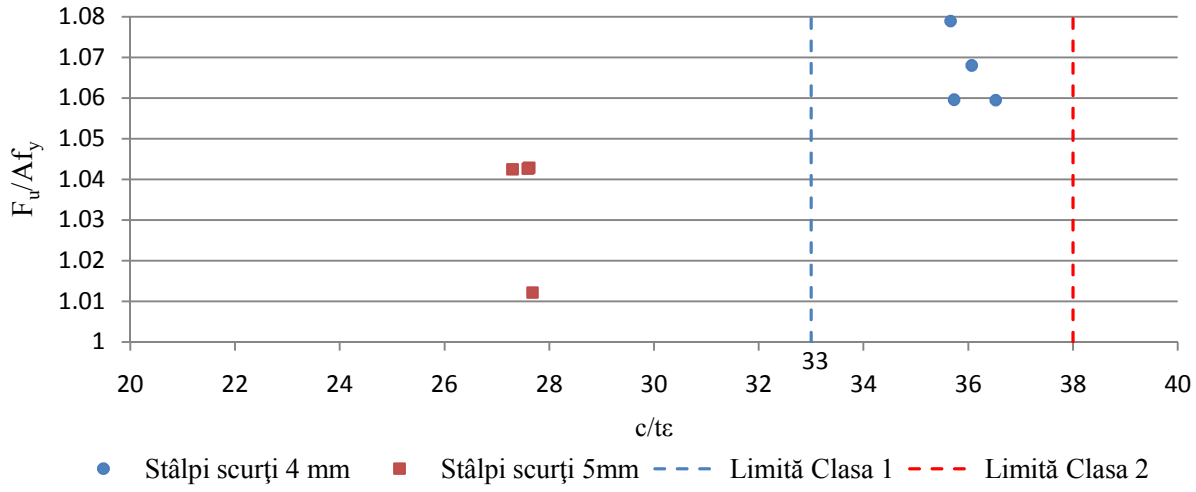


Fig. 13. Forţa ultimă normalizată în raport cu supleteţea inimii secţiunii

2.2. Rezultatele pentru grinzi

Principalele rezultate obţinute pentru grinzile simplu rezemate şi continue sunt prezentate în figurile 14-16. Clasificarea fiecărei secţiuni s-a făcut conform EN 1993-1-1. Pentru toate figurile, supleţea este cea a tălpii comprimate, deoarece talpa defineşte clasa de secţiune a profilului. În cadrul figurii 14 momentul ultim atins în dreptul reazemului central este normalizat cu momentul plastic şi este reprezentat în raport cu supleţea tălpii comprimate. În cadrul figurilor 15 şi 16 capacitatea de rotire şi forţa ultimă normalizată în raport cu forţa asociată formării mecanismului plastic sunt reprezentate în raport cu supleţea tălpii comprimate. Toate specimenele se încadrează în clasa 1 de secţiuni, în unele cazuri specimenele nu reusesc să atingă momentul plastic (CO5_C), nu au o capacitate de rotire suficientă (Eurocode 3 recomandă o valoare minimă R=3) iar forţa maximă înregistrată este inferioară forţei ultime asociate formării mecanismului plastic pentru specimenele cu grosimea de 5 mm. Acest mod de comportare a mai fost subliniat şi în [2,9].

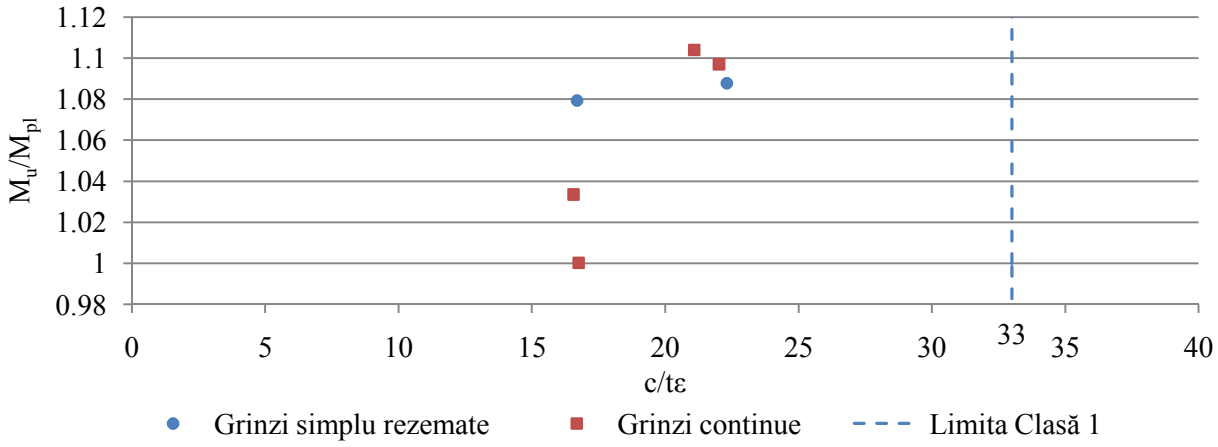


Fig. 14. M_u/M_{pl} în raport cu c/tε pentru evaluarea supleţei limită pentru Clasa 1

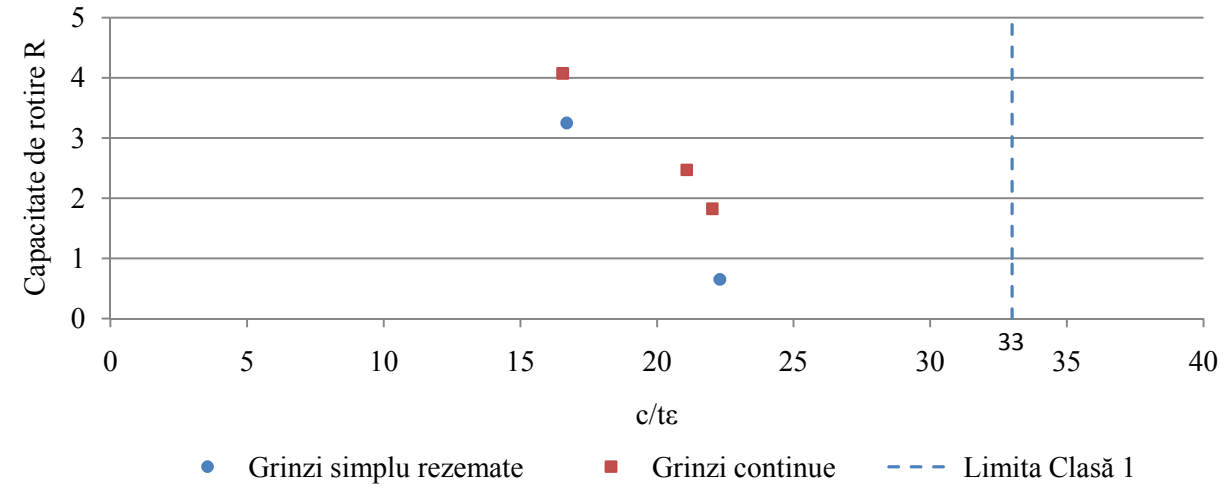


Fig. 15. Capacitatea de rotire R în raport c⁄tε

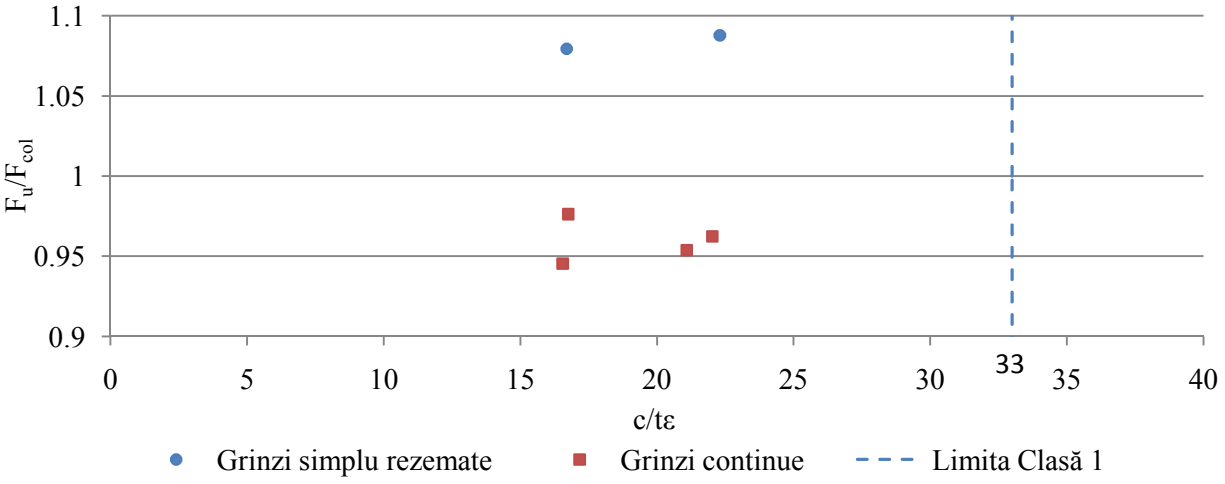


Fig. 16. F_u/F_{col} în raport cu b⁄tε

4. Compararea rezultatelor cu CSM

În cadrul acestui capitol analiza rezultatelor este făcută folosind ecuațiile şi recomandările din cadrul articolului [4]. Curba folosită pentru a determina deformația ultimă normalizată este cea descrisă de ecuația 2, unde ε_y este deformația specifică la curgere, ε_{csm} este deformația specifică furnizată de CSM, iar $\bar{\lambda}_p$ este supleţea cea mai mare a pereților componenți şi este determinată folosind recomandările normativului EN 1993-1-5 [10].

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0.4}{\bar{\lambda}_p^{3.2}} \text{ dar } \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \leq 15 \text{ pentru } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (2)$$

Capacitatea la compresiune a secțiunii N_{csm} este produsul dintre aria secțiunii şi rezistența f_{csm} (ecuația 3)

$$N_{csm} = A f_{csm} \quad (3)$$

unde f_{csm} este determinată luâand în calcul influența consolidării conform ecuației 4.

$$f_{csm} = f_y + E_{sh}(\varepsilon_{csm} - \varepsilon_y), cu \ \ \varepsilon_{csm} \geq \varepsilon_y \quad (4)$$

Valorile furnizate de CSM pentru capacitatea la încovoiere au fost determinate folosind ecuaţia 5, unde $E_{sh} = E/100$ este modulul de elasticitate aferent fazei de consolidare.

$$\frac{M_{csm}}{M_{pl}} = 1 + \frac{E_{sh}}{E}\frac{W_{el}}{W_{pl}}\left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1\right) - \left(1 - \frac{W_{el}}{W_{pl}}\right)\left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y}\right)^{-2} \quad (5)$$

În continuare se prezintă datele obţinute folosind CSM pentru stâlpii scurţi şi grinzile simplu rezemate şi continue.aceste valori sunt comparate atât cu datele furnizate de teste cât şi de valorile determinate cu ajutorul normativului EN 1993-1-1. În cadrul tabelelor 7 şi 8 COV reprezintă coeficientul de variaţie.

Tabelul 7.

Rezultate obţinute pentru stâlpi scurţi

Specimen	N_u [kN]	N_y [kN]	N_{CSM} [kN]	N_u/N_y	N_u/N_{CSM}	N_{CSM}/N_y
1ST4	678.0	637.4	640.7	1.064	1.058	1.005
2ST4	666.1	622.8	626.1	1.070	1.064	1.005
3ST4	668.4	621.0	625.3	1.076	1.069	1.007
4ST4	662.9	627.1	631.4	1.057	1.050	1.007
1ST5	736.4	710.8	730.3	1.036	1.008	1.027
2ST5	725.2	716.7	737.2	1.012	0.984	1.029
3ST5	745.4	715.1	734.8	1.042	1.014	1.028
4ST5	741.1	708.4	727.9	1.046	1.018	1.028
Medie				1.050	1.033	1.017
COV				0.020	0.030	0.011

Tabelul 8.

Rezultate obţinute pentru grinzi

Specimen	M_{test} [kNm]	M_{EC3} [kNm]	M_{CSM} [kNm]	M_{test}/M_{EC3}	M_{test}/M_{CSM}	M_{CSM}/M_{EC3}
SS4_3P	28.10	25.84	27.12	1.088	1.036	1.050
SS5_3P	30.39	28.15	31.36	1.079	0.969	1.114
CO4_C	28.73	26.03	27.58	1.104	1.042	1.060
CO5_C	28.48	28.53	31.78	0.998	0.896	1.114
CO4_O	27.42	25.00	26.41	1.097	1.038	1.057
CO5_O	29.64	28.68	31.95	1.033	0.928	1.114
Mean				1.067	0.985	1.085
COV				0.039	0.064	0.030

5. Concluzii

O serie de saşe teste efectuate pe elemente de tip stâlp scurt şi şase teste pe grinzi simplu rezemate sau continue au fost analizate în cadrul acestui articol pentru a ilustra influenţa consolidării în comportamentul elementelor rectangulare cave. Testele au arătat că limitele pentru supleţi pereţilor aferente elementelor comprimate de clasă 1 şi 2 sunt acceptabile. În ceea ce priveşte elementele soliciate la încovoiere pură, s-a constatat că acestea în majoritatea cazurilor nu au dezvoltat o capacitate de rotire suficientă. Comparaţiile făcute între rezultatele experimentale, metoda CSM şi Eurocode 3 au arătat ca CSM oferă o aproximare îmbunătăţită pentru elementele de tip stâlp scurt şi pentru grinzile cu grosimea nominală de 4 mm.

Bibliografie

[1] Gardner, L. "*The continuous strength method*". Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, 161(SB3), (2008), pp. 127-133.

[2] Gardner, L., Saari, N. & Wang, F. (2010) "Comparative experimental study of hot-rolled and cold-formed rectangular hollow sections". *Thin-Walled Structures*, 48, August 2010, pp 495-507.

[3] European Committee of Standardisation, *EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, 2005.

[4] Gardner, L., Wang, F. & Liew, A. (2011) "Influence of strain hardening on the behavior and design of steel structures". International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 11, Martie 2011, pp. 855-875.

[5] European Committee of Standardisation, *EN 10210-2:2006. Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels - Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties.* CEN, 2006.

[6] European Committee of Standardisation*. EN 10002-1. Metallic materials – tensile testing, part 1: method of test at ambient temperature*, European Standard, CEN, 1990.

[7] Centre for Advanced Structural Engineering. *Compression tests of stainless steel tubular columns.* University of Sydney. Investigation Report S770, 1990.

[8] Gardner, L. & Nethercot, D.A. " Experiments *on stainless steel hollow sections—Part 1: Material and cross-sectional behaviour*". Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, Sept. 2004, pp. 1291–1318.

[9] Wilkinson, T. & Hancock, G.J. "*Compact or Class 1 Limits for Rectangular Hollow Sections in Bending*". Tubular Structures VIII, Proceedings, 8th International Symposium on Tubular Structures, Singapore, (Balkema, publ.), (Choo, Van der Vegte editors), August 1998, pp 409-416.

[10] European Committee of Standardisation, *EN 1993-1-5:2006. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. CEN, 2006.

PERFORMANŢELE TEHNICO-ECONOMICE ALE STRUCTURILOR METALICE REALIZATE DIN PROFILE FORMATE LA RECE ÎN COMPARAŢIE CU STRUCTURILE LAMINATE

TECHNICAL AND ECONOMICAL PERFORMANCE OF THIN-WALLED STEEL STRUCTURES VS. HOT ROLLED PROFILES

ZS. NAGY[1], A. JURCUŢ[2], A. POP[3], I. MOIŞ[4]

***Rezumat**:*

Principalul obiectiv al prezentei lucrări de cercetare este prezentarea rezultatelor obţinute în urma studiului tehnico-economic realizat pe structuri metalice tipizate pe cadre de tip parter, cu deschideri mici şi mijlocii. Rezultatele obţinute pot servi ca bază de plecare pentru proiectanţi precum şi pentru investitori, care intenţionează să realizeze construcţii metalice de acest gen. În urma studiului au fost identificaţi o serie de factori interdependenţi ce pot reprezenta surse de economii în procesul de optimizare. Autorii lucrării evidenţiază în lucrare strategia de abordare în crearea sistemului tipizat de structuri ce poate funcţiona ca produs de serie.

Lucrarea analizează construcţiile tipizate alese prin prisma a trei soluţii structurale diferite: structuri în cadre metalice cu grinzi şi stâlpi din profile laminate, structuri în cadre metalice cu grinzi şi stâlpi din profile formate la rece şi structuri în cadre metalice cu grinzi cu zăbrele şi stâlpi din profile rectangulare. Structurile au fost analizate utilizând programul de proiectare Consteel 7.0, considerându-se a fi amplasate în Bucureşti, evaluarea încărcărilor fiind efectuată conform standardelor în vigoare. Înălţimea utilă a construcţiilor variază de la 4.00m la 6.00m, traveile de la 4.00m la 5.00m, iar deschiderea de la 8.00m la 12.00m.

Articolul prezintă soluţiile de principiu şi diagrame de referinţă cu ajutorul cărora poate fi estimat cu uşurinţă consumul de oţel pe m^2, urmărindu-se performanţa soluţiilor în termeni de preţ pe m^2 şi durata de montaj.

Cuvinte cheie: structuri tipizate, cadre metalice, profile laminate, profile formate la rece, grinzi cu zăbrele și stâlpi din profile rectangulare

Abstract:

The main objective of the research paper is to present the technical and economical results obtained for standardized structures with small and medium spans. The obtained results can represent a starting point for designers as well as for investors, who intend to build single storey steel structures. According to the research, there have been identified a series of interrelated factors which may represent sources of savings in the optimization process. The authors highlight the work strategy in creating standardized structural systems that will improve product performances.

The paper analyzes three standardized configurations including the following structural solutions: frame structures made of hot rolled beams and columns, thin-walled frame structures and structures using trusses and rectangular hollow sections columns. All configurations have been analyzed using

[1] Conferenţiar dr. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Associate Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: zsolt.nagy@dst.utcluj.ro
[2] Masterand, University of Toronto, Canada
[3, 4] Masterand, Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering)

Consteel 7.0 design software, for Bucharest region, loads evaluation being performed according to the current standards. Free height of the building varies between 4.00m and 6.00m, bay between 4.00m and 5.00m, and the span between 8.00m and 12.00m.

The article presents the principle of the structural configurations and gives reference charts in order to estimate the steel consumption per square meter, aiming structural performance in what concerns price per square meter and execution time.

Keywords: standardized structures, steel frames, rolled profiles, cold-formed profiles, trusses and rectangular hollow sections columns

1. Introducere

Contextul economic actual în care se află piața construcțiilor impune necesitatea unor construcții ușoare și eficiente, realizate cu un minim de cost și într-un timp cât mai scurt. În realizarea studiului curent s-a pornit de la acest concept de bază și s-au configurat câteva structuri de referință în vederea analizei performanţelor tehnice și economice.

Principalul obiectiv al prezentei lucrări de cercetare este evidențierea rezultatelor obținute în urma studiului tehnico-economic realizat pe structuri metalice tipizate în cadre de tip parter, cu deschideri mici și mijlocii. Rezultatele obținute pot servi ca bază de plecare pentru proiectanți, precum și pentru investitori, care intenționează să realizeze construcții metalice cu structuri parter, avantajoase din punct de vedere economic.

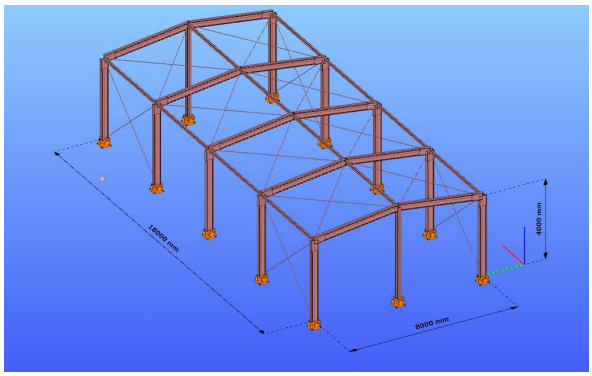


Fig. 1. Configurație structurală care utilizează profile C formate la rece (BPS)

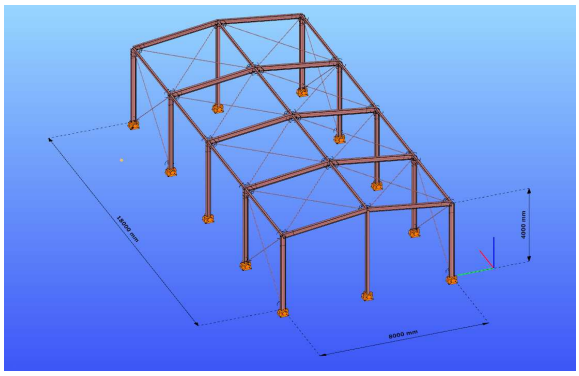


Fig. 2. Configurație structurală care utilizează profile laminate (Laminate)

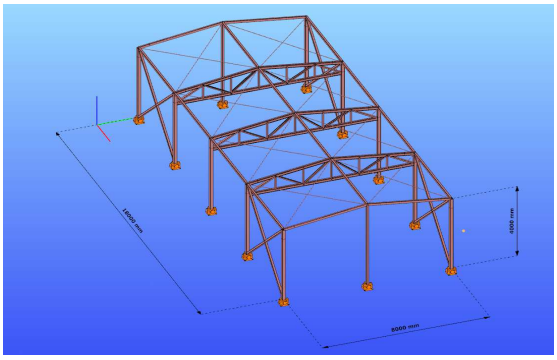


Fig. 3. Configurație structurală care utilizează grinzi cu zăbrele și stâlpi rectangulari (Zăbrele)

Lucrarea analizează construcțiile tipizate alese prin prisma a trei soluții structurale diferite: structuri în cadre metalice cu grinzi și stâlpi din profile laminate, structuri în cadre metalice cu grinzi și stâlpi din profile formate la rece cu secțiune de tip C și structuri în cadre metalice cu grinzi cu zăbrele din bare cu

pereți subțiri, de asemenea de tip C, și stâlpi din profile rectangulare. Soluțiile de principiu sunt prezentate în Figurile 1, 2 și 3.

2. Ipoteze şi obiective urmărite

Configurațiile geometrice includ șase modele analizate, structurate în funcție de deschidere și înălțime, cele patru travei fiind considerate constante, fiecare de 4.5m. Datorită faptului că elementele structurale realizate din profile formate la rece funcționează eficient pentru deschideri limitate la maxim 12m, în condițiile de încărcare din zăpadă din România, pentru analiză s-au stabilit deschiderile de 8, 10 și 12m. Înălțimile uzuale luate în considerare sunt de 4, respectiv 5m.

Evaluarea încărcărilor climatice și seismice s-a făcut pentru zona București, conform standardelor existente de zăpadă [1], vânt [2] și seism [3]. Structurile sunt alcătuite din cadre transversale articulate la bază și rigidizate pe direcție longitudinală de rigle și de un sistem de contravântuiri situate atât în planul acoperișului, cât și în planul pereților. Spre deosebire de cadrele intermediare, cadrele de fronton sunt prevăzute cu câte un stâlp intermediar, conform Figurilor 1,2,3 de mai sus.

Structurile metalice ușoare reprezintă un sector aparte în domeniul construcțiilor, iar calitatea de a fi sustenabile și reutilizabile le situează în topul intereselor investitorilor și proiectanților. Astfel prin analizele efectuate s-a urmărit optimizarea atât din punct de vedere structural, cât și economic. Ca urmare, s-au monitorizat următoarele indicatoare cheie: consumul de oțel pe mp, prețul pe mp și durata de montaj a structurii.

3. Analiza comparativă de stabilitate globală şi de flambaj

Analizele efectuate pentru configurațiile structurale propuse au pornit de la premiza că elementele structurale componente pot fi debitate relativ ușor, iar preasamblarea nu necesită un volum mare de manoperă. Aici, un caz aparte îl reprezintă grinzile cu zăbrele care prezintă unele dezavantaje din punct de vedere constructiv, detaliate în cele ce urmează.

Au fost efectuate analize de stabilitate globală și de flambaj pentru cele trei tipuri de structuri propuse: cadre parter din profile formate la rece de tip C, cadre parter realizate cu profile laminate și cadre parter utilizând o combinație de stâlpi din țevi rectangulare și grinzi cu zăbrele din bare cu pereți subțiri de tip C. După cum a fost menționat anterior, în toate cele trei situații cadrele au reazeme articulate la bază.

Structurile au fost analizate utilizând programul Consteel 7.0, conform Eurocod 3: Partea 1-1 [4], Partea 1-3[5], și Partea 1-5 [6], considerând condiții de încărcare identice. S-a evidențiat ca și combinație dominantă cea în care intervin încărcările permanente, zăpada și vântul pe direcție transversală. În vederea simplificării comparării rezultatelor din analiza structurilor s-au neglijat celelalte combinații de încărcări. Au fost efectuate și analize la încărcări seismice, dar structurile fiind ușoare, acțiunea seismică în general nu a rezultat ca și încărcare dominantă care să intervină la dimensionarea cadrului transversal. Rezultatele comparative monitorizate au fost făcute pentru verificările din stare limită ultimă.

Primul tip de soluție analizată este alcătuită din grinzi și stâlpi realizați din profile C dispuse spate în spate, din oțel de clasă S 350. Structura principală a fost concepută pe baza soluțiilor testate anterior [7] cu subansamble formate din grinzi, stâlpi și elemente de cuplare îmbunătățite pentru noduri. Grinzile și stâlpii au fost modelați în Consteel cu profile standard C, iar îmbinările de streașină și de coamă au fost simulate cu table sudate. Elementele de cuplare au fost considerate cu o lungime de 0.5 m față de punctul de intersecție, atât pe stâlp, cât și pe grindă, satisfăcând astfel condiția ca pentru toate tipurile de structuri analizate configurarea nodului să se realizeze pe o lungime egală cu minim 75% din înălțimea profilului cuplat. S-au păstrat astfel configurații similare de noduri, ajustând doar detaliile după înălțimea profilelor C rezultate.

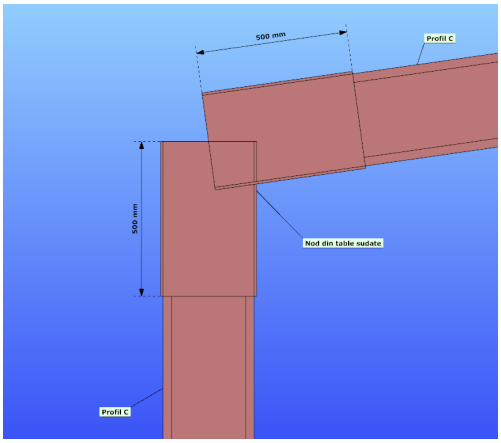


Fig. 4. Configurația nodului BPS - Consteel 7.0

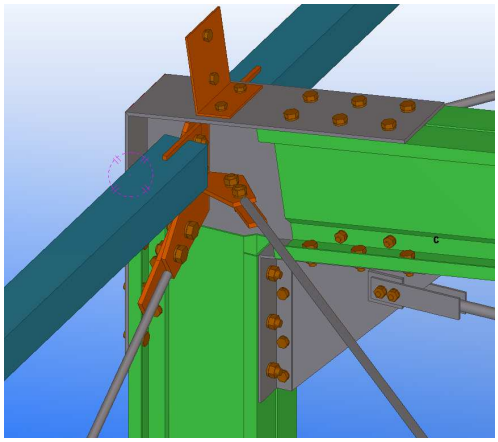


Fig. 5. Configurația nodului BPS – Tekla Structures



Fig. 6. Exemplu de nod BPS executat
(Hală metalică, Odorheiu Secuiesc)

Pentru deschiderile de 8 și 10m, atât la înălțimea de 4m, cât și la înălțimea de 5m, sistemul conceput fără contrafișe sau tiranți pe direcție transversală funcționează fără rețineri, obținându-se un factor de amplificare a încărcării de minim 2.6, și un grad de utilizare de maxim 101.7% (cazul D = 10m , H = 5m). În cazul deschiderii de 12m, dacă utilizăm o soluție cu deschidere liberă fără tiranți sau contrafișe se obține un factor de amplificare a încărcării de 2.23, respectiv o utilizare maximă de 121.1%. Dacă se ajustează cadrul prin introducerea de tiranți se ajunge la valorile de 2.44 pentru factorul de amplificare a încărcării și utilizare de 104.1%.

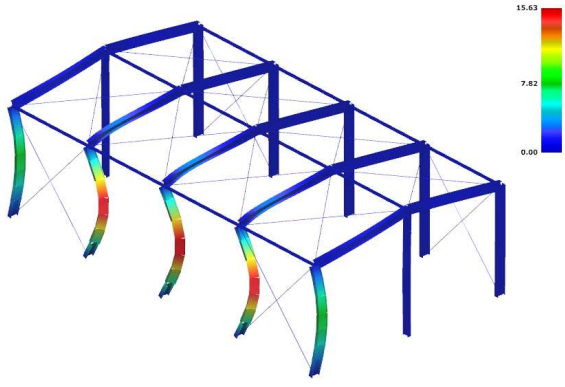


Fig. 7. α_{cr} = 2.6 (D=10m , H=5m)

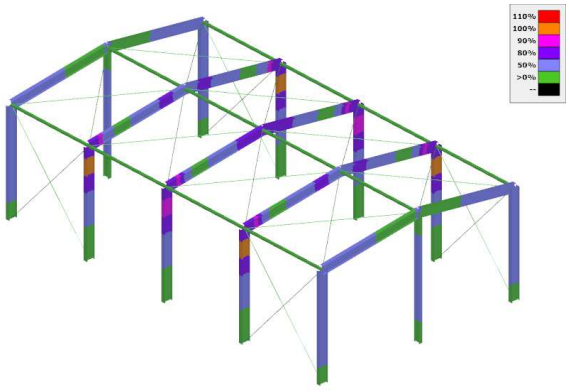


Fig. 8. Utilizare max. = 101.7% (D=10m , H=5m)

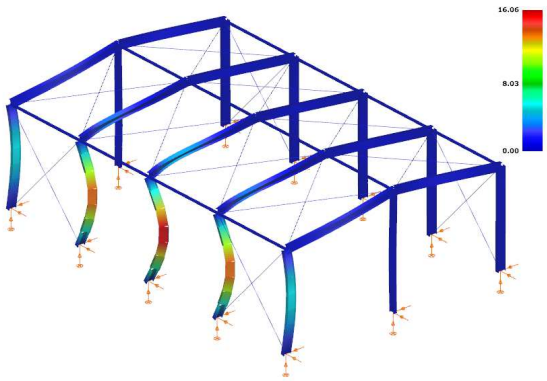


Fig. 9. α_{cr} = 2.23
(D=12 m , H=5 m – fără tiranți)

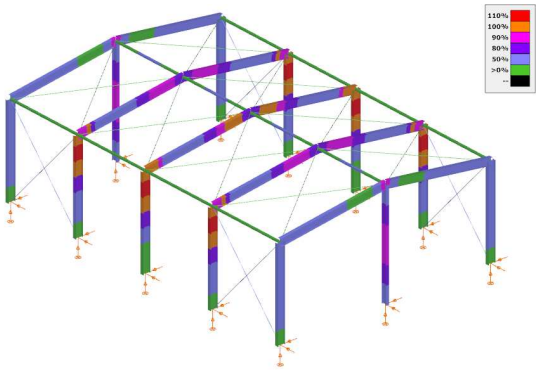


Fig. 10. Utilizare max. = 121.1%
(D=12 m , H=5 m – fără tiranți)

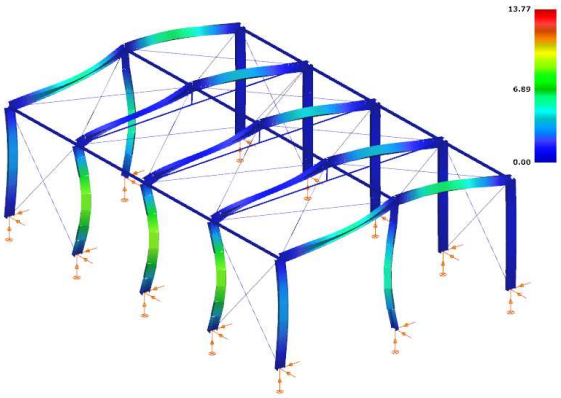


Fig. 11. α_{cr} = 2.44
(D=12 m , H=5 m – cu tiranți)

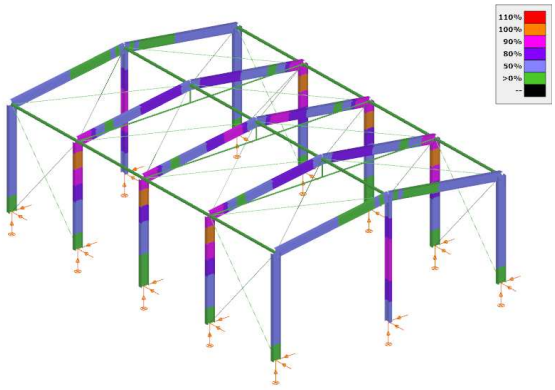


Fig. 12. Utilizare max. = 104.1%
(D=12 m , H=5 m – cu tiranți)



Fig. 13. Exemplu de structură Lindab Astron cu contrafișe

Se poate observa că sistemul format din bare cu pereți subțiri dun profile C spate-n spate funcționează pentru deschideri de 8 și 10m fără îngoșări la colțuri. Pentru 12 m se situează la limită adăugînd elemente suplimentare de rigidizare de tip tiranți (Fig. 11, 12). Există și posibilitatea utilizării unor contrafișe la colțuri (Fig. 13), această soluție nefiind studiată în prezentul articol. De aceea, pentru o comparație concludentă a celor trei tipuri de sisteme structurale în cercetarea efectuată nu s-a optat pentru deschideri ce depășesc 12 m.

Al doilea tip de structură este alcătuit din grinzi și stâlpi realizați din profile laminate, oțel de clasă S 355. Secțiunile utilizate sunt tip IPE pentru elementele principale de fronton și pentru grinzile cadrelor intermediare, iar restul stâlpilor (cadre intermediare) sunt de tip HEA. Modelele statice analizate sunt

alcătuite din cadre articulate la bază, considerînd nodurile rigide. Soluția optimă din punct de vedere al execuției ar fi cea în care nodurile cadrelor să fie realizate fără vute. Pentru această configurație în cazul D=10m, H=5m se obține un factor de amplificare a încărcării minim de 2.91. Gradul maxim de utilizare pentru combinația de încărcări analizată este 87.8%. Adăugarea de vute permite o utilizare mai judicioasă a secțiunilor, dar problema care intervine în acest caz este dificultatea sporită a manoperei și, implicit, durata mai mare de fabricație. De aceea, atât în situația profilelor formate la rece, cât și în cazul laminatelor s-a omis dispunerea vutei sau a contrafișelor.

A treia modalitate de configurație structurală, după cum a fost precizat anterior, este cea în care se utilizează stâlpi din țevi rectangulare și grinzi cu zăbrele realizate din profile C. Factorul critic de amplificare minim este α_{cr} = 2.85 în cazul deschiderii de 10m, cu înălțime de 5m, obținut pentru cedarea primelor diagonale comprimate. Gradul de utilizare este sub 100% pentru toate deschiderile analizate, în condițiile de încărcare similare celor anterioare.

4. Aspecte privind execuţia şi montajul structurilor analizate

Obiectivul urmărit prin aplicare de soluții tipizate este obținerea unui produs standardizat, care să permită un nivel ridicat de automatizare a procesului de fabricație și montaj și montajul rapid pe șantier.

Un aspect important în acest caz conform studiilor anterioare [8] este relaţia între gradul de standardizare, nivelul de calificare al forţei de muncă, nivelul de automatizare al procesului de realizare al produsului şi volumul de produse similare. Relaţia între cei patru factori menţionaţi se poate defini conform graficului din Fig. 14.

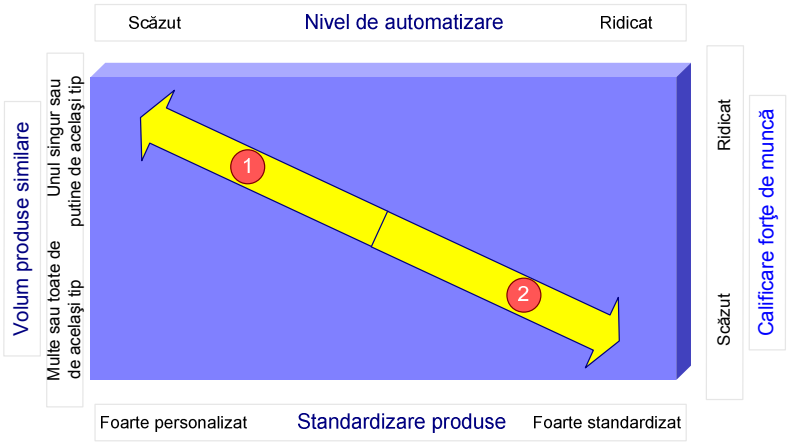


Fig. 14. Interdependența între factorii care stabilesc nivelul de standardizare al produselor [8]

Din punct de vedere al montajului, pentru a ajunge la un maxim de eficiență, sunt necesare modele structurale bine gândite, cât mai simple, cu elemente repetitive montate prin bulonare, fără a necesita prelucrări suplimentare pe șantier. Astfel, toate structurile analizate pot fi montate într-o singură zi, utilizând forță de muncă cu calificare scăzută, ce impune nivel înalt de standardizare și nivel ridicat de automatizarea producției, dar și un volum ridicat de produse similare. Astfel pe diagrama din Fig. 14, poziționarea produsului se poate plasa în zona punctului 2.

În cazul sistemului de hale parter conceput cu profile formate la rece, respectiv secțiuni C spate în spate, elementele principale de rezistență sunt formate din grinzi, stâlpi, noduri de streașină și noduri de coamă. Conform mențiunilor anterioare, stâlpii și grinzile vor fi construite din profile C solidarizate spate în spate cu șuruburi prin intermediul unor plăci de rigidizare, iar nodurile vor fi alcătuite din table sudate și corniere. Astfel, având elementele asamblate se poate gândi și un sistem de elemente premontate pentru a ușura procesul de montaj de pe șantier: nodurile de streașină, respectiv de coamă vor fi atașate elementelor tip grindă. Elementele secundare ale structurii conțin riglele longitudinale de legătură și sistemul de contravântuiri din planul pereților și din planul acoperișului. În această manieră, montajul pe șantier presupune premontarea cadrului la sol (poziționarea stâlpilor, atașarea grinzilor împreună cu nodurile), ridicarea pe poziție și montarea elementelor de rigidizare: rigle longitudinale și contravântuiri.

Dacă facem referire la soluția cu profile laminate, conceptul de bază este similar, doar că se vor folosi stâlpi și grinzi din europrofile de tip HEA și IPE. În acest caz intervine problema prelucrării și asamblării elementelor prin operațiuni mai complexe (debitare, sudură, sablare, vopsire în fabrică). Renunțarea la vute presupune dimensionarea elementelor în funcție de zona cea mai solicitată, mizând pe elemente cu secțiune constantă. Deși acest aspect duce la o creștere a consumului de materiale, conduce la o simplificare din punct de vedere al fabricației.

Prin comparație cu cele două sisteme prezentate anterior, soluția structurală care utilizează cadre alcătuite din stâlpi din țevi rectangulare și grinzi cu zăbrele din profile C este probabil cea mai ineconomică pe seama manoperei ce implică execuția subansamblelor de fermă, dar poate deveni performantă prin utilizarea tehnologiilor de producție cu nivel de automatizare ridicat (debitare și pregăurire automată).

5. Performanţe tehnico-economice ale celor trei soluţii

Rezultatele analizelor obținute conduc la o serie de factori interdependenți care evidențiază avantajele și dezavantajele configurațiilor structurale propuse. Dacă se face o evaluare în funcție de cantitate de oțel raportată la m^2, se poate observa din grafic (Fig. 15) că primele două soluții, cu profile formate la rece și cu profile laminate sunt avantajoase pentru deschideri de 8, 10 m. În schimb, soluția cu grinzi cu zăbrele și stâlpi rectangulari se păstrează în topul celor trei soluții din punct de vedere al consumului de material utilizat, raportat la suprafața pe m^2.

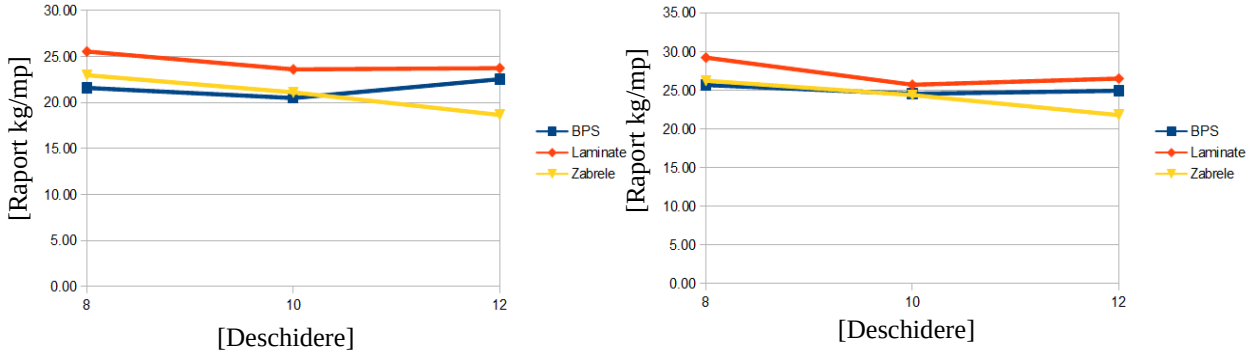


Fig. 15. Grafic privind raportul cantitate oțel/m^2 funcție de deschidere (H=4m – stânga, H=5m – dreapta)

Un alt factor important de menționat ar fi robustețea structurii, fiind definit ca rezerva de rezistență a structurii. Considerând faptul că se aplică aceeași încărcare pe diferite tipuri de structuri, se poate evidenția cu ușurință eficiența configurației structurale utilizate. Astfel, se poate observa că se pot obține rapoarte de până la 30 de ori încărcarea aplicată raportat la greutatea cadrului, chiar și cele mai mici valori înregistrate depășind valoarea de 10 ori (Fig. 16). Raportul încărcarea/greutatea unui cadru intermediar este maxim în cazul grinzilor cu zăbrele, urmat de soluțiile care utilizează bare cu pereți subțiri, soluția cu cadre laminate fiind cu cele mai slabe performanțe.

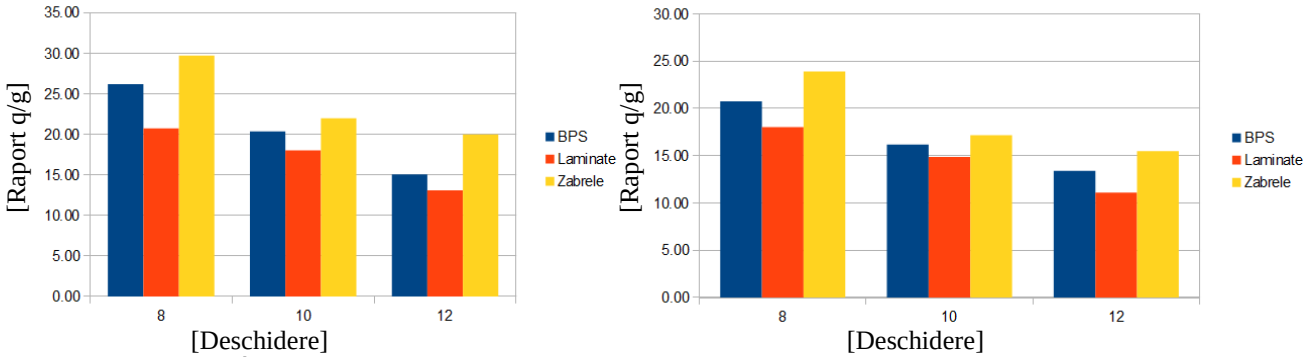


Fig. 16: Încărcarea pe cadru raportat la greutatea cadrului (H=4m – stânga, H=5m – dreapta)

6. Concluzii

Conform rezultatelor obținute se poate observa că toate cele trei configurații structurale prezentate sunt posibil de aplicat, cu avantajele și dezavantajele ce decurg în fiecare soluție în parte. Configurațiile structurale analizate au simplificat în mod intenționat înnădirile subansamblelor, cu scopul de a evita manopera suplimentară. Se poate constata că utilizarea tiranților de legătură, contrafișelor în nodul de streașină sau formarea de vute conduc la o capacitate sporită a cadrului transversal la încărcările analizate, dar, pe de altă parte, au impact asupra manoperei și a timpului de execuție. Cu o pregătire adecvată în procesul de fabricație, toate configurațiile analizate pot fi montate într-o singură zi.

Odată cu performanțele structurale, trebuie luate în calcul și economiile realizate cu materia primă (Tabelul 1). Astfel dacă luăm ca punct de referință configurațiile structurale cu profile C formate la rece, laminatele aduc un supliment de 5-18% de kg/m^2 oțel, pe când combinația de grinzi cu zăbrele și stâlpi rectangulari utilizează cu 2-6% mai multe kg/m^2 pentru deschideri mai mici de 12 m, dovedindu-se a fi foarte eficiente în cazul deschiderilor de 12 m (reducere de până la 17%).

Tabelul 1

Performanțele soluțiilor structurale comparate cu BPS în termeni de kg/mp

Înălțime [m]	H=4m			H=5m		
Deschidere [m]	8	10	12	8	10	12
BPS [kg/mp]	21.60	20.50	22.55	25.69	24.56	24.95
Laminate [%]	+18%	+15%	+5%	+14%	+5%	+6%
Zăbrele [%]	+6%	+3%	-17%	+2%	-1%	-13%

Un alt factor luat în considerare în cadrul studiului este manopera și montajul, în termeni de tehnologie de lucru și timpi de execuție. Deoarece toate cele trei soluții utilizează prinderi simple bulonate, fără suduri de șantier, sistemele funcționează cel mai eficient pentru soluțiile cu profile formate la rece și cu profile laminate, soluția cu profile formate la rece avînd o flexibilitate sporită pentru adaptarea formei la geometriile dorite, fără a pierde din eficiența tipizării pe seama tehnologiei de fabricație automatizate, ceea ce este mai greu de realizat în cazul soluțiilor pe profile laminate. Soluția structurală care utilizează cadre alcătuite din stâlpi din țevi rectangulari și grinzi cu zăbrele din profile C poate reprezenta o alternativă performantă prin utilizarea tehnologiilor de producție cu nivel de automatizare ridicat (debitare și pregăurire automată).

Articolul prezintă soluțiile de principiu aplicate și cifre de referință cu ajutorul cărora poate fi estimat cu ușurință consumul de oțel pe m^2, urmărindu-se performanța soluțiilor în termeni de preț pe m^2 și durata de montaj.

Bibliografie

[1] CR 1-1-3/2012 “Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii zăpezii asupra construcţiilor”
[2] CR 1-1-4/2012 “Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii vântului asupra construcţiilor”
[3] P100-1/2006 “Cod de proiectare seismică”
[4] SR EN 1993-1-1: “Proiectarea structurilor de oțel. Reguli generale pentru clădiri”
[5] SR EN 1993-1-3: “Proiectarea structurilor de oțel. Reguli generale – Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece”
[6] SR EN 1993-1-5: “Proiectarea structurilor de oțel. Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor”
[7] Zs. NAGY, “Studiul soluțiilor constructive și performanțelor structurale ale halelor ușoare cu structura realizată din profile de oțel formate la rece”, Teză de doctorat, Universitata ”Politehnica” din Timişoara, 2006
[8] M. Cristuțiu, A. Dogariu, Zs. Nagy, “Performanțe tehnico-economice ale tipizării în domeniul halelor cu structură metalică”

ANALIZE COMPARATIVE EN 1993-1-1 – STAS 10108/0-78 PENTRU VERIFICARE GRINZILOR LA FLAMBAJ LATERAL

COMPARATIVE ANALYSES EN 1993-1-1 – STAS 10108/0-78 ON BEAMS CHECKING AGAINST LATERAL BUCKLING

BOGDAN ŞTEFĂNESCU[1], HELMUTH KŐBER[2]

***Rezumat**: Implementarea utilizării Eurocodului 3 în practica curentă de proiectare presupune utilizarea unei game largi de relaţii de calcul, unele destul de complicate, în locul unui set mai redus de relaţii de calcul, cele din vechea normă românească, mai apropiate de intuiţia inginerească, dar capabile să rezolve mai puţine probleme. Utilizarea unei norme de proiectare mai complexe sporeşte riscul de eroare. O întrebare legitimă este cum se schimbă nivelul de asigurare la trecerea de la o normă la cealaltă. În acest sens, în prezenta lucrare se face o analiză comparativă a relaţiilor de verificare din cele două norme la flambaj lateral al grinzilor, pentru secţiuni de clasa 1, 2 şi 3.*

Cuvinte cheie: grinzi cu inimă plină, flambaj lateral, clase de secţiuni, nivel de asigurare

***Abstract:** Implementing the use of Eurocode 3 in current design practice involves the use of a large range of checking relations, some of them quite complicated, instead of fewer relations, the ones from the old Romanian design code, that were closer to engineer's technical intuition, but were capable to solve less problems. The use of a more complex design code increases the risk of error. A legitimate question is how the safety level changes when passing from one design code to the other. In this paper a comparative analysis of lateral buckling checking relations in the two codes is carried out for class 1, 2 and 3 cross-sections.*

Keywords: beams, lateral buckling, classes of cross-sections, safety level

1. Introducere

Implementarea utilizării Eurocodului 3 în practica de proiectare şi în primul rând a SR EN 1993-1-1 [1], presupune utilizarea unei game largi de relaţii de calcul, unele destul de complicate, cuprinse în circa 2000 de pagini de normă, în locul unui set mai redus de relaţii de calcul, cele din STAS 10108/0-78 [2], mai apropiate de intuiţia inginerească dar capabile să rezolve mai puţine probleme. Utilizarea relaţiilor din [1] solicită utilizarea unor pachete de programe specializate, care trebuie să fie disponibile, verificate şi care pot reduce controlul inginerului mai puţin experimentat şi, prin urmare, pot spori riscul de eroare.

O întrebare care poate fi pusă este dacă nivelul actual instituţional, de disciplină tehnică şi, nu în ultimul rând, tehnologic, din ţara noastră ne permite să trecem uşor la utilizarea Eurocodurilor în proiectarea curentă. O altă întrebare, la fel de interesantă, este dacă rămânerea în afara procesului de unificare şi de modernizare a normelor europene de proiectare reprezintă o opţiune viabilă.

Răspunsurile la aceste întrebări nu sunt simplu de dat şi presupun, printre altele, cuantificare influenţelor trecerii de la sistemul de STAS-uri la sistemul de Eurocod-uri. Prezenta lucrare îşi propune să aducă unele

[1] Conferenţiar dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associate Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: bogdan@utcb.ro

[2] Conferenţiar dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associate Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: helmutkober2002@yahoo.com

argumente în formularea unor răspunsuri la întrebările anterioare. În acest sens, se face o analiză comparativă a relaţiilor de verificare la flambaj lateral al grinzilor, aşa cum sunt date în normele [1] şi [2]. Nu se tratează influenţele voalării, prin urmare, analizele sunt efectuate pentru secţiuni de clasa 1, 2 şi 3. Pe baza rezultatelor analizelor efectuate, se fac comentarii privind nivelurile de asigurare relative ale elementelor verificate cu relaţiile din cele două norme.

2. Relaţii de verificare din normele de proiectare analizate

Normele analizate pentru acest studiu comparativ sunt SR EN 1993-1-1 [1] şi STAS 10108/0-78 [2].

Dacă în cazul normei europene SR EN 1993-1-1 [1], rezistenţa elementului este exprimată în termeni de eforturi secţionale, ca moment rezistent, în cazul STAS 10108/0-78 [2], verificarea se face în eforturi unitare, prin compararea cu rezistenţa de calcul R. Pentru a permite comparaţiile, în acest articol, verificarea din STAS 10108/0-78 [2] a fost transferată în eforturi secţionale prin definirea unui moment încovoietor capabil la flambaj lateral al grinzii.

2.1. Verificarea conform SR EN 1993-1-1 [1]

Aplicarea metodei de calcul din norma europeană SR EN 1993-1-1 [1] permite utilizarea a trei variante. În toate cele trei variante, relaţia generală recomandată pentru exprimarea momentului rezistent la flambaj lateral este:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.55))} \qquad (1)$$

în care:

χ_{LT} – coeficient de reducere;

W_y – modulul de rezistenţă al secţiunii barei (găurile pentru tije de la capetele grinzii pot fi neglijate);

$W_y = W_{pl,y}$ pentru secţiuni de clasa 1 şi 2;

$W_y = W_{el,y}$ pentru secţiuni de clasa 3;

$W_y = W_{eff,y}$ pentru secţiuni de clasa 4;

f_y – limita de curgere a oţelului;

γ_{M1} – coeficient parţial de siguranţă pentru rezistenţa barelor la instabilitate (γ_{M1} = 1,0 conform Anexei Naţionale la SR EN 1993-1-1).

Coeficientul de reducere χ_{LT} se determină din curbele de flambaj recomandate, pe baza zvelteţii relative:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \qquad (2)$$

în care:

M_{cr} – momentul critic al barei.

Din păcate, în SR EN 1993-1-1 [1] nu se dă relaţia de calcul a momentului critic M_{cr}, ceea ce introduce o doză de arbitrar în funcţie de modul în care se calculează acesta. Se menţionează câteva variante posibile:

- cărţi publicate pe acest subiect de diverşi autori (ex. Timoshenko, Gere [3] etc.);
- documente de tip „Informaţii Complementare Necontradictorii” (NCCI), ex. SN003b-EN-EU [4];
- varianta anterioară a normei europene ENV 1993-1-1 [5];
- utilizarea unor programe de calcul specializate, de exemplu LTBEAM [6] elaborat la CTICM.

În aceste condiţii, în prezenta lucrare s-a utilizat următoarea relaţie pentru determinarea momentului critic M_{cr} al barei [4]:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \qquad (3)$$

în care:

E – modulul de elasticitate longitudinal (modulul lui Young);

G – modulul de elasticitate transversal;

I_z – momentul de inerţie al secţiunii barei faţă de axa z – z (axa slabă);

I_t – momentul de inerţie la răsucire al secţiunii;

I_w – momentul de inerţie sectorial al secţiunii;

L – distanţa dintre reazemele laterale în lungul grinzii;

k_z – coeficient pentru blocarea rotirii faţă de axa axa z – z (axa slabă);

k_w – coeficient pentru blocarea deplanării secţiunii;

z_g – distanţa (pe secţiunea transversală a barei) dintre punctul de aplicare a forţei şi centrul de tăiere;

C_1, C_2 – coeficienţi care depind de încărcare şi de rezemări.

Se prezintă în continuare principalele particularităţi de calcul ale fiecăreia dintre cele trei variante de calcul posibile conform [1].

2.1.1. Varianta cazului general

Calculul pentru cazul general este prezentat în subcapitolul 6.3.2.2 din SR EN 1993-1-1 [1]. În această variantă, coeficientul de reducere χ_{LT} din relaţia (1) se calculează cu relaţia:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{dar } \chi_{LT} \le 1{,}0 \text{ (SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.56))} \qquad (4)$$

în care:

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\overline{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}_{LT}^2\right] \qquad (5)$$

α_{LT} – coeficient de imperfecţiune, în funcţie de curba de flambaj.

Dacă $\overline{\lambda}_{LT} \le \overline{\lambda}_{LT0}$ sau $M_{Ed}/M_{cr} \le \overline{\lambda}_{LT0}^2$, unde valoarea recomandată este $\overline{\lambda}_{LT0} = 0{,}4$, nu este necesară efectuarea verificării la flambaj lateral, fiind suficientă verificarea de rezistenţă.

2.1.2. Varianta specifică pentru profile laminate sau pentru secţiuni sudate echivalente

Aceasta reprezintă o particularizare a metodei generale şi este prezentată în subcapitolul 6.3.2.3 din SR EN 1993-1-1 [1]. În acest caz, coeficientul de reducere χ_{LT} din relaţia (1) se calculează cu relaţia:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{dar} \begin{cases} \chi_{LT} \le 1{,}0 \\ \chi_{LT} \le \dfrac{1}{\overline{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad \text{(EN 1993-1-1 [1], rel. (6.57))} \qquad (6)$$

în care:

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\overline{\lambda}_{LT} - \overline{\lambda}_{LT0}\right) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2\right] \qquad (7)$$

$$\overline{\lambda}_{LT0} \le 0{,}4 \text{ valoarea adoptată în Anexa Naţională la SR EN 1993-1-1 } \overline{\lambda}_{LT0} = 0{,}4 \qquad (8)$$

$\beta \geq 0{,}75$ valoarea adoptată în Anexa Naţională la SR EN 1993-1-1 $\beta = 0{,}75$ (9)

2.1.3. Varianta specifică pentru profile laminate sau pentru secţiuni sudate modificată

În acest caz, se introduce o corecţie care să ţină seama de forma diagramei de moment încovoietor pe bara analizată. Se calculează astfel un coeficient de reducere modificat $\chi_{LT,mod}$ care este folosit ulterior în relaţiile de calcul. Expresia acestuia este:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{dar } \chi_{LT,mod} \leq 1{,}0 \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.58))} \qquad (10)$$

în care:

$$f = 1 - 0{,}5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2{,}0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2\right] \quad \text{dar } f \leq 1{,}0 \qquad (11)$$

Coeficientul de corecţie k_c este dat în tabelul 6.6 din SR EN 1993-1-1 [1], în funcţie de distribuţia momentului încovoietor în lungul barei şi are valori între 0,6 (când bara are momente egale şi de sens opus la capete şi nu este încărcată transversal) şi 1,0 (când bara are momente egale la capete şi nu este încărcată transversal).

2.2. Verificarea conform STAS 10108/-78 [2]

Verificarea conform STAS 10108/0-78 [2] se face cu relaţia de mai jos, care a fost adaptată la sistemul de notaţii din SR EN 1993-1-1 [1] (axele secţiunii transversale sunt y – y şi z – z):

$$\frac{M_y}{\varphi_g \cdot W_y} \leq R \qquad \text{(STAS 10108/0-78 [2], rel. (7.8))} \qquad (12)$$

în care:

M_y – momentul încovoietor maxim pe bară;

φ_g – coeficient care ţine seama de pierderea stabilităţii generale a grinzii;

W_y – modulul de rezistenţă (elastic) al secţiunii brute a barei;

R – rezistenţa de calcul a oţelului.

Pentru a permite analizele comparative, pe baza relaţiei (12) s-a exprimat momentul capabil:

$$M_{cap} = \varphi_g \cdot W_y \cdot R \qquad (13)$$

Coeficientul φ_g se determină pe curba B de flambaj în funcţie de zvelteţea transformată:

$$\lambda_{tr} = \gamma \cdot \frac{\mu \cdot L}{i_z \cdot \sqrt{\xi}} \qquad \text{(STAS 10108/0-78 [2], rel. (7.10))} \qquad (14)$$

în care:

$$\gamma = \sqrt{\frac{0{,}32}{\sqrt{\left(0{,}506 \cdot \frac{v}{h} \cdot \mu^2\right)^2 + 0{,}25 \cdot \left(\frac{\mu \cdot L}{\mu_0 \cdot L_0}\right)^2 + 0{,}039 \cdot \mu^2 \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 \cdot \frac{I_t}{I_z}} - 0{,}506 \cdot \frac{v}{h} \cdot \mu^2}} \qquad (15)$$

3. Studii parametrice

Se doreşte evidenţierea diferenţelor dintre cele trei variante disponibile în SR EN 1993-1-1 [1] pentru verificarea unei grinzi la flambaj lateral, precum şi dintre acestea şi norma românească STAS 10108/0-78 [2], aceasta pentru a estima schimbarea nivelului de asigurare la trecerea de la vechea normă [2] la cea

nouă [1]. Pentru aceasta, s-au condus studii parametrice, considerând, pe rând, ca variabile independente următoarele:

- aria secţiunii grinzii (A);
- coeficientul de distribuţie a materialului pe secţiunea grinzii ($a = A_w/A$) (A_w = aria inimii);
- înălţimea secţiunii grinzii (h);
- lăţimea secţiunii grinzii (b);
- deschiderea grinzii (L);
- poziţia punctului de aplicare a încărcării pe secţiunea transversală a grinzii (z_g);
- marca oţelului.

S-a considerat o grindă simplu rezemată de lungime L = 10m, care are reazeme laterale doar la capete, pentru care deplanările secţiunii nu sunt împiedicate, încărcată cu o forţă uniform distribuită pe întreaga sa lungime. În aceste condiţii, în relaţia (3), $C_1 = 1{,}127$, $C_2 = 0{,}454$, $k_z = 1{,}0$, $k_w = 1{,}0$ [4] şi $k_c = 0{,}94$ [1]. În acelaşi timp, implicit, pentru relaţiile (13) – (15), $L_0 = L$, $\xi = 1{,}12$, $\mu_0 = 1{,}0$, $\mu = 1{,}0$ [2].

Parametrilor consideraţi li s-au dat variaţii numerice monotone, fără ca toate variantele rezultate să fie soluţii rezonabile din punct de vedere ingineresc, scopul urmărit fiind acela de a urmări evoluţia relaţiilor de calcul. Pentru aceasta, secţiunile transversale au fost definite prin arie (A), coeficient de distribuţie a materialului ($a = A_w/A$), înălţime totală (h) şi lăţime a tălpilor (b). Poziţia încărcării a fost considerată în şapte variante pe secţiunea grinzii, de la efectul cel mai defavorabil, până la cel mai favorabil. S-au dat o variaţie crescătoare, respectiv una descrescătoare a deschiderii grinzii (L), pentru a urmări evoluţia relaţiilor de calcul în funcţie de zvelteţea barei.

Ca secţiuni de bază (faţă de care s-au considerat variaţiile) au fost luate două secţiuni I, ambele din table sudate, din oţel S235, prima având inima de 8 × 720mm şi tălpile de 15 × 300mm (familia A) iar cea de a doua având inima de 10 × 570mm şi tălpile de 15 × 300mm (familia B). Au fost neglijate alte exigenţe (rezistenţă, voalare, săgeată), scopul fiind estimarea momentului rezistent la flambaj lateral în fiecare situaţie, conform celor trei variante din [1], respectiv metodei din [2].

În aceste condiţii, s-a urmărit evoluţia următoarelor rapoarte, notate sintetic după cum urmează:

- momentul rezistent din metoda generală (*2.1.1*)/momentul capabil STAS (2.2) – $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$;
- momentul rezistent din metoda specifică (*2.1.2*)/momentul capabil STAS (2.2) – $\mathbf{M_{b,Rd,2}/M_{cap}}$;
- momentul rezistent din metoda specifică modificată (*2.1.3*)/momentul capabil STAS (2.2) – $\mathbf{M_{b,Rd,3}/M_{cap}}$.

Notaţiile sintetice anterioare vor fi utilizate în continuare. De asemenea, pentru a putea cuantifica mai bine diversele influenţe, în aceleaşi grafice au fost trasate şi raportul dintre limita de curgere [1] şi rezistenţa de calcul [2] (f_y/R), respectiv dintre modulul de rezistenţă utilizat în [1] (W_{pl} pentru secţiuni de clasa 1 şi 2, W_{el} pentru secţiuni de clasa 3) şi modulul de rezistenţă elastic utilizat în [2] (W/W_{el}).

3.1. Influenţa variaţiei ariei secţiunii transversale a grinzii

Din analizele numerice efectuate, rezultă că variaţia ariei secţiunii nu implică variaţii semnificative ale rapoartelor analizate. În figura 1, se observă variaţiile date de schimbarea clasei secţiunii din 3 în 2, precum şi de schimbarea rezistenţei de calcul din [2] atunci când grosimea tălpilor depăşeşte 16mm.

Se poate remarca faptul că metoda generală din [1] conduce la o valoare mai mică decât [2], cu un minim, în cazurile analizate, de 78,35% pentru secţiuni de clasa 3 din familia A încărcate la talpa inferioară (încărcarea are efect stabilizator), aceasta în condiţiile în care limita de curgere utilizată în [1] este cu 6,82% mai mare decât rezistenţa de calcul [2]. Această diferenţă dintre cele două norme scade odată cu „urcarea" încărcării către zona în care amplifică efectul destabilizator, cu trecerea la secţiuni de clasa 1 şi 2 şi cu trecerea în zona tablelor mai groase decât 16mm. Pentru cazurile analizate la variaţia ariei,

rezultatele date de metoda specifică din [1] se află în vecinătatea (±10%) celor date de [2] iar cele date de metoda specifică modificată [1] sunt cu circa 2 – 3% mai mari decât cele din metoda specifică [1].

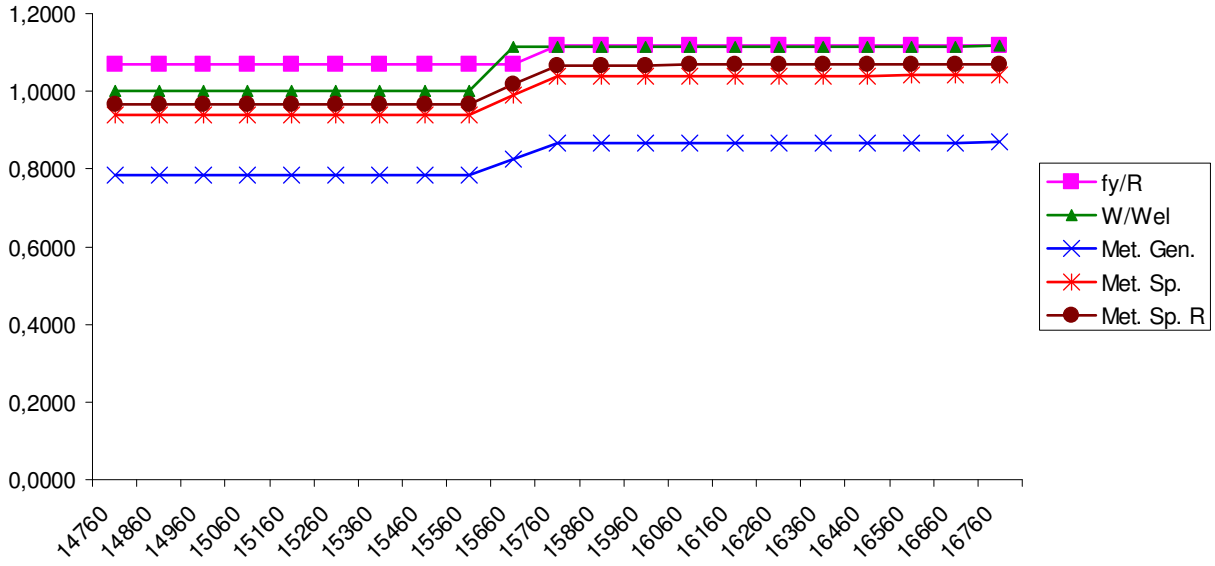


Fig. 1. Variaţii în funcţie de aria secţiunii pentru grinzile din familia A încărcate la talpa inferioară

3.2. Influenţa variaţiei coeficientului de distribuţie a materialului pe secţiunea grinzii

Pentru analizele numerice, a fost considerat un domeniu de variaţie a raportului a = A_w/A între 0,4 şi 0,6, interval uzual pentru multe grinzi. S-a putut constata o creştere cvasi-monotonă a diferenţei dintre cele două norme [1] şi [2] cu creşterea coeficientului de distribuţie a materialului, altfel spus, cu scăderea ariei tălpilor şi cu creşterea ariei inimii.

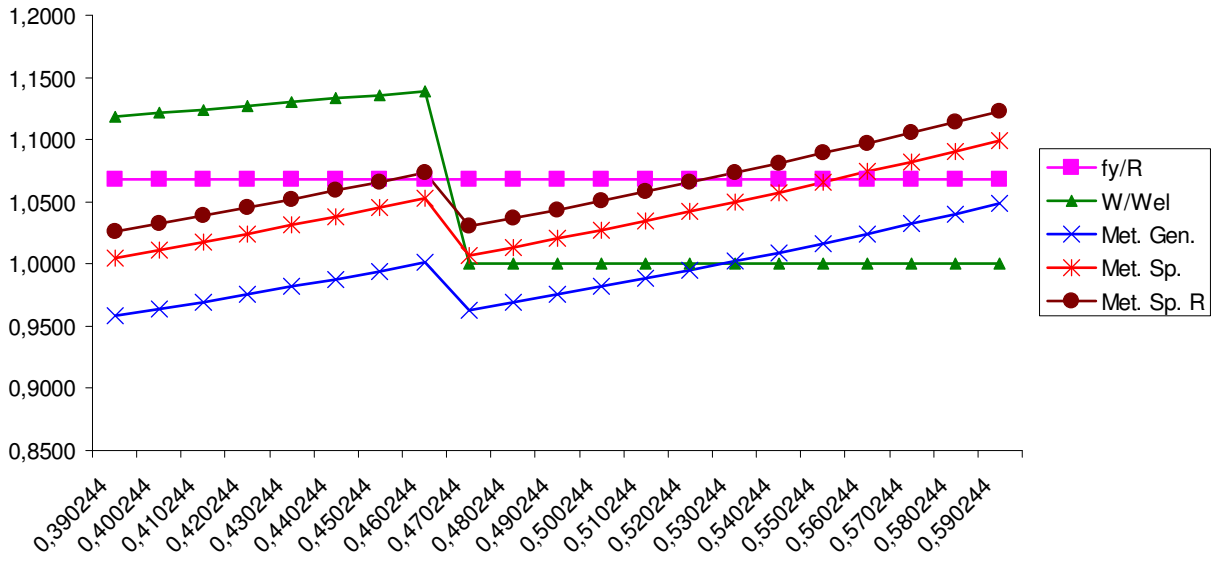


Fig. 2. Variaţii în funcţie de coeficientul de distribuţie a materialului pentru grinzile din familia B încărcate în centru

Creşterea pe intervalul studiat este cea mai severă în cazul raportului $\mathbf{M_{b,Rd,2}/M_{cap}}$, de la 1,0069 la 1,2044, pentru grinzile din familia A încărcate la talpa superioară, toate secţiunile fiind de clasa 3. Creşterea cea mai mică este pentru acelaşi raport, de la 1,0006 la 1,0440, pentru grinzile din familia B încărcate la talpa inferioară, valoarea mică este pentru o secţiune de clasa 1 iar cea mare pentru o secţiune de clasa 3.

Figura 2 ilustrează aceste concluzii. Graficul se deschide cu o secţiune de clasa 1, urmată de şapte secţiuni de clasa 2 şi treisprezece de clasa 3. Creşterile celor trei rapoarte sunt cvasi-monotone şi cvasi-paralele.

3.3. Influenţa variaţiei înălţimii secţiunii transversale a grinzii

Pentru a evita intrarea în domeniul secţiunilor de clasa 4, care nu fac obiectul acestei lucrări, s-a considerat o variaţie negativă a înălţimii secţiunii. Se constată că pentru secţiunea de plecare din familia A, inima de 8 × 720mm şi tălpile de 15 × 300mm, secţiune de clasa 3, încărcată la talpa inferioară, toate cele trei variante din [1] conduc la valori ale momentului rezistent la flambaj lateral inferioare celor obţinute prin metoda din [2], respectiv 78,35% în metoda generală (*2.1.1*), 93,74% în metoda specifică (*2.1.2*) şi 96,48% în metoda specifică modificată (*2.1.3*) (Fig. 3). De asemenea, merită menţionată în acest caz creşterea cea mai mare a unuia dintre rapoartele studiate, mai precis $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$ pentru grinzi din familia A încărcate la talpa inferioară, care creşte de la 78,35% la 107,54%.

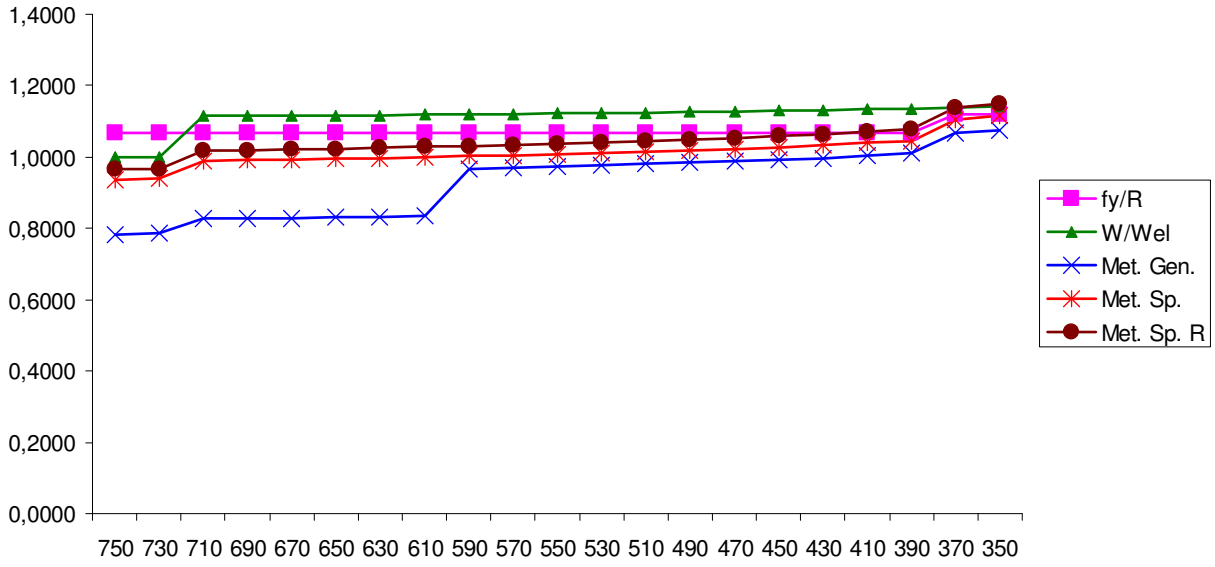


Fig. 3. Variaţii în funcţie de înălţimea secţiunii pentru grinzile din familia A încărcate la talpa inferioară

Se constată debutul diagramei cu secţiune de clasa 3, continuarea cu secţiuni de clasa 2, un salt semnificativ produs de schimbarea curbei de flambaj din D în C în [1], datorată schimbării raportului h/b, care coincide cu trecerea la secţiune de clasa 1 iar ultimul salt se datorează schimbării rezistenţei de calcul în [2] din cauza depăşirii grosimii de 16mm.

Se remarcă tendinţa de creştere monotonă a celor trei rapoarte studiate odată cu scăderea înălţimii secţiunii. Aceasta este fără salturi în cazul secţiunilor din familia B, toate de clasa 1. O situaţie interesantă este în cazul grinzilor din familia B încărcate la talpa superioară, când raportul $\mathbf{M_{b,Rd,2}/M_{cap}}$ este cvasi-constant (104,00% ÷ 104,74%), în timp ce rapoartele $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$ şi $\mathbf{M_{b,Rd,3}/M_{cap}}$ cresc uşor (97,27% ÷ 99,95%), respectiv (104,76% ÷ 107,03%).

3.4. Influenţa variaţiei lăţimii secţiunii transversale a grinzii

La fel ca în cazul variaţiei înălţimii secţiunii, pentru a evita intrarea în domeniul secţiunilor de clasa 4, s-a considerat o variaţie negativă a lăţimii secţiunii. Analizele efectuate evidenţiază, în general, variaţii de câteva procente ale rapoartelor analizate cu scăderea lăţimii secţiunii, valorile raportului $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$ se păstrează, în general, între 80% ÷ 95% pentru toate cazurile analizate.

În figura 4, se prezintă cazul familiei B de secţiuni încărcate la talpa inferioară. Diagrama se deschide cu o scădere a raportului $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$, datorată schimbării de încadrare de pe curba C pe curba D de flambaj. Saltul în diagramă este dat de schimbarea rezistenţei de calcul în [2] la depăşirea grosimii de 16mm.

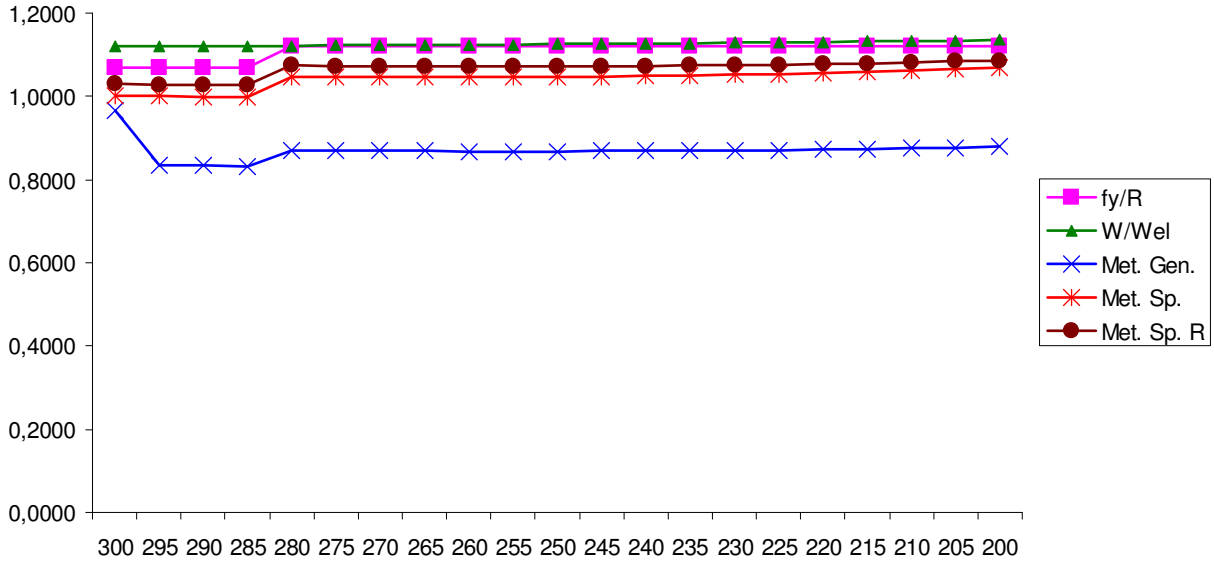


Fig. 4. Variaţii în funcţie de lăţimea secţiunii pentru grinzile din familia B încărcate la talpa inferioară

Diagramele din acest caz evidenţiază o uşoară creştere a rapoartelor, pe măsură ce lăţimea secţiunii scade.

3.5. Influenţa variaţiei deschiderii grinzii

Pentru a evidenţia influenţa variaţiei zvelteţii barei, s-au considerat atât o scădere graduală a deschiderii, ceea ce a dus exemplele analizate în vecinătatea unor situaţii în care ar exista legături transversale, cât şi o creştere graduală a deschiderii, către limite nerealiste tehnic, strict pentru a urmări evoluţia funcţiilor implicate. Variaţiile rapoartelor analizate sunt semnificative şi se ilustrează (Fig. 5) cu raportul $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$ pentru grinzile din familia A, încărcate la talpa inferioară, care evoluează de la 78,35% la 108,19% la o scădere a deschiderii de la 10m la 2m.

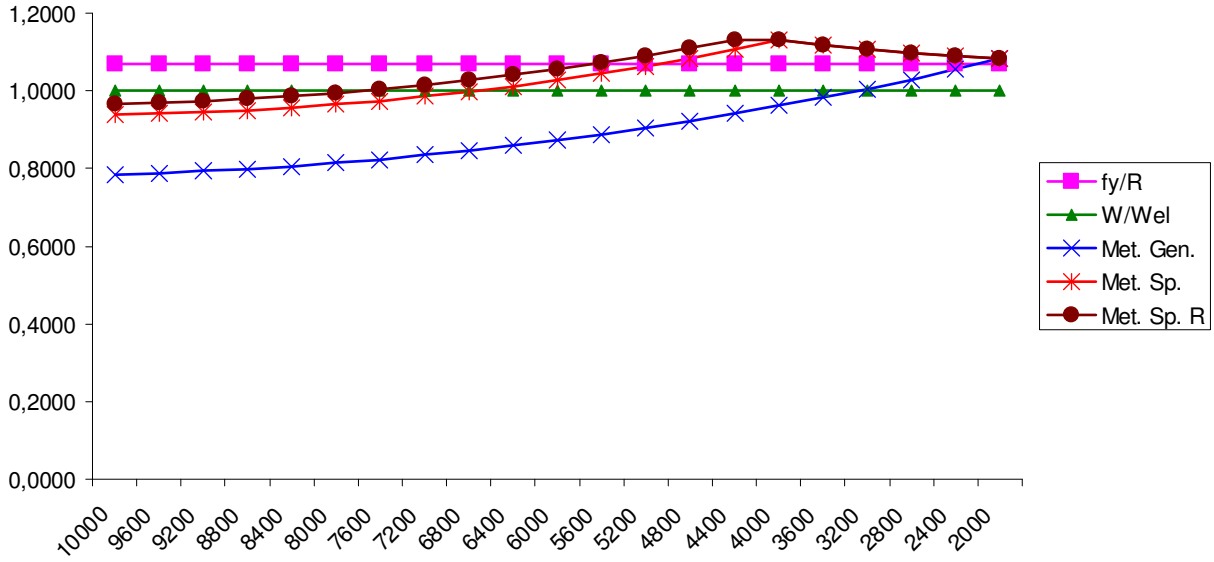


Fig. 5. Variaţii în funcţie de scăderea deschiderii grinzii pentru grinzile din familia A încărcate la talpa inferioară

Scăderea raportului în cazul celor două variante de metodă modificată se datorează plafonării momentului prin coeficienţi, în cazul atingerii rezistenţei de calcul la încovoiere, în timp ce în adaptarea utilizată aici pentru norma [2] (determinarea unui moment capabil) aceasta nu se face.

În cazul creşterii deschiderii, se constată o continuare a tendinţei de scădere a rapoartelor, remarcate în graficele cu scăderea deschiderii, ilustrată în figura 6 pentru grinzile din familia B, cu încărcarea aplicată în centrul de greutate. Se observă că dacă în cazul raportului $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$, valoarea continuă scăderea până la circa 14m deschidere, după care începe să crească uşor, variaţiile fiind relativ mici, raportul $\mathbf{M_{b,Rd,2}/M_{cap}}$ creşte mai rapid, în timp ce $\mathbf{M_{b,Rd,3}/M_{cap}}$ tinde să egaleze raportul $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$.

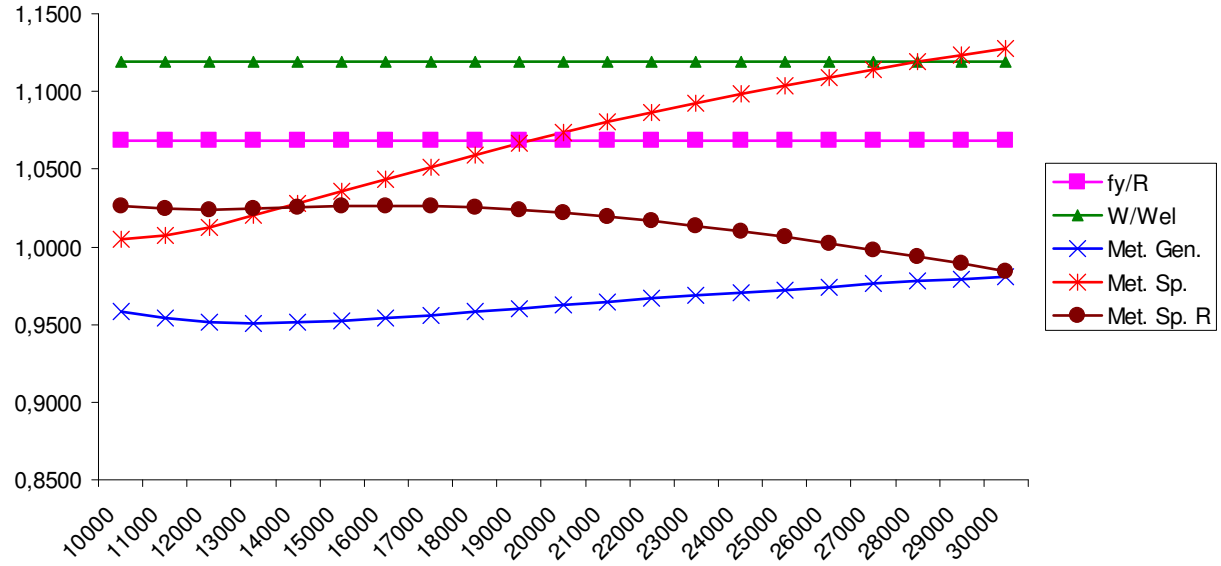


Fig. 6. Variaţii în funcţie de creşterea deschiderii grinzii pentru grinzile din familia B încărcate în centrul de greutate

3.6. Influenţa mărcii oţelului şi a poziţiei punctului de aplicare a încărcării

Se urmăreşte evoluţia rapoartelor studiate la schimbarea mărcii oţelului, precum şi pe măsură ce încărcarea „coboară" de la talpa superioară, unde are efectul cel mai defavorabil, la talpa inferioară.

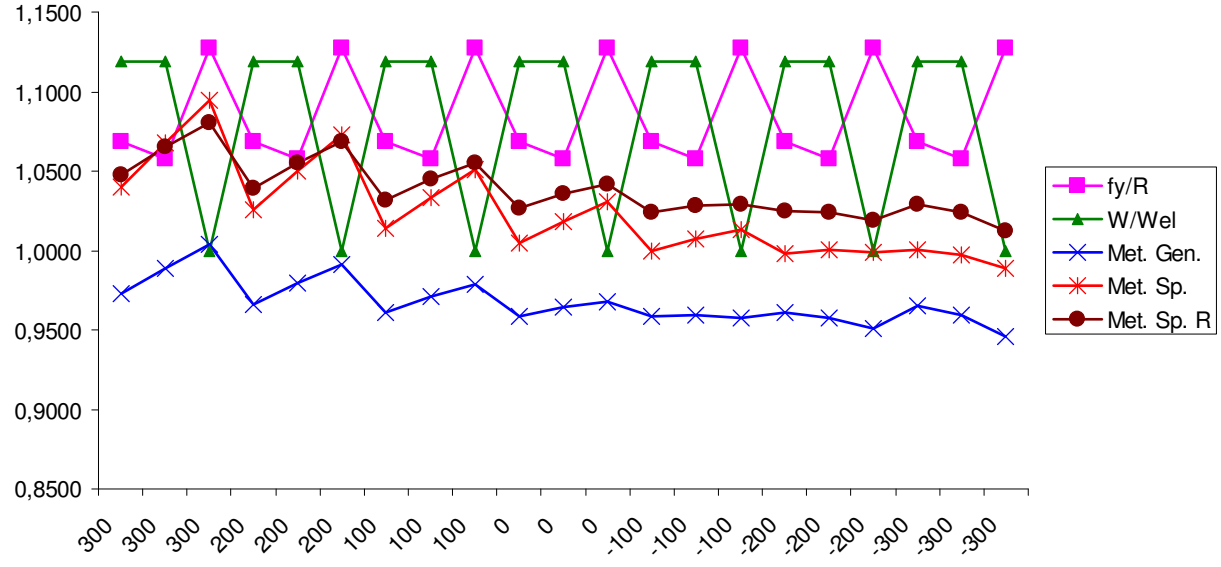


Fig. 7. Variaţii în funcţie de marca oţelului şi de poziţia încărcării pentru grinzile din familia B

Se ilustrează rezultatele (Fig. 7) pentru grinzile din familia B. Rezultatele sunt prezentate în serii de câte trei valori, respectiv pentru S235, S275 şi S355, pentru aceeaşi poziţie a încărcării. Secţiunea analizată este de clasa 1 pentru S235, clasa 2 pentru S275 şi clasa 3 pentru S355.

Cele trei rapoarte pornesc cu o tendinţă crescătoare, în funcţie de marca oţelului, pentru cazul încărcării la talpa superioară şi ajung la o tendinţă descrescătoare pentru încărcarea la talpa inferioară. Raportul $\mathbf{M_{b,Rd,1}/M_{cap}}$ se păstrează, în general, la valori subunitare; rapoartele $\mathbf{M_{b,Rd,2}/M_{cap}}$ şi $\mathbf{M_{b,Rd,3}/M_{cap}}$ sunt, în acest caz, între 1,01 şi 1,08, valorile date de metoda specială „coborând", „odată cu coborârea punctului de aplicare a încărcării", din vecinătatea celor date de metoda specială modificată, către valorile date de metoda generală. Valorile aceloraşi rapoarte pentru grinzile din familia A sunt mai coborâte.

3.7. Consideraţii suplimentare

Analizele efectuate s-au realizat pe secţiuni din table sudate; în cazul secţiunilor din profile laminate la cald, încadrarea pe curbe de flambaj, conform normei [1], se face pe curbe mai favorabile, în timp ce calculul conform normei [2] nu suferă modificări, prin urmare, este de aşteptat ca toate rapoartele analizate în lucrare să aibă valor mai mari.

Analize parametrice efectuate anterior [7] au evidenţiat că valorile de calcul ale acţiunilor estimate conform sistemului de norme Eurocod (EN 1990 [8]) rezultă cu circa 5 – 15% mai mari decât cele calculate conform sistemului de norme STAS (STAS 10101/0A-77 [9]). În consecinţă, dacă se ţine cont şi de calculul încărcărilor, situaţiile în care a rezultat că norma [1] pune în situaţii de nesiguranţă norma [2] (valori sub-unitare ale rapoartelor analizate), nivelul de asigurare conform [1] creşte suplimentar.

4. Concluzii

În cadrul normei [1], momentul încovoietor rezistent la flambaj lateral calculat cu metoda generală este de parte siguranţei faţă de cel calculat cu metoda specifică iar acesta, la rândul său, este mai mic, în general, decât cel calculat cu metoda specifică modificată.

Calculul conform metodei generale din norma [1] este, în general, pe cazurile analizate, acoperitor faţă de metoda din [2], aceasta chiar în condiţiile în care, pentru clasele 1 şi 2 de secţiuni, face apel la caracteristicile geometrice în domeniul plastic ale secţiunilor. Se constată o relativă compatibilitate între rezultatele celor două variante de metodă simplificată din [1] şi metoda din [2].

Aria secţiunii şi lăţimea acesteia au influenţe minore asupra diferenţelor de nivel de asigurare dintre cele două norme [1] şi [2] analizate. Se pot constata diferenţe de nivel de asigurare între cele două norme [1] şi [2] analizate în cazul variaţiei înălţimii grinzii, al poziţiei încărcării pe secţiunea transversală, al schimbării mărcii oţelului sau al utilizării profilelor laminate în loc de secţiuni din table sudate.

Coeficientul de distribuţie a materialului pe secţiune ($a = A_w/A$) şi zvelteţea grinzii au influenţe semnificative asupra diferenţelor dintre rezultatele obţinute cu cele două norme [1] şi [2].

Dacă se ţine cont de modul diferit de calcul al încărcărilor, rezultat din modul diferit de calcul al acţiunilor de calcul, aceasta aduce un spor de siguranţă de circa 5 – 15% pentru norma [1] în raport cu [2].

Bibliografie

[1] SR EN 1993-1-1 – Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oţel Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri, 2006
[2] STAS 10108/0-78 – Construcţii civile, industriale şi agricole. Calculul elementelor din oţel
[3] Timoshenko, S.P., Gere, J.M. – Theory of elastic stability. 2nd Edition. McGraw-Hill, 1961
[4] SN003b-EN-EU – Elastic critical moment for lateral torsional buckling
[5] ENV1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization
[6] LTBEAM – http://www.cticm.com/content/ltbeam-version-1011
[7] Ştefănescu, B.C., Köber, H. – Comparative Analyses STAS – EUROCODE for Members Subjected to Bending Moment and Shear Force, Lucrările Seminarului Construieşte cu STEEL, Cluj 21 – 22 mai 2011, pp. 121 – 132
[8] EN 1990 – Eurocode – Basis of structural design
[9] STAS 10101/0A-77 – Acţiuni în construcţii. Clasificarea şi gruparea acţiunilor pentru construcţii civile şi industriale.

CALCULUL RIGIDIZĂRILOR GRINZILOR CU INIMĂ PLINĂ ÎN CONFORMITATE CU EN 1993-1-5

CHECKING OF LONGITUDINAL AND TRANSVERSE STIFFENERS OF STEEL PLATE GIRDERS IN ACCORDANCE TO EN 1993-1-5

PETRU MOGA[1], ŞTEFAN I. GUŢIU[2], CĂTĂLIN MOGA[3], ALEXANDRA D. DANCIU[4]

Rezumat: *Rigidizările au rolul de mări rezistenţa la voalare a inimii grinzilor metalice, grinda putând fi prevăzută cu rigidizări transversale, rigidizări longitudinale sau de ambele tipuri.*
În lucrare este prezentată explicit baza teoretică de calcul a rigidizărilor conform normativului SR EN 1993-1-5/2006. Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente din plăci plane solicitate în planul lor, exemplificată într-o aplicaţie numerică, utilă pentru facilitarea însuşirii metodologiei de calcul.

Cuvinte cheie: grinzi cu inimă plină, rigidizări transversale, rigidizări longitudinale, normativ EN 1993-1-5

Abstract: *Stiffeners are intended to increase the buckling resistance of steel plate girders, the beam may be provided with transverse stiffeners, longitudinal stiffeners or both.*
In this paper the checking of the longitudinal and transverse stiffeners of the steel plate girders is presented. The verification is made in accordance with the Euronorm EN 1993-1-5: Plated structural elements, exemplified by a numerical application, useful in understanding the calculation methodology.

Keywords: steel plate girders, longitudinal and transverse stiffeners, Euronorm EN 1993-1-5: Plated structural elements

1. Introducere

Rigidizările au rolul de mări rezistenţa la voalare a inimii grinzilor metalice, grinda putând fi prevăzută cu rigidizări transversale, rigidizări longitudinale sau de ambele tipuri.

În funcţie de rigiditatea urmărită să fie obţinută, secţiunea rigidizărilor poate fi de tip platbandă, cu o rigiditate mică la încovoiere şi torsiune, de tip T sau L, în cazul rigidizărilor mai dezvoltate, sau secţiuni închise, atunci când este necesară o rigiditate foarte mare a acestora.

Rigidizările longitudinale contribuie de asemenea la majorarea rezistenţei la încovoiere a grinzii prin faptul că, în general, se reduce clasa secţiunii panourilor adiacente acesteia şi se măreşte secţiunea efectivă, în cazul inimilor Clasa 4. Această majorare este mai semnificativă dacă rigidizările longitudinale sunt proiectate astfel încât să poată fi considerate parte componentă a secţiunii transversale a grinzii, contribuind astfel la mărirea modului de rezistenţă.

[1] Profesor dr. ing., Universitatea Tehnică de din Cluj-Napoca (Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Civil Engineering Faculty), e-mail: Petru.Moga@infra.utcluj.ro
[2] Conferențiar dr. ing., Universitatea Tehnică de din Cluj-Napoca (Associate Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Civil Engineering Faculty), e-mail: Stefan.Gutiu@infra.utcluj.ro
[3] Șef Lucrări dr. ing., Universitatea Tehnică de din Cluj-Napoca (Lecturer, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Civil Engineering Faculty), e-mail: Catalin.Moga@dst.utcluj.ro
[4] Asistent dr. ing., Universitatea Tehnică de din Cluj-Napoca (Assistant Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Civil Engineering Faculty), e-mail: Alexandra.Stan@infra.utcluj.ro

În lucrare este prezentată explicit baza teoretică de calcul a rigidizărilor conform normativului SR EN 1993-1-5/2006. Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente din plăci plane solicitate în planul lor, exemplificată într-o aplicaţie numerică, utilă pentru facilitarea însuşirii metodologiei de calcul.

2. Baza teoretică de calcul a rigidizărilor

2.1. Rigidizări transversale

Pentru verificarea la flambaj a rigidizărilor, la calculul ariei se consideră secţiunea brută plus o lăţime egală cu $15\varepsilon t$ de fiecare parte a rigidizării, dar care să nu depăşească lăţimea de placă aferentă.

Rigidizările transversale trebuie să asigure reazeme rigide pentru panourile de inimă prevăzute cu sau fără rigidizări longitudinale. Rigidizările transversale trebuie analizate ca şi grinzi simplu rezemate, cu o imperfecţiune iniţială w_0, figura 1, unde w_0 = s/300, unde s = min(a_1, a_2, b)

- a_1; a_2 – lungimile panourilor adiacente rigidizării;
- b – distanţa dintre centrele de greutate a tălpilor sau deschiderea rigidizării transversale.

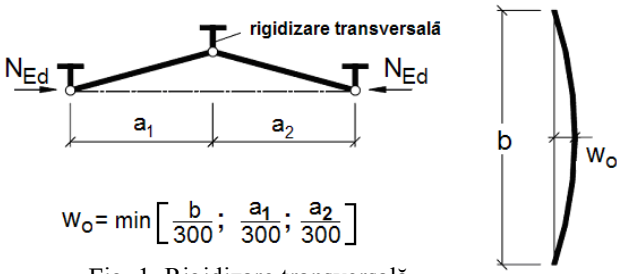


Fig. 1. Rigidizare transversală

Utilizând o analiză elastică de ordinul II, rigidizările transversale trebuie să verifice următoarele criterii privind stările limită ultime:

C1 - tensiunile maxime să nu depăşească f_y / γ_{M1};

C2 - săgeata suplimentară să nu depăşească b/300.

În absenţa unei forţe axiale sau a unor încărcări transversale concentrate, condiţiile anterioare se consideră satisfăcute dacă momentul de inerţie al rigidizării transversale îndeplineşte condiţia:

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E}\left(\frac{b}{\pi}\right)^4\left(1+w_0\frac{300}{b}u\right) \qquad (1)$$

Atunci când forţa de compresiune N_{Ed} nu este constantă pe înălţimea panoului de inimă, cum este în cazul grinzilor cu inimă plină, este importantă rezultanta eforturilor de compresiune pe zona comprimată a grinzii, care pentru simplitate, se extinde pe toată înălţimea panoului ca încărcare uniform distribuită. Dacă în panourile adiacente rigidizării forţa de compresiune este diferită se operează cu cea maximă.

În lucrarea [1], săgeata rigidizării transversale se evaluează considerând o încărcare transversală a acesteia cu o forţa concentrată $N_{transv} = 0.02 \cdot N_{b.Rd}^{s\ell}$, figura 2.

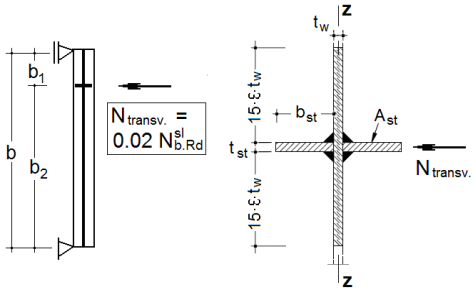


Fig. 2. Încărcare transversală

În această ipoteză se obţine condiţia:

$$w_{el} = \frac{N_{transv.} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{3\,E\,I_{st} \cdot b} \leq \frac{b}{300} \qquad (2)$$

Pentru simplificare, în absenţa forţelor axiale, se consideră că sunt îndeplinite criteriile C1 şi C2 utilizând o analiză elastică de ordinul I, luând în considerare o încărcare laterală uniform distribuită q, pe lungimea b a rigidizării, având valoarea:

$$q = \frac{\pi}{4}\sigma_m\left(w_0 + w_{el}\right) \tag{3}$$

unde: w_{el} – deformaţia elastică determinată prin calcul iterativ, sau poate fi luată cu valoarea maximă - b/300.

Pentru a evita flambajul prin răsucire a rigidizărilor cu secţiune deschisă se vor verifica condiţiile prevăzute de EN 1993-1-5 § 9.2 (8);(9):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3\frac{f_y}{E} \text{ (a)}, \quad \sigma_{cr} \geq \theta \cdot f_y \text{ (b)} \tag{4.a,b}$$

în care $I_T = 2\frac{b_{s\ell}t_{s\ell}^3}{3}$ (pentru rigidizări simple) şi I_p - momentul de inerţie polar al rigidizării fără inimă faţă de marginea fixată pe inimă: $I_p = 2\left(\frac{b_{s\ell}^3 \cdot t_{s\ell}}{3} + \frac{b_{s\ell} \cdot t_{sl}^3}{12}\right) \approx 2\frac{b_{s\ell}^3 \cdot t_{s\ell}}{3}$ (pentru rigidizări simple).

σ_{cr} - tensiunea critică elastică pentru flambaj prin torsiune, fără luarea în considerare a rotirii datorită plăcii: $\sigma_{cr} = G\frac{I_T}{I_p} = \frac{E}{2.6}\frac{I_T}{I_p} \approx 0.807 \cdot 10^6\left(\frac{t_{s\ell}}{b_{s\ell}}\right)^2$ - secţiuni din platbande; $\sigma_{cr} = \frac{1}{I_p}\left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{\ell_f^2} + GI_T\right)$ - secţiuni deschise relativ rigide la torsiune (L, T); θ - parametru care asigură un comportament de Clasa 3 a rigidizării.

Momentul de inerţie a rigidizărilor transversale care constituie reazeme rigide pentru panourile adiacente, trebuie să verifice condiţiile:

$$I_{st} \geq 1.5h_w^3t^3/a^2 \quad -pentru: \quad a/h_w < \sqrt{2} \tag{5.a}$$

$$I_{st} \geq 0.75h_wt^3 \quad -pentru: \quad a/h_w \geq \sqrt{2} \tag{5.b}$$

Verificarea rigidizării transversale din acţiunea forţei tăietoare prin dezvoltarea câmpurilor diagonale cu tensiuni de întindere.

Rigidizările transversale se verifică la flambaj (curba „c” de flambaj), pentru o forţă axială egală cu valoarea:

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\overline{\lambda}_w^2} f_{yw}h_wt_w/\left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right) \tag{6}$$

Forţa tăietoare se calculează la distanţa de $0.5 \cdot h_w$ măsurată de la marginea panoului la care forţa tăietoare este maximă. În cazul aplicării unor încărcări transversale, rigidizarea se verifică la compresiune axială, dacă are secţiune simetrică, sau la compresiune cu încovoiere pentru secţiuni nesimetrice (rigidizări dispuse numai pe o parte a inimii). Lungimea de flambaj a rigidizării se va considera minimum $0.75 \cdot h_w$.

Verificarea rigidizării din acţiunea forţei longitudinale şi a forţei transversale verticale concentrată

În cazul acţiunii simultane a unei forţe verticale şi a forţelor longitudinale direct aplicate sau rezultate din acţiunea momentului încovoietor se va adăuga o forţă de compresiune suplimentară, figura 3, stabilită cu relaţia (7) [2]:

$$\Delta N_{st.Ed} = \frac{\sigma_m b^2}{\pi^2} \tag{7}$$

În acest caz săgeţile rigidizării vor fi date de relaţiile:

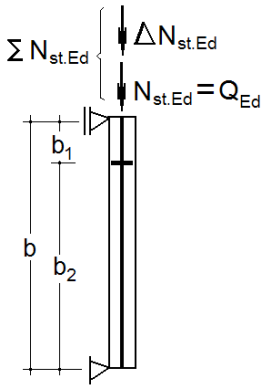


Fig. 3. Acțiuni simultane

$$f = w_0 + w = w_0 \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{st.Ed}}{N_{cr.st}}} \tag{8.a}$$

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr.st}}{\sum N_{st.Ed}} - 1} \tag{8.b}$$

Efortul unitar maxim în secțiunea rigidizării va fi cel corespunzător solicitării de compresiune și încovoiere:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st.Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st.Ed} \cdot f}{I_{st}} e_{\max} \tag{9}$$

Relațiile (8) și (9) sunt aplicabile pentru rigidizări simetrice (pe ambele părți).

În lucrarea [2] se prezintă metodologia de calcul pentru rigidizări nesimetrice (pe o singură parte a inimii). Relațiile de verificare C1 și C2 vor fi sub forma:

$$w \le \frac{b}{300}; \sigma_{\max} \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{10.a,b}$$

2.2. Rigidizări longitudinale

În absența unor încărcări axiale longitudinale ale grinzii, rigidizarea longitudinală se verifică la compresiunea rezultată din acțiunea momentului încovoietor, figura 4.

Condițiile (4), referitoare la rigidizările transversale se aplică, de asemenea și pentru rigidizările longitudinale. Rigidizările longitudinale discontinue care nu trec prin deschideri practicate în rigidizările transversale sau nu sunt prinse de părțile laterale ale acestor rigidizări, vor fi:

- folosite numai pentru inimi;
- neglijate în analiza globală;
- neglijate în calculul eforturilor;
- considerate în calculul lățimilor eficace a panourilor secundare ale inimii;
- considerate în calculul tensiunii elastice critice.

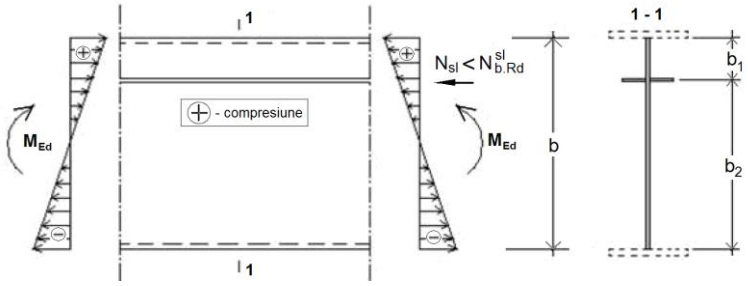


Fig. 4. Compresiune din acțiunea momentului încovoietor

3. Exemplu de calcul

Se verifică rigidizarea longitudinală și rigidizările transversale ale unei grinzi cu inimă plină. Se cunosc următoarele date de proiectare:

- alcătuirea constructivă a grinzii prezentată în figurile 5 și 6;
- se vor analiza două cazuri de încărcare, prezentate în figura 7.

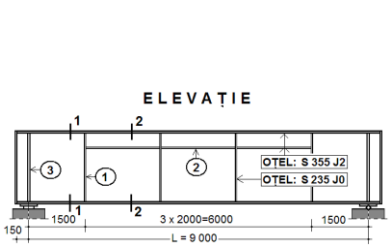


Fig. 5. Elevație

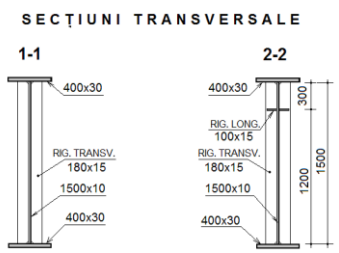


Fig. 6. Secțiuni transversale

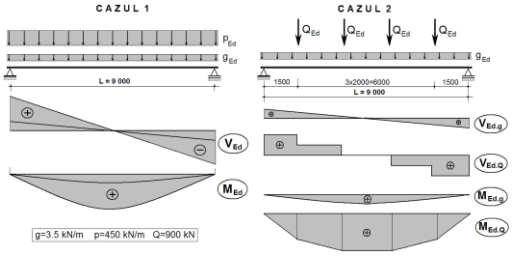


Fig. 7. Cazuri de încărcare

3.1. Evaluarea solicitărilor de calcul

Momente încovoietoare maxime şi forţele tăietoare la distanţa de $0.5 \cdot h_w$ de la reazem pentru cel două cazuri de încărcare sunt evaluate în Tabelul 1.

Tabelul 1

Momente încovoietoare şi forţele tăietoare

Cazul 1	Cazul 2
$g = 3.5\ kN/m;\ p = 450 kN/m$ Încărcarea de calcul va fi: $q_{Ed} = 680\ kN/m$ Momentul încovoietor de calcul (maxim): $M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = \frac{680 \cdot 9^2}{8} = 6\,885\ kNm$	$g = 3.5\ kN/m;\ Q = 900\ kN$ Momentul încovoietor de calcul (maxim): $M_{Ed} = \frac{g_{Ed} \cdot L^2}{8} + (2Q_{Ed} \cdot 3.5 - Q_{Ed} \cdot 2) == 6\,798\ kNm$
$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} - q_{Ed}(0.5h_w) == 2550\ kN$	$V_{Ed} = \frac{g_{Ed} \cdot L}{2} + 2Q_{Ed} - g_{Ed}(0.5 \cdot h_w) = 2718\ kN$

Prin urmare rigidizarea transversală se va verifica la o forţă tăietoare $V_{Ed} = 2718\ kN$ şi la o forţă concentrată transversală $N_{st.Ed} = Q_{Ed} = 1.5 \cdot 900 = 1350\ kN$.

3.2. Rigidizarea longitudinală

Se realizează din oţel S355. Rigidizarea longitudinală s-a dispus înspre mijlocul zonei inactive, respectiv la 300 mm sub talpa comprimată, figura 8, la o distanţă de $0.20 \cdot b$. Prin dispunerea rigidizării longitudinale panoul inimii este divizat în două subpanouri având laturile $b_1 = 300\ mm$ (subpanoul 1) şi $b_2 = 1200\ mm$ (subpanoul 2), figura 8.a. Rigidizarea longitudinală se realizează din două platbande dispuse pe o parte şi pe alta a inimii, cu dimensiunile de 100x15 mm, figura 8.c.

Rigidizarea solicitată la compresiune din încovoierea generală a grinzii

Având în vedere faptul că inima din cele două panouri adiacente rigidizării longitudinale este integral activă (efectivă), se evaluează clasa secţiunii platbandelor rigidizării longitudinale este clasa 1. Secţiunea şi caracteristicile de calcul ale rigidizării longitudinale (platbandele şi zonele aferente din inimă) sunt prezentate în figura 9. Pentru calculul rezistenţei la

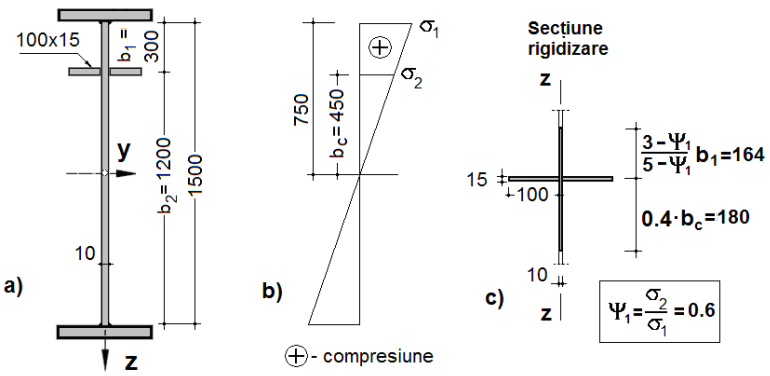


Fig. 8. Rigidizarea longitudinală

încovoierea a grinzii se adoptă un calcul simplificat, luând în considerare rezemarea rigidizării pe mediu elastic (comportare tip „placă”, fără considerarea interacţiunii placă-stâlp). Se obţin următoarele rezultate:

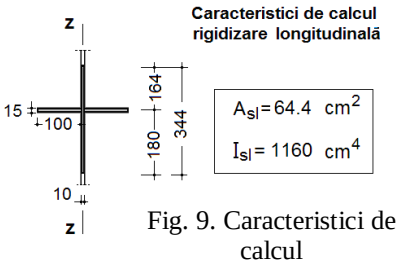


Fig. 9. Caracteristici de calcul

- lungimea teoretică de flambaj:

$$a_c = 4.33\sqrt[4]{\frac{I_{s\ell}\, b_1^2\, b_2^2}{t^3\, b}} = 433\,cm > a = 200\,cm$$

- forţa critică de flambaj pentru $a < a_c$: $N_{cr.s\ell} = \dfrac{\pi^2 E\, I_{s\ell}}{a^2} + \dfrac{E\, t^3 b\, a^2}{4\pi^2\left(1-\upsilon^2\right) b_1^2\, b_2^2} = 6\,280\,kN$

- coeficientul de zvelteţe redus: $\bar{\lambda}_c = \sqrt{\dfrac{A_{s\ell}\cdot f_y}{N_{cr.s\ell}}} = 0.60 \;\Rightarrow \chi = 0.78$ (curba c)

- efortul axial capabil al rigidizării longitudinale (rezistenţa la compresiune cu flambaj):

$$N_{b.Rd}^{s\ell} = \frac{\chi\cdot A_{s\ell}\cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (0.71\cdot f_y)\cdot A_{s\ell} = 1\,621\,kN$$

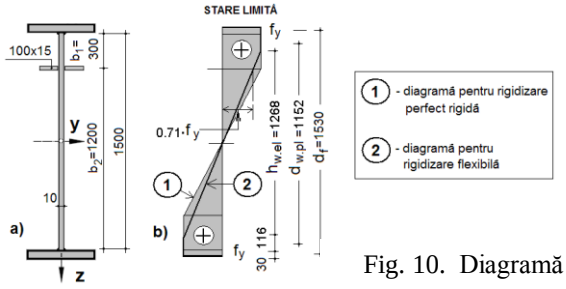


Fig. 10. Diagramă

Pentru a nu se produce flambajul rigidizării longitudinale din acţiunea momentului încovoietor, rezistenţa la încovoiere a grinzii se evaluează cu ajutorul diagramei (2) din figura 10, stabilită prin luarea în considerare a claselor secţiunii celor două subpanouri adiacente rigidizării.

Se obţine: $W_{el.pl} = A_f\cdot d_f + A_{w.pl}\cdot d_{w.pl} + \dfrac{t_w h_{w.el}^2}{6} = 22\,376\,cm^3$ şi rezistenţa la încovoiere a grinzii va fi: $M_{c.Rd}^r = \dfrac{W_{el.pl}\cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \dfrac{2.2376\cdot 10^4\cdot 3550}{1.0}10^{-4} = 7\,943\,kN\cdot m$. Având în vedere faptul că în ambele variante de încărcare a grinzii este respectată condiţia $M_{Ed} < M_{c.Rd}^r$, în rigidizarea longitudinală nu se va depăşi rezistenţa la compresiune.

Condiţiile prevăzute de EN 1993-1-5 §9.2 (8);(9), relaţiile (4.a, b) devin: relaţia (4.a)

$$\frac{I_T}{I_p} \approx \left(\frac{t_{sl}}{b_{sl}}\right)^2 \geq 5.3\frac{f_y}{E} \;\Rightarrow\; \frac{b_{s\ell}}{t_{s\ell}} \leq \sqrt{\frac{E}{5.3\cdot f_y}} = \begin{cases} 13 & -S235 \\ 10.5 & -S355 \end{cases}$$

θ - parametru care asigură un comportament de Clasa 3 a rigidizării. EC3-1-5 recomandă $\theta = 6$, fără să fie făcute precizări referitoare la tipul secţiunii rigidizării.
În lucrarea [2] se recomandă $\theta = 2$, pentru rigidizările cu secţiune deschisă şi $\theta = 6$ pentru rigidizările rigide la torsiune (secţiuni T, L).

În cazul analizat se consideră $\theta = 2$ şi se obţine : $\dfrac{b_{s\ell}}{t_{s\ell}} = \dfrac{100}{15} = 6.66 < 10.5 \;\Rightarrow$ condiţia (a) din EC3-1-5 este îndeplinită şi $\sigma_{cr} \approx 0.807\cdot 10^6\left(\dfrac{15}{100}\right)^2 = 18158\,daN/cm^2 = 5.11\cdot f_y \;\Rightarrow\; \theta = 5.11 > 2$.

3.3. Rigidizările transversale

Se realizează din oţel S235. Se verifică prima rigidizare de la reazem, unde forţa tăietoare este maximă. Secţiunea de calcul a rigidizării este prezentată în figura 11. Se trece la verificarea condiţiilor C1 şi C2.

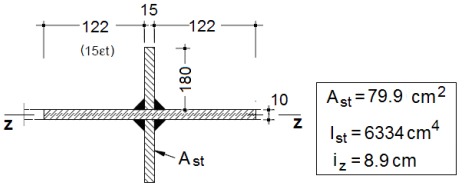


Fig. 11. Caracteristici de calcul

Se consideră acoperitor: $\sigma_{cr.c} / \sigma_{cr.p} = 1$. În acest caz se consideră că forţa de compresiune longitudinală este egală cu rezistenţa la compresiune a rigidizării longitudinale: $N_{Ed} = N_{b.Rd}^{s\ell} = 1\,621\,kN$
Se obţin următoarele valori numerice:

$$\sigma_m \approx \frac{1621 \cdot 10^2}{150}\left(\frac{1}{150}+\frac{1}{200}\right) = 12.6\ daN/cm^2; \quad u = \frac{\pi^2 2.1\cdot 10^6 \cdot 18.5}{2350 \cdot 300 \cdot 150/1.1} \approx 4 \geq 1.0$$

$I_{ref} = \frac{12.6}{2.1\cdot 10^6}\left(\frac{150}{\pi}\right)^4\left(1+\frac{150}{300}\frac{300}{150}4\right) = 156\ cm^4$. Condiţia $I_{st} \geq I_{ref}$ este îndeplinită.
Săgeata rigidizării transversale considerând o încărcare transversală a acesteia cu o forţa concentrată $N_{transv} = 0.02 \cdot N_{b.Rd}^{s\ell}$. În această ipoteză se obţine:

$$w_{el} = \frac{0.02 \cdot 1621 \cdot 10^2 \cdot 30^2 \cdot 120^2}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 6334 \cdot 150} 10 = 0.07\ mm < \frac{b}{300} = 5\ mm$$

Verificarea condiţiilor prevăzute de EN 1993-1-5 (§9.2 (8);(9), relaţiile (4.a,b):

Se consideră: $\theta = 2$. În cazul rigidizărilor transversale se obţine: $\frac{b_{s\ell}}{t_{s\ell}} = \frac{180}{15} = 12 < 13 \Rightarrow$ condiţia (a) din EC3-1-5 este îndeplinită; $\sigma_{cr} \approx 0.807 \cdot 10^6 \left(\frac{15}{180}\right)^2 = 5\,604\ daN/cm^2 = 2.38 \cdot f_y > 2 \cdot f_y$

Pentru panoul de reazem avem $a/h_w = 1 < \sqrt{2}$. $I_{st} = 6334\,cm^4 \geq 1.5 h_w^3 t^3 / a^2 = 225\,cm^4$.

Verificarea rigidizării transversale din acţiunea forţei tăietoare prin dezvoltarea câmpurilor diagonale cu tensiuni de întindere

Din acţiunea câmpului diagonal din panourile adiacente rigidizării se dezvoltă o forţa de compresiune rezultantă în rigidizare a cărei valoare de calcul se obţine din relaţia:

$$N_{Ed} = N_{st.ten} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} f_{yw} h_w t_w / \left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right) = 2718 - \frac{1}{1.62^2} 3550 \cdot 150 \cdot 1/(\sqrt{3} \cdot 1.1) \cdot 10^{-2} = 1653\,kN$$

Deoarece forţa de compresiune rezultată din acţiunea câmpului diagonal este mai mare decât forţa transversală concentrată, respectiv $N_{st.ten} > N_{st.Ed} = Q_{Ed}$, pentru verificarea rigidizării la compresiune se va utiliza forţa $N_{Ed} = N_{st.ten}$, unde: $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = 1.62$; $k_\tau = 5.34 + 4.00\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 9.34$

Secţiunea efectivă a rigidizării este de clasă 3, rezultă căsecţiunea este activă integral. Rezistenţa rigidizării la compresiune cu flambaj pentru $L_{cr} \approx 0.8 \cdot h_w$ este:

$$N_{b.Rd}^{st} = \chi \frac{A_{st} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 1707\ kN > N_{Ed} = 1653\,kN \text{ şi } \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1} = 0.14 < 0.2 \Rightarrow \chi = 1$$

Verificarea rigidizării din acţiunea forţei longitudinale şi a forţei transversale verticale concentrată

Având în vedere acţiunea simultană a forţei verticale şi a forţelor longitudinale rezultate din acţiunea momentului încovoietor, se va adăuga forţa de compresiune suplimentară $\Delta N_{st.Ed}$.

Relaţiile de verificare C1 şi C2 vor fi: $w \leq \frac{b}{300}$; $\sigma_{\max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Se obţin următoarele rezultate numerice:

$$\Delta N_{st.Ed} = \frac{\sigma_m b^2}{\pi^2} = \frac{12.6 \cdot 150^2}{\pi^2} 10^{-2} = 288\,kN, \quad \sum N_{st.Ed} = N_{st.Ed} + \Delta N_{st.Ed} = 1350 + 288 = 1638\ kN$$

$$N_{cr.st} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{st}}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 2.1\cdot 10^6 \cdot 6334}{(0.8\cdot 150)^2} = 2.9\cdot 10^6 \ daN \ , w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr.st}}{\sum N_{st.Ed}} - 1} = 0.03\, cm \le \frac{b}{300} = 0.5\, cm$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st.Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st.Ed} \cdot f}{I_{st}} e_{\max} = 1943\, daN/cm^2 < \frac{2350}{1.1} = 2136 daN/cm^2$$

Condiţiile prevăzute sunt îndeplinite.

4. Concluzii şi comentarii

Rigidizările au rolul de a preîntâmpina fenomenul de voalare a inimii grinzilor metalice, grinda putând fi prevăzută cu rigidizări transversale, rigidizări longitudinale sau de ambele tipuri.

Rigidizările longitudinale contribuie de asemenea la majorarea rezistenţei la încovoiere a grinzii prin faptul că, în general, se reduce clasa secţiunii panourilor adiacente acesteia şi se măreşte secţiunea efectivă, în cazul inimilor Clasa 4. Această majorare este mai semnificativă dacă rigidizările longitudinale sunt proiectate astfel încât să poată fi considerate parte componentă a secţiunii transversale a grinzii, contribuind astfel la mărirea modulului de rezistenţă.

În urma analizei se pot face următoarele precizări şi observaţii:

- Conform [2] , la calculul σ_m se poate considera acoperitor: $\sigma_{cr.c} / \sigma_{cr.p} = 1$;
- EN 1993-1-5 recomandă $\theta = 6$ la verificarea condiţiei $\sigma_{cr} \ge \theta \cdot f_y$, fără să fie făcute precizări referitoare la tipul secţiunii rigidizării;
- În lucrarea [2] se recomandă $\theta = 2$, pentru rigidizările cu secţiune deschisă şi $\theta = 6$ pentru rigidizările rigide la torsiune (secţiuni T, L);
- Pentru $\theta = 2$, relaţia (5.a) devine: $\frac{I_T}{I_p} \ge 5.2 \frac{f_y}{E}$ (5.2 în loc de 5.3 dat în EC3-1-5);
- Pentru $\theta = 6$, relaţia (5.a) devine: $\frac{I_T}{I_p} \ge 15.6 \frac{f_y}{E} \Rightarrow \frac{b_{s\ell}}{t_{s\ell}} \le \sqrt{\frac{E}{15.6 \cdot f_y}} = \begin{cases} 7.6 - S235 \\ 6.2 - S355 \end{cases}$;
- Condiţia $\theta = 6$ nu se justifică pentru rigidizările din platbande simple;
- Relaţia (5.a) corespunde pentru $\theta = 2.04$.

Bibliografie

[1] Bjorn Akesson - Plate Buckling in Bridges and other Structures. Taylor & Francis. London. 2007.
[2]. Johansson, B., Maquoi , R., Sedlacek, G., Muller, C., Beg, D.: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 „Plated structural elements" (programme of CEN/TC 250). 2007.
[3]. Moga, P. Guțiu Șt., Moga C.: Bazele proiectării elementelor din oţel. Aplicare euronorme U.T.PRESS. 2011.
[4]. *** SR EN 1993-1-1/2006. Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri.
[5]. *** SR EN 1993-1-5/2006. Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente din plăci plane solicitate în planul lor.
[6]. ***ESDEP (1994). European Steel Design Education Programme. The ESDEP Society – The Steel Construction Institute. Bekshire, UK.

ÎMBINĂRI CU ŞURUBURI PE FLANŞĂ RECTANGULARĂ

JOINT RECTANGULAR FLANGE SCREWS

LUCIAN NEGREI [1], DANIELA PREDA [2]

Rezumat: *În prezent, calculul în Construcţii Metalice este reglementat prin Euronorme, care au fost adoptate şi în România. Alcătuirea şi calculul îmbinărilor sunt reglementate prin SR EN 1993-1-8:2006.*
Analiza conţinutului tehnic al acestei norme conduce la concluzii îngrijorătoare referitoare la concepţia de calcul, rezolvările de detaliu şi nivelul de siguranţă conferit prin proiectare.
SR EN 1993-1-8:2006 dezvoltă în detaliu calculul pe flanşă rectangulară pe baza unor scenarii de plastificare în flanşă şi în distribuţia eforturilor de întindere în şuruburi. Acest aspect este o greşeală de concepţie deoarece nu se pot admite plastificări în îmbinare (plastificarea se admite numai pe zone dirijate pe lungimea elementului).
Ca urmare a celor enunţate mai sus, a fost elaborat procedeul de alcătuire şi calcul conţinut în această lucrare. Procedeul are la bază distribuţia elastică a tensiunilor în şuruburi şi pe zona comprimată a secţiunii elementului.

Cuvinte cheie: îmbinare, flanşă rectangulară, şuruburi, zonă activă, centru de rotire.

Abstract: *At present the steel structures calculus is settled by EUROCODES, which have been adopted in Romania as well. The joints make up and calculus are settled by SR EN 1993-1-8:2006.*
The analyses of the technical contents of this code leads to worrying conclusions referring to the calculus conception, the detailed resolutions and the security level conferred by the design.
SR EN 1993-1-8:2006 develops in detail the rectangular flange calculus based on flange plastification ideas and in the distribution of the screw tensile strength.
This aspect is a conception mistake, because plastification in joints is not allowed (plastification is permitted only an areas directed on the length of the structural element).
Following, the make up and calculus procedure has been performed in this work.
This procedure is based on the elastic distribution of the screw tensile strength and on the compressed area of the structural element cross-section.

Keywords: joint, rectangular flange, screws, active area.

1. Domeniul de aplicare

Îmbinările cu şuruburi pe flanşă rectangulară se utilizează:

- la îmbinarea „grindă-stâlp” pe ramificaţie (fig. 1); pe lungimea ramificaţiei [a] se poate conforma zona „plastic-potenţială”;

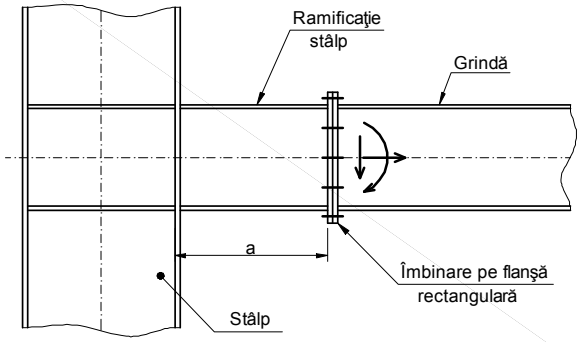


Fig. 1

[1] Prof.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Professor, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Constructii Civile, Industriale si Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: steeldep@utcb.ro
[2] Prof.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Professor, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Constructii Civile, Industriale si Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dpreda@utcb.ro

- la îmbinarea tronsoanelor de grindă;
- la îmbinarea tronsoanelor de stâlp.

2. Principiul de alcătuire şi calcul

- Componentele îmbinării,
  - flanşa rectangulară, care transmite eforturile de la element la şuruburi;
  - şuruburi;
  - zona activă a elementului – zona cu tensiuni de compresiune care echilibrează tensiunile de întindere din şuruburi.
- Parametrii de calcul,
  - lungimea zonei active [z_0];
  - rezultanta eforturilor de întindere în şuruburi [N_a];
  - rezultanta tensiunilor de compresiune pe zona activă a secţiunii elementului [N_c].
- Pentru determinarea parametrilor de calcul se foloseşte următorul sistem de ecuaţii:
  - ecuaţia ipotezei secţiunilor plane, în calculul elastic al componentelor îmbinării;
  - ecuaţii de echivalenţă între tensiuni şi eforturi [$M_y; N$];

Sistemul de ecuaţii nu are soluţii explicite, care să corespundă cerinţelor practicii de proiectare, fiind necesară o rezolvare iterativă, dificilă.

Ţinând cont de aceste aspecte, în lucrare se propune o soluţie, care parcurge următoarele etape:

a) verificarea de rezistenţă a elementului în secţiunea adiacentă îmbinării;
b) determinarea lungimii zonei active;
c) determinarea caracteristicilor de calcul ale secţiunii îmbinării;
d) determinarea eforturilor şi efectuarea verificărilor în secţiunea îmbinării.

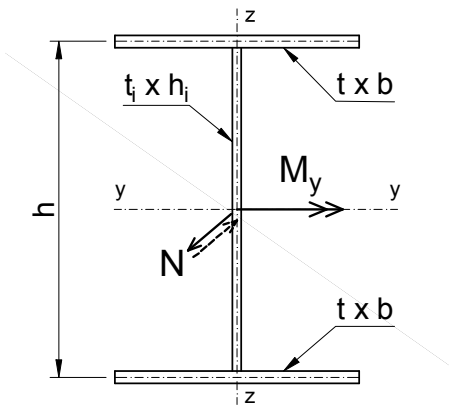
a. Verificare de rezistenţă element

Verificarea de rezistenţă se face în secţiunea adiacentă îmbinării, în solicitare compusă [$M_y; N$].

În calculul componentelor îmbinării se vor utiliza parametrii [$m_y; n; \rho_y$].

În relaţiile de calcul, [semnul algebric] se utilizează după cum urmează:

- [semnul algebric] superior – pentru cazurile în care [N] este efort axial de întindere;
- [semnul algebric] inferior – pentru cazurile în care [N] este efort axial de compresiune.



Caracteristicile elastice ale secţiunii.

$$A_i = t_i \cdot h_i \quad ; \quad A_t = t \cdot b \quad ; \quad A = A_i + 2 \cdot A_t \; ; \quad \beta = \frac{2 \cdot A_t}{A_i}$$

$$W_{ey} = \frac{1}{6} \cdot \frac{1+3 \cdot \beta}{1+\beta} \cdot \left(A \cdot h \right) \quad ; \quad \rho_y = \frac{W_{ey}}{A} \quad \text{(raza sâmburelui central)}$$

Eforturi elastic-capabile.

$$M_{ey} = W_{ey} \cdot R \quad ; \quad N_e = A \cdot R$$

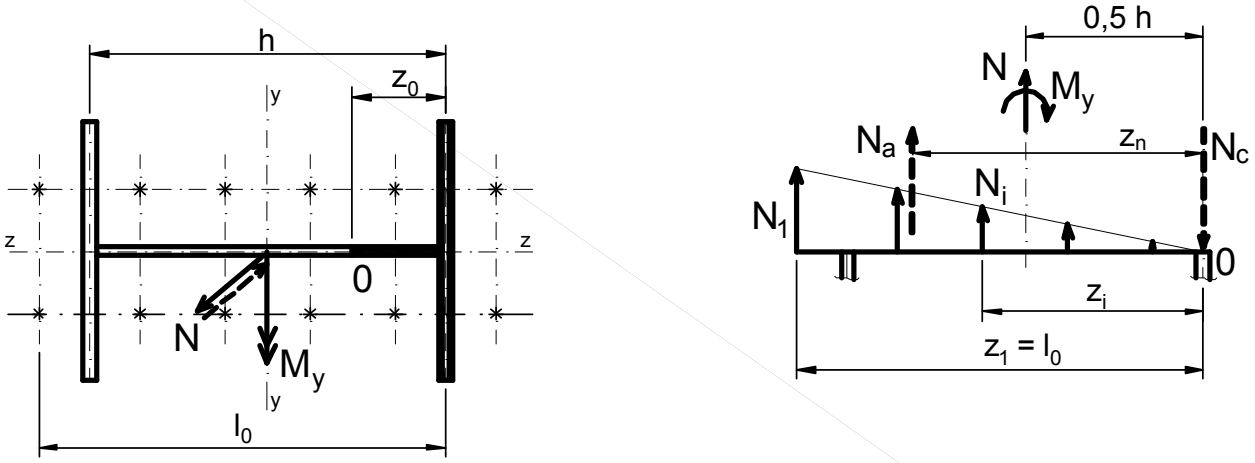
în care: R – rezistenţa de calcul a oţelului.
Verificare.

$$m_y = \frac{M_y}{M_{ey}} \le 1,0 \quad ; \quad n = \frac{N}{N_e} \le 1,0 \quad ; \quad m_y + n \le 1,0$$

b. Evaluare lungime zonă activă.

Zona activă reprezintă zona comprimată a secţiunii elementului (fig. 2a) definită prin lungimea [z_0].

Lungimea zonei active [z_0] se evaluează considerând centrul de rotire [O] în axa tălpii comprimate a secţiunii elementului (fig. 2b),



a b

Fig. 2

- Caracteristici în coordonate [z_i] (fig. 2b),

$$\sum z_i = 2 \cdot \left[z_1 + z_2 + ... \right]$$

$$\sum z_i^2 = 2 \cdot \left[z_1^2 + z_2^2 + ... \right]$$

- Poziţia rezultantei [N_a] a eforturilor de întindere în şuruburi, este determinată de relaţia:

$$z_n = \frac{\sum z_i^2}{\sum z_i}$$

- Valoarea rezultantei [N_a]:

$$\alpha_1 = \frac{0,5 \cdot h}{\rho_y} \quad ; \quad N_a = \left[m_y \pm \alpha_1 \cdot n \right] \cdot \frac{M_{ey}}{z_n}$$

în care: [semnul algebric] superior pentru cazul în care [N] este efort axial de întindere.

- Rezultanta [N_c] a tensiunilor de compresiune se determină cu relaţia:

$$\alpha_2 = \frac{z_n - 0,5 \cdot h}{\rho_y}; \qquad N_c = \left[m_y \mp \alpha_2 \cdot n \right] \cdot \frac{M_{ey}}{z_n}$$

în care: [semnul algebric] superior pentru cazul în care [N] este efort axial de întindere.

- Verificare în efort axial [N]*,

$$N_a - N_c = \pm N$$

* Verificarea este implicit îndeplinită dacă rezultantele [$N_a; N_c$] sunt corect calculate.

- Verificare în [M]*,

$$N_a \cdot \left(z_n - 0,5 \cdot h \right) + N_c \cdot 0,5 \cdot h = M_y$$

* Verificarea este implicit îndeplinită dacă valorile [$N_a; N_c$] sunt corect calculate.

- Efort maxim [N_1] corespunzător unui singur şurub,

$$N_1 = N_a \cdot \frac{z_1}{\sum z_i}$$

- Diametrul necesar [d] al şurubului,

$$d = 1,3 \cdot \left[\frac{1,25 \cdot N_1}{R_{ib}} \right]^{0,5}$$

în care: [R_{ib}] – reprezintă rezistenţa de calcul la întindere a oţelului din şurub.

- Verificare şurub,

$$N_{e1} = A_s \cdot R_{ib}$$

$$n_1 = \frac{1,25 \cdot N_1}{N_{e1}} \le 1,0$$

în care: [A_s] – reprezintă aria secţiunii de rezistenţă în zona filetată.

- Evaluare lungimii zonei active [z_0] (fig. 2a),

$$\alpha = \left(1 + \beta \right) \cdot \frac{N_c}{N_1} \cdot \frac{A_b}{A} \qquad ; \qquad \alpha_s = \frac{l_0}{h}$$

$$\xi = \left[\left(0,5 \cdot \beta + \alpha \right)^2 + 2 \cdot \alpha_s \cdot \alpha \right]^{0,5} - \left(0,5 \cdot \beta + \alpha \right)$$

$$z_0 = \xi \cdot h$$

în care: [β] – reprezintă coeficientul de distribuţie a materialului în secţiunea elementului [vezi pct. a];

[A_b] – aria secţiunii şurubului în zona nefiletată; $A_b = \dfrac{\pi \cdot d^2}{4}$

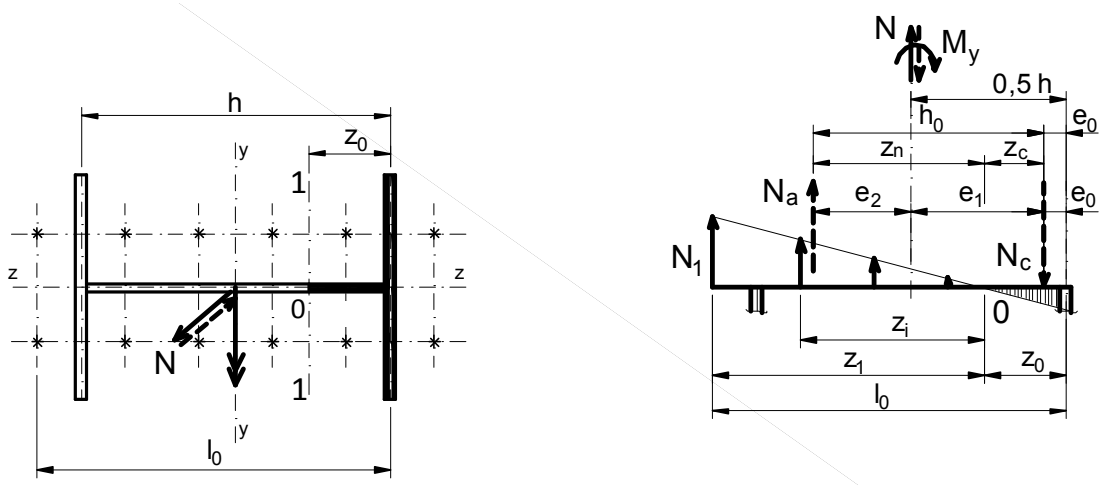
[A] – aria secţiunii elementului [vezi pct. a];

[l_0] – distanţa măsurată între axa tălpii comprimate şi axa şuruburilor cu întindere maximă [N_1] (fig. 2b);

- Parametrii [ξ; z_0] sunt utilizaţi în calculul de la [pct. c şi pct. d]

c. Caracteristici de calcul ale secţiunii îmbinării.

Caracteristicile de calcul se determină faţă de axa [1-1] (fig. 3a) care defineşte zona comprimată a secţiunii elementului.



a b

Fig. 3

- Caracteristici în coordonate [z_i]* (fig. 3b),

$$\sum z_i = 2 \cdot \left[z_1 + z_2 + ... \right]$$

$$\sum z_i^2 = 2 \cdot \left[z_1^2 + z_2^2 + ... \right]$$

* Se introduc în calcul numai coordonatele [z_i] ale şuruburilor active.

- Poziţia rezultantei [N_a] a şuruburilor active,

$$z_n = \frac{\sum z_i^2}{\sum z_i}$$

- Poziţia rezultantei [N_c] a zonei active,

$$z_c = \frac{\beta + 0,66 \cdot \xi}{\beta + \xi} \cdot z_0$$

- Poziţia [e_0],

$$e_0 = \frac{0,33 \cdot \xi}{\beta + \xi} \cdot z_0$$

- Braţul de pârghie, între rezultantele [$N_a ; N_c$],

$$h_0 = z_n + z_c$$

- Aria echivalentă [A_0] în compresiune,

$$A_0 = \frac{0,5 \cdot \left(\xi + \beta \right)}{1 + \beta} \cdot A$$

în care: [β] – reprezintă coeficientul de distribuţie a materialului în secţiunea elementului conform [pct. a].

d. Eforturi; verificări de rezistenţă ale elementelor îmbinării.

- Rezultanta [N_a] a eforturilor de întindere în şuruburi,

$$e_1 = 0,5 \cdot h - e_0 \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{e_1}{\rho_y}$$

$$N_a = \left[m_y \pm \alpha_1 \cdot n \right] \cdot \frac{M_{ey}}{h_0}$$

în care: [semnul algebric] superior pentru cazul în care [N] este efort axial de întindere.

- Rezultanta [N_c] a tensiunilor de compresiune pe zona activă a secţiunii elementului,

$$e_2 = \left(h_0 + e_0\right) - 0,5 \cdot h \;\; ; \qquad \alpha_2 = \frac{e_2}{\rho_y}$$

$$N_c = \left[m_y \mp \alpha_2 \cdot n \right] \cdot \frac{M_{ey}}{h_0}$$

în care: [semnul algebric] superior corespunde cazului în care [N] este efort axial de întindere.

- Verificare în efort axial [N]*,

$$N_a - N_c = \pm N$$

* Verificarea este implicit îndeplinită dacă eforturile [N_a; N_c] sunt corect calculate.

- Verificare în moment încovoietor [M_0]*,

$$N_a \cdot z_n + N_c \cdot z_c = M_y \pm N \cdot \left(0,5 \cdot h - z_0\right)$$

* Verificarea este implicit îndeplinită dacă eforturile [N_a; N_c] sunt corect calculate.

- Verificarea şuruburilor cu efort maxim [N_1],

$$N_1 = N_a \cdot \frac{z_1}{\sum z_i} \qquad ; \qquad N_{e1} = A_s \cdot R_{ib}$$

$$n_1 = \frac{N_1}{N_{e1}} \le 1,0$$

- Verificarea zonei active a secţiunii elementului,

$$N_{ec} = A_0 \cdot R$$

$$n_c = \frac{N_c}{N_{ec}} \le 1,0$$

- Reevaluare [z_0^*],

$$\alpha = \left(1 + \beta\right) \cdot \frac{N_c}{N_1} \cdot \frac{A_b}{A} \qquad ; \qquad \alpha_s = \frac{l_0}{h}$$

$$\xi = \left[\left(0,5 \cdot \beta + \alpha\right)^2 + 2 \cdot \alpha_s \cdot \alpha \right]^{0,5} - \left(0,5 \cdot \beta + \alpha\right)$$

$$z_0^* = \xi \cdot h \;\; ; \;\; z_0^* \le z_0$$

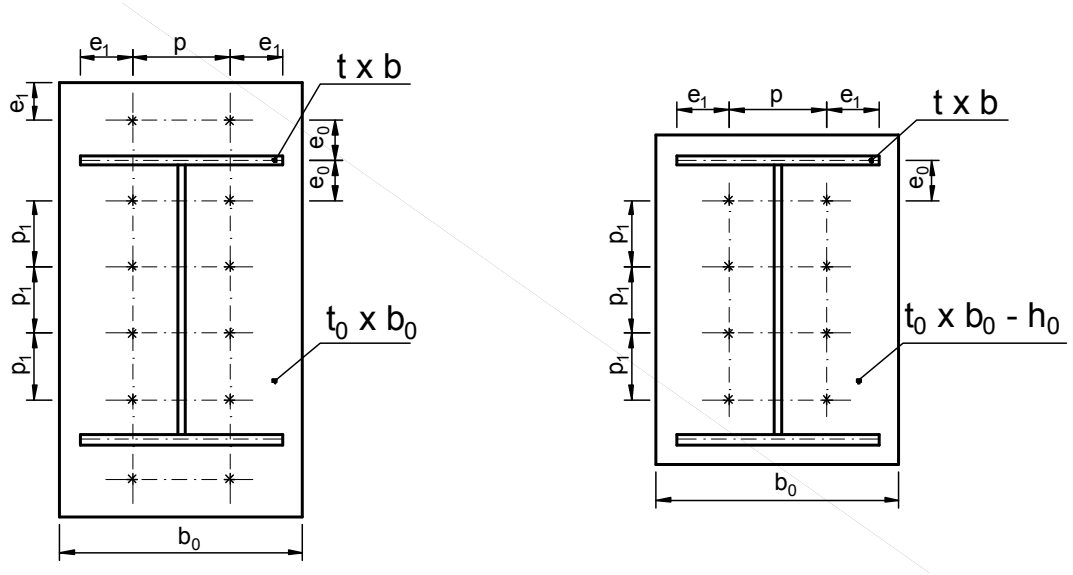
în care: [l_0] – reprezintă distanţa măsurată între axa tălpii comprimate şi axa şuruburilor cu efort maxim [N_1].

3. Poziţionarea şuruburilor pe flanşă.

Poziţionarea şuruburilor pe flanşă (fig. 4) defineşte modul de determinare a grosimii [t_0] a flanşei.

În funcţie de valorile eforturilor [M_y; V_y; N] pot fi utilizate tipurile de flanşă:

a. Flanşă extinsă (fig. 4a);
b. Flanşă limitată (fig. 4b).



a b

Fig. 4

- Lăţimea flanşei,

$$b_0 = b + 4 \cdot t$$

în care: $[b; t]$ - reprezintă dimensiunile secţiunii tălpii întinse.

- Înălţimea flanşei, în cazul „flanşă limitată”,

$$h_0 = h + 5 \cdot t$$

în care: $[h]$ – reprezintă înălţimea măsurată între axele tălpilor;
$[t]$ - grosimea tălpii.

- Distanţa faţă de axa tălpii întinse $[e_0]$,

$$e_0 \geq \left[\frac{b}{4} - \frac{d_m}{2} \right] \quad ; \quad e_0 \geq \left[d_m + \frac{t}{2} \right]$$

în care: $[d_m]$ – reprezintă diametrul mediu al capului şurubului;
$[b; t]$ - dimensiunile secţiunii tălpii întinse.

- Distanţa între şuruburi $[p]$ la talpa întinsă,

$$p \leq \left[2 \cdot e_0 + d_m \right] \quad ; \quad p \geq \left[\frac{3}{2} \cdot d_m \right] \quad ; \quad p \cong \frac{b}{2}$$

- Distanţa $[e_1]$ faţă de extremitatea lăţimii tălpii sau faţă de extremitatea flanşei,

$$e_1 \geq \frac{5}{4} \cdot d_m$$

- Distanţa între şuruburi $[p_1]$, pe înălţimea inimii secţiunii,

$$p_1 \leq \left[p + d_m \right] \quad ; \quad p_1 \geq \left[\frac{3}{2} \cdot d_m \right]$$

4. Grosime flanşă.

Determinarea grosimii flanşei este condiţionată de poziţionarea şuruburilor conform [pct. 3]. Grosimea flanşei $[t_0]$ se determină cu relaţia,

$$t_0 = k_0 \cdot \left[\left(m_y \pm n \right) \cdot \frac{R}{R_0} \cdot \frac{e_0}{b} \cdot A_t \right]^{0,5}$$

în care: [semnul algebric] superior corespunde cazului în care $[N]$ este efort axial de întindere;

[m_y; n] – coeficienţi de pondere ai eforturilor [M_y; N] conform [pct. a];

[R] – rezistenţa de calcul la întindere a oţelului din talpa întinsă a grinzii;

[R_0] – rezistenţa de calcul la întindere a oţelului din flanşă;

[A_t] – aria secţiunii tălpii întinse a grinzii;

[k_0] – coeficient de dimensionare, cu valorile care se enunţă în continuare.

- În cazurile în care se poate lua în calcul efectul de pârghie [vezi pct. c],

  $k_0 = \sqrt{3/2}$, pentru dimensionare în elastic;

  $k_0 = 1,0$, pentru dimensionare în plastic [vezi pct. d].

- În cazurile în care nu se poate lua în calcul efectul de pârghie [vezi pct. c],

  $k_0 = \sqrt{3}$, pentru dimensionare în elastic;

  $k_0 = \sqrt{2}$, pentru dimensionare în plastic [vezi pct. d].

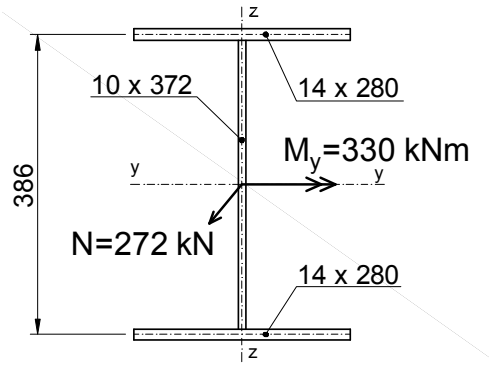
- Efectul de pârghie poate fi luat în calcul în următoarele condiţii,
  a. şuruburile sunt poziţionate în condiţiile prevăzute la [pct. 3];
  b. flanşa îndeplineşte condiţiile de planeitate după sudare;
  c. flanşa îndeplineşte condiţiile de contact după montaj.
- Grosimea flanşei [t_0] poate fi determinată prin calcul plastic numai pentru îmbinări secundare, fără cerinţe imperative asupra continuităţii elementului în îmbinare.
- Se recomandă,

  $k_0 = \sqrt{3/2}$

5. Exemplu numeric.

Se analizează îmbinarea din fig. 1.

Secţiune



$S235$; $R = 235\,N/mm^2$

Flanşă rectangulară extinsă

$32\,x\,336 - 606$; $S\,235$

$26\,x\,336 - 600$; $S\,355$

Suruburi

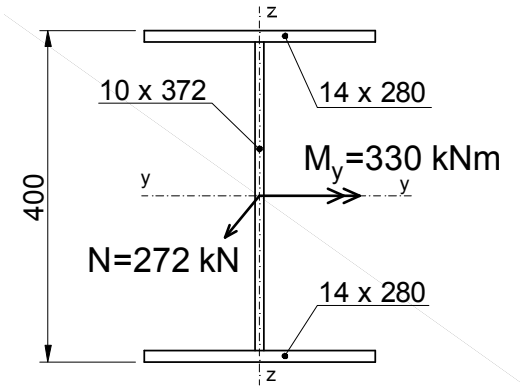
$12\,M\,27$; $[10.9]$; $R_{ib} = 720\,N/mm^2$; $A_s = 4,59\,cm^2$; $A_b = 5,72\,cm^2$; $d_m = 44,2\,mm$

Eforturi

$M_y = 330\,kNm$; $M_{ey} = 412\,kNm\,m_y = 0,801$; $m_y = 0,801$

$N = 272\,kN$; $n = 0,100$ $(\hat{i}ntindere)$

a. Verificare de rezistenţă element



- Caracteristici elastice ale secţiunii

$A_i = 1,0 \cdot 37,2 = 37,2\,cm^2$; $A_t = 1,4 \cdot 28,0 = 39,2\,cm^2$; $A = 37,2 + 2 \cdot 39,2 = 115,6\,cm^2$

$\beta = \dfrac{2 \cdot 39,2}{37,2} = 2,11$; $W_{ey} = \dfrac{1}{6} \cdot \dfrac{7,33}{3,11} \cdot (115,6 \cdot 38,6) = 1753\,cm^3$; $\rho_y = \dfrac{1753}{115,6} = 15,2\,cm$

- Eforturi elastic capabile

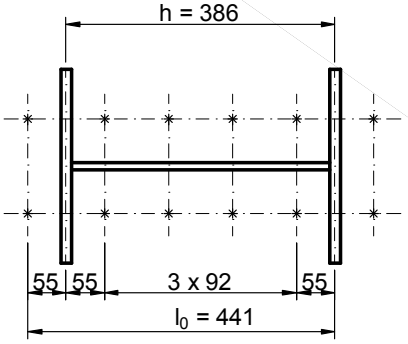
$M_{ey} = 1753 \cdot 10^3 \cdot 235 = 412\,kNm$; $N_e = 115,6 \cdot 10^2 \cdot 235 = 2717\,kN$

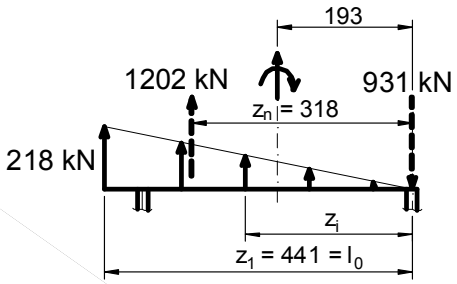
- Verificare.

$m_y = \dfrac{330}{412} = 0,801 < 1,0$; $n = \dfrac{272}{2717} = 0,100 < 1,0$

$0,801 + 0,100 = 0,901 < 1,0$

b. Evaluare lungime zonă activă





- Caracteristici în [z_i]

$z_1 = 44,1\,cm$; $z_2 = 33,1\,cm$; $z_3 = 23,9\,cm$ $z_4 = 14,7\,cm$; $z_5 = 5,5\,cm$

$\sum z_i = 2 \cdot [44,1 + 33,1 + 23,9 + 14,7 + 5,5] = 243\,cm$

$\sum z_i^2 = 2 \cdot \left[44,1^2 + 33,1^2 + 23,9^2 + 14,7^2 + 5,5^2 \right] = 7716\,cm^2$

- Poziţia [z_n]

$z_n = \dfrac{7716}{243} = 31,8\,cm$

- Rezultanta [N_a]

$\alpha_1 = \dfrac{0,5 \cdot 38,6}{15,2} = 1,270$; $N_a = [0,801 + 1,270 \cdot 0,100] \cdot \dfrac{412}{0,318} = 1202\,kN$

- Rezultanta [N_c]

$$\alpha_2 = \frac{31,8 - 0,5 \cdot 38,6}{15,2} = 0,822 \quad ; \quad N_c = \left[0,801 - 0,822 \cdot 0,100\right] \cdot \frac{412}{0,318} = 931 kN$$

- Verificare în [N]

$$1202 - 931 = 271 kN \quad ; \quad N = 272 kN$$

- Verificare în [M]

$$1202 \cdot \left(0,318 - 0,193\right) + 931 \cdot 0,193 = 330 kNm \quad ; \quad M_y = 330 kNm$$

- Efort maxim [N_1]

$$N_1 = 1202 \cdot \frac{44,1}{243} = 218 kN$$

- Diametrul necesar [d] al şurubului

$$d = 1,3 \cdot \left[\frac{1,25 \cdot 218 \cdot 10^3}{720}\right]^{0,5} = 25,3 mm$$

$M27$; $\left[10.9\right]$; $R_{ib} = 720 N/mm^2$; $A_s = 4,59 cm^2$; $A_b = 5,72 cm^2$; $d_m = 44,2 mm$

- Verificare şurub,

$$N_{e1} = 4,59 \cdot 10^2 \cdot 720 = 330 kN \quad ; \quad n_1 = \frac{1,25 \cdot 218}{330} = 0,826 < 1,0$$

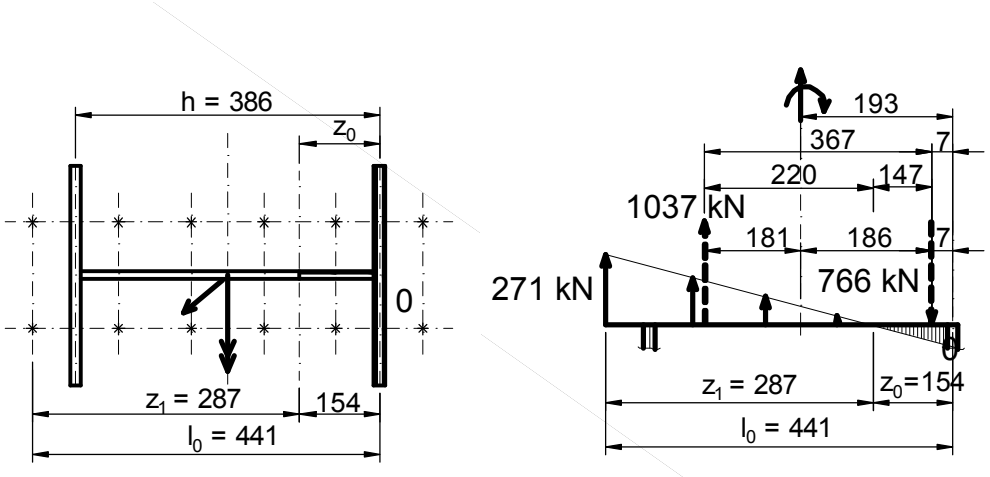
- Evaluarea lungimii zonei active [z_0],

$$\alpha = \left(1,0 + 2,11\right) \cdot \frac{931}{218} \cdot \frac{5,72}{115,6} = 0,657$$

$$\alpha_s = \frac{441}{386} = 1,142 \quad ; \quad 0,5 \cdot \beta + \alpha = 0,5 \cdot 2,11 + 0,657 = 1,712$$

$$\xi = \left[1,712^2 + 2 \cdot 1,142 \cdot 0,657\right]^{0,5} - 1,712 = 0,398 \quad ; \quad z_0 = 0,398 \cdot 386 = 154 mm$$

c. Caracteristici de calcul ale secţiunii îmbinării.



- Caracteristici în [z_i]

$$z_1 = 28,7 cm \quad ; \quad z_2 = 28,7 - 11 = 17,7 cm \quad ; \quad z_3 = 17,7 - 9,2 = 8,5 cm$$

$$\sum z_i = 2 \cdot \left[28,7 + 17,7 + 8,5\right] = 110 cm$$

$$\sum z_i^2 = 2 \cdot \left[28,7^2 + 17,7^2 + 8,5^2\right] = 2418 cm^2$$

- Poziţia [z_n]

$$z_n = \frac{2418}{110} = 22\,cm$$

- Poziţia [z_c]

$$z_c = \frac{2,11 + 0,66 \cdot 0,348}{2,11 + 0,348} \cdot 15,4 = 14,7\,cm$$

- Poziţia [e_0]

$$e_0 = \frac{0,33 \cdot 0,348}{2,11 + 0,348} \cdot 15,4 = 0,7\,cm$$

- Braţ de pârghie [h_0],

$$h_0 = \ 22 + 14,7 = 36,7\,cm$$

- Aria echivalentă [A_0] în compresiune,

$$A_0 = \frac{0,5 \cdot (0,348 + 2,11)}{1 + 2,11} \cdot 115,6 = 45,7\,cm^2$$

d. Eforturi. Verificări de rezistenţă ale elementelor îmbinării.

- Rezultanta [N_a]

$$e_1 = \ 0,5 \cdot 38,6 - 0,7 = 18,6\,cm \qquad ; \qquad \alpha_1 = \frac{18,6}{15,2} = 1,224$$

$$N_a = \left[0,801 + 1,224 \cdot 0,100\right] \cdot \frac{412}{0,367} = 1037\,kN$$

- Rezultanta [N_c]

$$e_2 = (36,7 + 0,7) - 0,5 \cdot 38,6 = 18,1\,cm \qquad ; \qquad \alpha_2 = \frac{18,1}{15,2} = 1,191$$

$$N_c = \left[0,801 - 1,191 \cdot 0,100\right] \cdot \frac{412}{0,367} = 766\,kN$$

- Verificare în efort axial [N],

$1037 - 766 = 271\,kN$; $N = 272\,kN$

- Verificare în moment încovoietor [M_0],

$1037 \cdot 0,220 + 766 \cdot 0,147 = 341\,kNm$; $330 + 272 \cdot (0,5 \cdot 0,386 - 0,154) = 341\,kNm$

- Verificarea şuruburilor cu efort maxim [N_1],

$$N_1 = 1037 \cdot \frac{28,7}{110} = 271\,kN \quad ; \quad N_{e1} = 4,59 \cdot 10^2 \cdot 720 = 330\,kN \quad ; \quad n_1 = \frac{271}{330} = 0,821 < 1,0$$

- Verificarea zonei active a secţiunii elementului,

$$N_{ec} = 45,7 \cdot 10^2 \cdot 235 = 1074\,kN \qquad ; \qquad n_c = \frac{766}{1074} = 0,713 < 1,0$$

- Reevaluare [z_0^*],

$$\alpha = (1 + 2,11) \cdot \frac{766}{271} \cdot \frac{5,72}{115,6} = 0,435 \qquad ; \qquad \alpha_s = 1,142$$

$$0,5 \cdot \beta + \alpha = 0,5 \cdot 2,11 + 0,435 = 1,490 \quad ; \quad \xi = \left[1,490^2 + 2 \cdot 1,142 \cdot 0,435\right]^{0,5} - 1,490 = 0,303$$

$$z_0^* = 0,303 \cdot 386 = 117 < 154$$

3. Poziţionarea şuruburilor pe flanşă.

- Lăţimea flanşei,
  $b_0 = 280 + 4 \cdot 14 = 336\,cm$
- Distanţa faţă de axa tălpii întinse [e_0],

$$e_0 \geq \left[\frac{280}{4} - \frac{44}{2}\right] \quad ; \quad e_0 \geq 48\,mm$$

$$e_0 \geq \left[44 + \frac{14}{2}\right] \quad ; \quad e_0 \geq 51\,mm \qquad \boxed{e_0 = 55\,mm}$$

- Distanţa între şuruburi [p] la talpa întinsă,

$$p \leq [2 \cdot 55 + 44] \quad ; \quad p \leq 154\,mm$$

$$p \geq \left[\frac{3}{2} \cdot 44\right] \quad ; \quad p \geq 66\,mm \qquad \boxed{p = 150\,mm}$$

$$p \; \square \; \frac{280}{2} \quad ; \quad p \cong 140\,mm$$

- Distanţa [e_1]

$$e_1 \geq \frac{5}{4} \cdot 44 \quad ; \quad e_1 \geq 55\,mm \qquad \boxed{e_1 = 55\,mm}$$

- Distanţa între şuruburi [p_1],

$$p_1 \leq [150 + 44] \quad ; \quad p_1 \leq 194\,mm$$

$$p_1 \geq \left[\frac{3}{2} \cdot 44\right] \quad ; \quad p_1 \geq 66\,mm \qquad \boxed{p_1 = 92\,mm}$$

4. Grosime flanşă.

- Coeficient de dimensionare [k_0],

$$k_0 = \sqrt{\frac{3}{2}} = 1,225$$

- Grosimea flanşei [t_0],
  a. Varianta oţel [$S235$]

$$t_0 = 1,225 \cdot \left[0,901 \cdot \frac{235}{235} \cdot \frac{55}{280} \cdot 39,2 \cdot 10^2\right]^{0,5} = 32,26 \qquad \boxed{t_0 = 32\,mm}$$

  b. Varianta oţel [$S355$]

$$t_0 = 1,225 \cdot \left[0,901 \cdot \frac{235}{355} \cdot \frac{55}{280} \cdot 39,2 \cdot 10^2\right]^{0,5} = 26,25 \qquad \boxed{t_0 = 26\,mm}$$

Concluzii.

1. Procedeul de calcul prezentat în lucrare este corect şi plasează în siguranţă rezolvarea îmbinărilor pe flanşă rectangulară.
2. Rezolvarea se adresează profesorilor, studenţilor, inginerilor proiectanţi şi elaboratorilor de EURONORME.
3. Este necesară reevaluarea conţinutului tehnic al SR EN 1993-1-8:2006 în totalitate.

Bibliografie

SR EN 1993-1-8:2006 Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor.

OBSERVAŢII CU PRIVIRE LA VERIFICAREA STABILITĂŢII GENERALE A BARELOR COMPRIMATE FORMATE DIN DOUĂ RAMURI MULT DEPĂRTATE CONFORM SR EN 1993-1-1-2006

REMARKS ABOUT THE GENERAL BUCKLING CAPACITY OF COMPRESSED MEMBERS FORMED OF TWO WIDELY DISTANCED CHORDS ACCORDING TO SR EN 1993-1-1-2006

ACSINIA ELENA[1], KÖBER HELMUTH[2], BOGDAN CĂTĂLIN ŞTEFĂNESCU[3]

***Rezumat**: Cinci secţiuni transversale diferite au fost luate în considerare pentru a compara mai multe proceduri de verificare a stabilităţii generale a elementelor comprimate centric cu secţiune uniformă alcătuită din două ramuri mult depărtate solidarizate cu plăcuţe. S-au evidenţiat anumite dificultăţi în ceea ce priveşte verificarea stabilităţii generale conform SR EN 1993-1-1-2006 în raport cu axa care nu taie materialul. Barele considerate au avut valori între 60 şi 180 pentru coeficientul de zvelteţe în raport cu axa care nu taie materialul. S-au comentat procedurile de calcul analizate, s-au evidenţiat situaţiile pentru care procedura de verificare indicată în standard european SR EN 1993-1-1-2006 nu este acoperitoare şi s-au făcut propuneri de îmbunătăţire a relaţiilor de verificare la flambaj.*

Cuvinte cheie: verificare de stabilitate generală, secţiune transversală formată din două ramuri mult depărtate, plăcuţe de solidarizare, coeficient de zvelteţe, imperfecţiune iniţială în arc

***Abstract:** Five different cross sections were taken into consideration, in order to compare several design procedures used to check the general stability of compression elements with uniform built-up cross section formed of two widely distanced chords connected together with battens. Certain difficulties of applying the general stability check in the new European standard SR EN 1993-1-1-2006 about the axis, which does not cut the material, were highlighted. The range of the considered slenderness factor values was between 60 and 180 for the axis that does not cut the material. Comments and remarks about the analyzed procedures and some proposals were made in order to improve the results of formulas contained in SR EN 1993-1-1-2006 for the general stability check of compressed members with uniform built-up cross sections made of two largely distanced chords.*

Keywords: general stability check, cross section formed of two largely distanced chords, battens, slenderness factor, initial bow imperfection

1. Introducere

În prezenta lucrare s-a urmărit să se compare procedurile cuprinse în normele de proiectare utilizate în ultima perioadă la noi în ţară (SR EN 1993-1-1-2006 [1] şi STAS 10108-0/78 [2]), pentru verificarea stabilităţii generale în raport cu axa care nu taie materialul, a elementelor comprimate centric cu secţiune uniformă, alcătuită din două ramuri mult depărtate solidarizate cu plăcuţe.

[1] Ing., **(**Eng.), Masterand Specializarea "Inginerie Structurală" (MSc candidate "Structural Engineering"), Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Technical University of Civil Engineering Bucharest), e-mail: elena_acsinia@yahoo.com

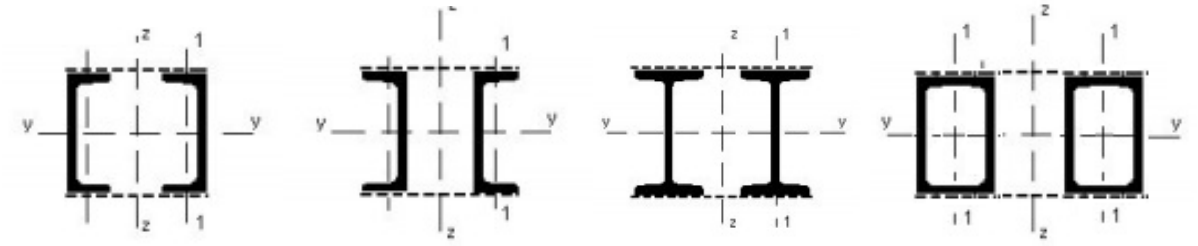
[2] Conf. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associated Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industraile şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: helmutkober2022@yahoo.com

[3] Conf. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associated Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industraile şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: bocastef@utcb.ro

În prezenta lucrare, au fost puse în evidenţă anumite dificultăţi în utilizarea noului standard european SR EN 1993-1-1-2006, pentru verificarea barelor comprimate centric, cu secţiune constantă alcatuită din două ramuri mult depărtate solidarizate cu plăcuţe.

S-au avut în vedere cinci secţiuni transversale distincte realizate pe rând din oţel S235 (OL37) şi din oţel S355 (OL52):

1. două profile UPN16 laminate la cald aşezate faţă în faţă la distanţa de 120 mm (vezi figura 1.a)), secţiune încadrată pe curba C de flambaj, conform [1].
2. două profile UPN24 laminate la cald aşezate spate în spate la distanţa de 150 mm (vezi figura 1.b)), secţiune încadrată pe curba C de flambaj, conform [1].
3. două ţevi rectangulare 160x80x6, laminate la rece, aşezate la distanţa de 120 mm (vezi figura 1.d)), secţiune încadrată pe curba C de flambaj, conform [1].
4. două ţevi rectangulare 160x80x6, laminate la cald, aşezate la distanţa de 120 mm (vezi figura 1.d)), secţiune încadrată pe curba A de flambaj, conform [1].
5. două profile IPE200 aşezate la distanţa de 120 mm una faţă de cealaltă (vezi figura 1.c)), secţiune încadrată pe curba B de flambaj, conform [1].



a) b) c) d)

Fig. 1. Secţiunile transversale analizate, compuse din două ramuri mult depărtate solidarizate cu plăcuţe

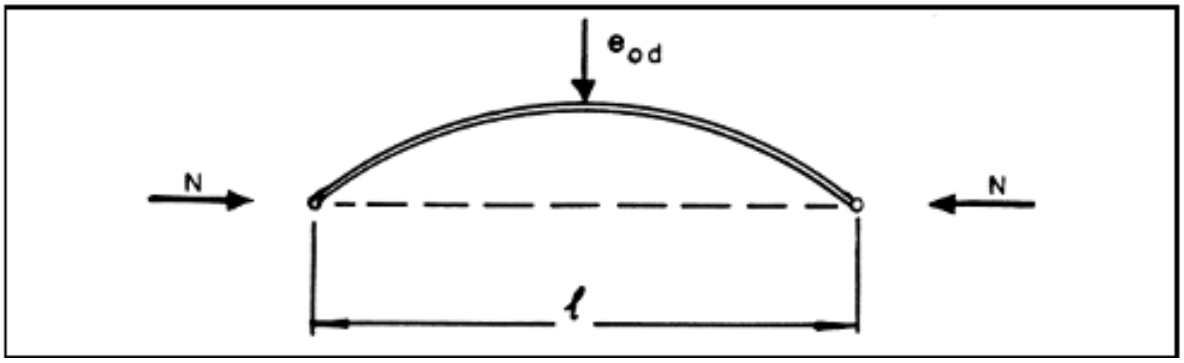
Pentru a neglija efectul lungimii de flambaj, analizele comparative efectuate au avut în vedere doar bare comprimate centric dublu articulate, la care lungimea de flambaj este egală cu lungimea barei ($L_{cr,y} = L_{cr,z} = L$). S-au considerat pe rând câte nouă valori pentru coeficientul de zvelteţe în raport cu axa care nu taie materialul pentru fiecare secţiune analizată (λz = 60, 75, 90, 105, 120, 135, 150, 165 şi respectiv 180).

2. Descrierea procedurilor de verficare analizate

Verificarea stabilităţii generale a barelor analizate, în raport cu axa ce nu taie materialul, a fost efectuată prin cinci proceduri distincte (luând în considerare valori diferite pentru imperfecţiunea iniţiala în arc sau luând în calcul în mod diferit deformabilitatea/rigiditatea elementelor de solidarizare). S-au comparat capacităţile de rezistenţă la stabilitate generală obţinute. Procedurile de verificare analizate sunt:

Procedura 1: ce constituie procedeul de verificare cuprins în SR EN 1993-1-1-2006 [1], care ia în considerare valoarea excentricităţii iniţiale echivalente $e_0 = L/500$. În procedura de verificare din SR EN 1993-1-1-2006 este indicată doar acestă valoare, indiferent de curba de flambaj pe care se încadrează secţiunea transversală a elementului comprimat verificat!

Procedura 2: indicată în ENV 1993-1-1-2003 [3], având în vedere valori recomandate pentru $e_0/L = L/600...L/180$, diferenţiate în funcţie de curba de flambaj pe care este încadrată secţiunea transversală (vezi figura 2, în care sunt indicate valorile cuprinse în figura 5.5.1 din [3]).



Buckling curve	σ	e_{cr}	k_δ			
			$\gamma_{M1} = 1,05$	$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M1} = 1,15$	$\gamma_{M1} = 1,20$
a	0,21	ℓ/600	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	ℓ/380	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	ℓ/270	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0,76	ℓ/180	0,04	0,08	0,11	0,14
Non-uniform members: Use value of W_{el}/A or W_{pl}/A at centre of buckling length ℓ						

Figure 5.5.1 — Design values of equivalent initial bow imperfection $e_{0,d}$

Fig. 2. Valorile excentricităţilor iniţiale conform figurii 5.5.1 din ENV 1993-1-1-2003 [3]

Procedura 3: conform procedurii de verificare indicate în SR EN 1993-1-1-2006 [1], având în vedere însă valorile recomandate pentru $e_0/L = L/350...L/150$, diferenţiate în funcţie de curba de flambaj pe care este încadrată secţiunea transversală, cuprinse în tabelul 5.1 [1, 4] (vezi figura 3).

Tabelul 5.1- Valorile de calcul ale imperfecţiunilor iniţiale în arc e_0 / L

Curbă de flambaj după **Eroare! Fără sursă de referinţă.**	analiză elastică	analiză plastică
	e_0 / L	e_0 / L
a_0	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

Fig. 3. Valorile imperfecţiunilor iniţiale conform tabelului 5.1 din SR EN 1993-1-1-2006 [1]

Procedura 4: conform procedurii de verificare indicate în SR EN 1993-1-1-2006 [1], ţinând însă seama de deformabilitatea elementelor de solidarizare conform prescripţiilor cuprinse în standardul STAS 10108-0/78 [2]; (verificarea la stabilitate generală în raport cu axa z-z, care nu taie materialul, a fost efectuată conform SR EN 1993-1-1-2006 [1], utilizând coeficientul de zvelteţe $\lambda_{z,tr}$ evaluat conform STAS 10108-0/78 [2]).

Procedura 5: conform procedurii de verificare indicate în SR EN 1993-1-1-2006 [1], considerând însă verificarea în raport cu axa z-z, care nu taie materialul, ca o verificare pentru o secţiune unitară (s-a neglijat efectul deformabilităţii elementelor de solidarizare). Procedura 5 a fost folosită drept sistem de referinţă pentru celelate patru proceduri analizate.

3. Prezentarea relaţiilor de verificare din procedurile analizate

Verificarea stabilităţii generale a barelor comprimate centric, alcătuite din două ramuri mult depărtate în raport cu axa care nu taie materialul, conform SR EN 1993-1-1-2006 [1] se face cu relaţia:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1 \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.71))} \qquad (1)$$

în care:

$N_{b,Rd}$ - este valoarea de calcul a rezistenţei ramurii la flambaj (în raport cu axa ramurii paralelă cu axa z-z a secţiunii comuse care nu taie materialul), luând lungimea de flambaj a ramurii egală cu distanţa *a* dintre două puncte consecutive de solidarizare cu plăcuţe, $N_{b,Rd} = \chi_{ch} A_{ch} f_y / \gamma_{M1}$;

χ_{ch} - factor de reducere (coeficient de flambaj) al ramurii în raport cu axa ramurii paralelă cu axa z-z a secţiunii comuse care nu taie materialul;

A_{ch} - este aria secţiunii transversale a unei ramuri;

f_y - valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului folosit;

γ_{M1} - coeficient parţial de siguranţă pentru capacitatea de rezistenţă la flambaj;

$N_{ch,Ed}$ - este valoarea de calcul a efortului de compresiune în ramură, care acţionează la jumătatea lungimii barei compuse, determinat cu relaţia:

$$N_{ch,Ed} = 0{,}5N_{Ed} + \frac{M_{Ed} h_0 A_{ch}}{2I_{eff}}; \quad M_{Ed} = \frac{N_{Ed} e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.69))} \qquad (2)$$

N_{Ed} - este valoarea de calcul a efortului de compresiune care acţionează în bara compusă;

M_{Ed} - este valoarea de calcul a momentului de încovoiere maxim, care acţionează la jumătatea lungimii barei compuse, luând în considerare efectele de ordin doi;

h_0 - este distanţa între centrele de greutate ale ramurilor;

I_{eff} - este momentul de inerţie efectiv al secţiunii barei compuse în raport cu axa care nu taie materialul, $I_{eff} = 0{,}5 h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch}$; unde μ este factor de eficacitate (vezi tabelul din figura 4);

Criteriu	Factor de eficacitate μ
$\lambda \ge 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \le 75$	1,0
unde $\lambda = \frac{L}{i_0}$; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$; $I_1 = 0{,}5 h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch}$	

Fig. 4. Valorile factorului de eficacitate conform tabelului 6.8 din SR EN 1993-1-1-2006 [1]

I_{ch} - momentul de inerţie al unei singure ramuri în raport cu axa paralelă cu axa z-z;

M_{Ed}^I - este valoarea de calcul a momentului de încovoiere maxim, care acţionează la jumătatea lungimii barei compuse, fără a lua în considerare efectele de ordin doi;

e_0 - imperfecţiune iniţială în arc, $e_0 = L/500$ (conform 6.4.1(1) din SR EN 1993-1-1 [1]);

N_{cr} - este efortul critic eficace pentru bara compusă, $N_{cr} = \dfrac{\pi^2 EI_{ch}}{L^2}$;

L - este lungimea barei verificate (pentru bare dublu articulate lungimea de flambaj este egală cu lungimea barei $L_{cr,y} = L_{cr,z} = L$);

S_v - este rigiditatea la forfecare a panoului de bară solidarizat, calculată cu relaţia:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2\left[1+\dfrac{2I_{ch}}{nI_b}\dfrac{h_0}{a}\right]} \le \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.73))} \qquad (3)$$

I_b - este momentul de inerţie la încovoiere al placuţei de solidarizare în planul de solidarizare;

a - este distanţa dintre două puncte consecutive de solidarizare cu plăcuţe;

n - este numărul planelor de solidarizare (numărul planelor cu plăcuţe).

Relaţia de verificare (1) a fost utilizată în cazul procedurilor 1, 2 şi 3. Valorile imperfecţiunilor iniţiale în arc e_0 luate în considerare sunt însă diferite pentru fiecare din cele trei proceduri.

În cazul procedurilor de verifcare 4 şi 5, verificarea de stabilitate generală utilizată, pentru flambaj în raport cu axa z-z care nu taie materialul, a fost de forma:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1 \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.46))} \qquad (4)$$

în care:

N_{Ed} - este valoarea de calcul a efortului de compresiune care acţionează în bara compusă;

$N_{b,Rd}$ - este valoarea de calcul a rezistenţei barei comprimate la flambaj, în raport cu axa z-z, ce nu taie materialul secţiunii compuse;

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{m1}} \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.47))} \qquad (5)$$

χ_z - factor de reducere (coeficient de flambaj) al întregii bare în raport cu axa z-z a secţiunii compuse care nu taie materialul; χ_z se determină funcţie de curba de flambaj cu relaţia:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}}, \text{ dar } \chi_z \le 1{,}0 \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.49))} \qquad (6)$$

în care:

$\phi_z = 0{,}5[1{,}0 + \alpha_z(\overline{\lambda}_z - 0{,}2) + \overline{\lambda}_z^2]$, unde α_z este factor de imperfecţiune funcţie de curba de flambaj pe care se încadrează secţiunea (vezi tabelul din figura 5);

Curba de flambaj	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfecţiune α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fig. 5. Valorile factorului de imperfecţiune conform tabelului 6.8 din SR EN 1993-1-1-2006 [1]

$\overline{\lambda}_z$ - coeficient de zvelteţe relativă, calculat cu relaţii de forma:

$$\overline{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,z}}} = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \qquad \text{(SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.50))} \qquad (7)$$

λ_1 - coeficient de zvelteţe Euler, $\lambda_1 = \pi\left(\frac{E}{f_y}\right)^{0,5}$ unde E - modul de elasticitate longitudinal al oţelului, $E = 2{,}1 \cdot 10^5\, N/mm^2$;

λ_z - coeficient de zvelteţe al elementului în raport cu axa z-z.

În cazul procedurii 4 de verificare coeficientul de zvelteţe relativă $\overline{\lambda}_z$ a fost calculat cu ajutorul coeficientului de zvelteţe transformat $\lambda_{z,tr}$ din vechiul standard STAS 10108-0/78 [2, 5], adică:

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_{z,tr}}{\lambda_1};\ \ \lambda_{z,tr} = \sqrt{\lambda_z^2 + \lambda^2};\ \ \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z};\ \ \lambda = \frac{a}{i_{z1}} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2}{12} \cdot \left(1 + \frac{I_{ch}}{a} \cdot \frac{h_0}{I_b}\right)} \qquad (8)$$

în care:

i_z - raza de inerţie a întregii secţiuni compuse în raport cu axa z-z care nu taie materialul; $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$, unde: $I_z = 2I_{ch} + 2A_{ch} \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2$; $A = 2A_{ch}$;

I_b - este momentul de inerţie la încovoiere al placuţei de solidarizare în planul de solidarizare;

i_{z1} - raza de inerţie a ramurii în raport cu axa paralelă cu axa z-z a întregii secţiuni, $i_{z1} = \sqrt{\frac{I_{ch}}{A_{ch}}}$.

În cazul procedurii 5 de verificare coeficientul de zvelteţe relativă $\overline{\lambda}_z$ a fost calculat cu ajutorul coeficientului de zvelteţe λ_z determinat ca pentru o secţiune plină, unitară. S-a omis în mod voit influenţa deformabilităţii plăcuţelor de solidarizare, adică:

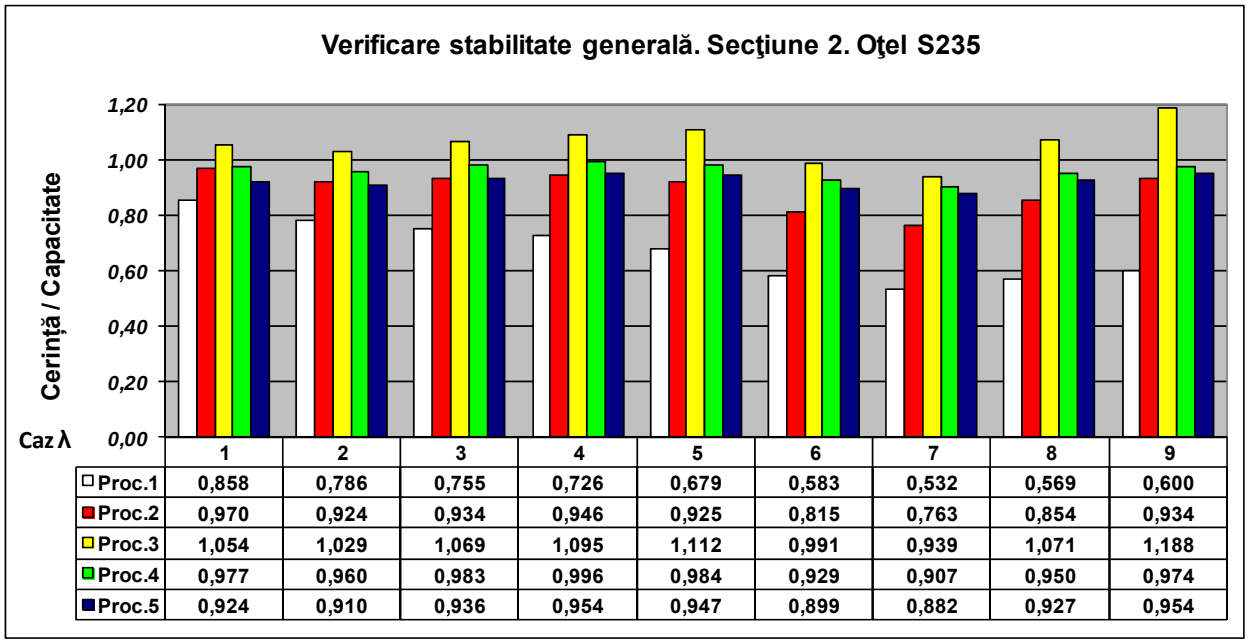
$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1};\ \ \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z};\ \ i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}},\ \text{unde: } I_z = 2I_{ch} + 2A_{ch} \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2;\ \ A = 2A_{ch}.$$

4. Comentarii asupra rezultatelor obţinute

Având în vedere faptul că deformabilitatea elementelor de solidarizare agravează fenomenul de flambaj al elementului compus din două ramuri mult depărtate, în raport cu axa z-z care nu taie materialul, ar fi fost de aşteptat că verificarea conform procedurii 5 să rezulte ca fiind cea mai neacoperitoare dintre toate procedurile de verificare analizate.

Rezultatele obţinute indică însă faptul că, verificarea efectuată conform procedurii 1 (care admite o singură valoare pentru imperfecţiunea iniţială în arc, $e_0 = L/500$, conform prevederilor normativului european SR EN 1993-1-1-2006), este aproape întotdeauna mai puţin strictă decât verificarea conform procedurii 5, care consideră secţiunea barei verificate la stabilitate generală ca o secţiune unitară (ca o secţiune plină alcătuită dintr-un singur element). Fiind în aproape toate cazurile analizate neacoperitaoare în raport cu procedura 5 (vezi graficele din figurile 6,7 şi 8), se poate trage concluzia că procedura 1 conduce în cele mai multe situaţii la valori eronate!

În graficele din figurile 6, 7 şi 9 cazul 1 reprezintă situaţia pentru $\lambda_z = 60$, cazul 2 situaţia în care $\lambda_z = 75$, cazul 3 situaţia în care $\lambda_z = 90$ şi aşa mai departe până la cazul 9 în care $\lambda_z = 180$.



Caz λ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Proc.1	0,858	0,786	0,755	0,726	0,679	0,583	0,532	0,569	0,600
Proc.2	0,970	0,924	0,934	0,946	0,925	0,815	0,763	0,854	0,934
Proc.3	1,054	1,029	1,069	1,095	1,112	0,991	0,939	1,071	1,188
Proc.4	0,977	0,960	0,983	0,996	0,984	0,929	0,907	0,950	0,974
Proc.5	0,924	0,910	0,936	0,954	0,947	0,899	0,882	0,927	0,954

Fig. 6. Secţiunea 2; S235; Raportul cerinţă/capacitate pentru diferite valori ale coeficientului de zvelteţe λz

Analizând valorile raportului cerinţă/capacitate obţinute în cazul secţiunii 2 (două profile UPN24 aşezate spate în spate - curba C de flambaj) se pot face următoarele observaţii:

1. Pentru secţiunea 2 realizată din oţel S235 diferenţa între procedurile 1 şi 5 este întotdeauna în defavoarea siguranţei, cu aproximativ 7% pentru valoarea $\lambda_z = 60$, respectiv cu până la aproximativ 41% pentru valoarea $\lambda_z = 165$ (vezi valorile din graficul prezentat în figura 6); în cazul utilizării oţelului S355, procedura 1 conduce întotdeauna la valori ale raportului cerinţă/capacitate mai mici decât procedura 5, cu cel puţin 13% pentru valoarea coeficientului de zvelteţe $\lambda_z = 60$ şi cu până la 55% pentru $\lambda_z = 180$ (vezi figura 7).

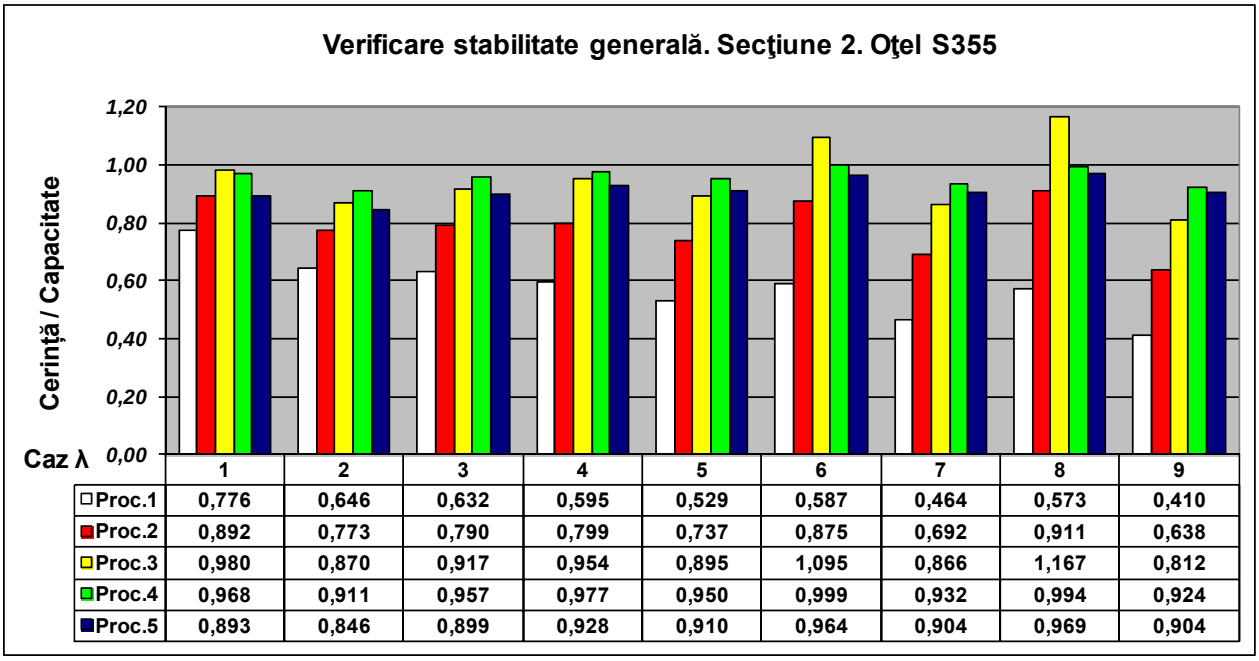
2. Procedura 2 (care ia în considerare valorile diferenţiate în funcţie de curbele de flambaj pentru imperfecţiunea iniţială în arc, conform ENV 1993-1-1-1992, pentru secţiunea 2 imperfecţiunea iniţială fiind $e_0 = L/270$) este neacoperitoare faţă de procedura 5 în marea majoritate a situaţiilor atât în cazul oţelului S235 cât şi în cazul oţelului S355.

3. În cazul folosirii procedurii 3, care consideră valoarea imperfecţiunii iniţiale în arc $e_0 = L/200$, pentru curba C de flambaj în care este încadrată secţiunea 2, se obţin rezultatele cele mai acoperitoare în cazul oţelului S235. Se obţin pentru oţelul S235 valori cu până la 25% mai reduse pentru capacitatea de rezistenţă la flambaj, faţă de procedura 5. În cazul oţelului S355 în schimb, procedura 3 este neacoperitoare faţă de procedura 5 cu până la 12% pentru valorile $\lambda_z = 120$, 150 şi 180 (pentru celelalte valori λ_z considerate procedura 3 fiind acoperitaoare faţă de procedura 5).

4. Calculul de stabilitate generală folosind prevederile din standardul românesc STAS 10108-0-78 pentru determinarea coeficientul de zvelteţe $\lambda_{z,tr}$, conform procedurii 4 de verificare, conduce la întotdeauna la valori apropiate, dar acoperitoare în raport cu procedura 5. În cazul oţelului S235 se obţin (faţă de procedura 5) capacităţi de rezistenţă la flambaj cu 6% mai reduse pentru $\lambda_z = 60$ şi cu până la 2% mai mici pentru $\lambda_z = 180$. Pentru oţelul S355 se constată diferenţe de 8% pentru $\lambda_z = 60$ şi de 2% pentru $\lambda_z = 180$.

5. Pentru oţelul S235 procedura 3 este cea mai acoperitoare, în schimb pentru oţelul S355 nu se poate preciza care dintre procedurile 3 şi 4 este cea mai sigură.

6. În cazul secţiunii 2, procedura 1 conduce pentru ambele oţeluri considerate, la valorile cele mai ridicate ale capacităţii de rezistenţă la flambaj şi rezultă ca fiind neacoperitaoare în raport cu toate celelalte proceduri analizate.



Caz λ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Proc.1	0,776	0,646	0,632	0,595	0,529	0,587	0,464	0,573	0,410
Proc.2	0,892	0,773	0,790	0,799	0,737	0,875	0,692	0,911	0,638
Proc.3	0,980	0,870	0,917	0,954	0,895	1,095	0,866	1,167	0,812
Proc.4	0,968	0,911	0,957	0,977	0,950	0,999	0,932	0,994	0,924
Proc.5	0,893	0,846	0,899	0,928	0,910	0,964	0,904	0,969	0,904

Fig. 7. Secţiunea 2; S355; Raportul cerinţă/capacitate pentru diferite valori ale coeficientului de zvelteţe λz

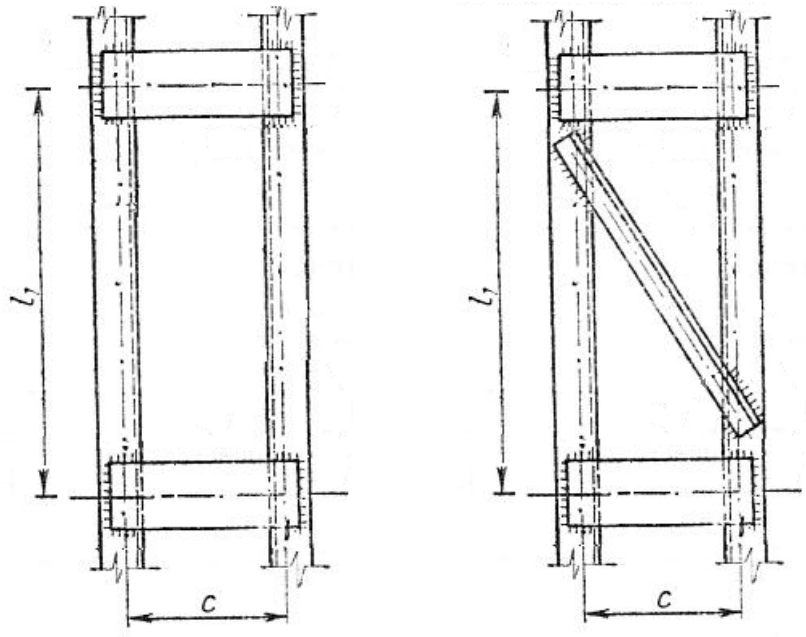
5. Modul de evaluare al momentului de inerţie în raport cu axa ce nu taie materialul

Conform SR EN 1993-1-1-2006 [1], momentul de inertie al secţiunii poate fi calculat în cazul solidarizării cu plăcuţe astfel:

$I_{eff} = 0{,}5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch}$, iar pentru $\lambda_z \le 75$, $\mu = 1{,}0$ (SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.74)) (9)

În schimb, conform prevederilor aceleaşi norme [1], în cazul solidarizării cu zăbreluţe momentul de inerţie al secţiunii se determină cu relaţia:

$I_{eff} = 0{,}5h_0^2 A_{ch}$, adică $\mu = 0$, indiferent de valorile λ_z (SR EN 1993-1-1 [1], rel. (6.72)) (10)

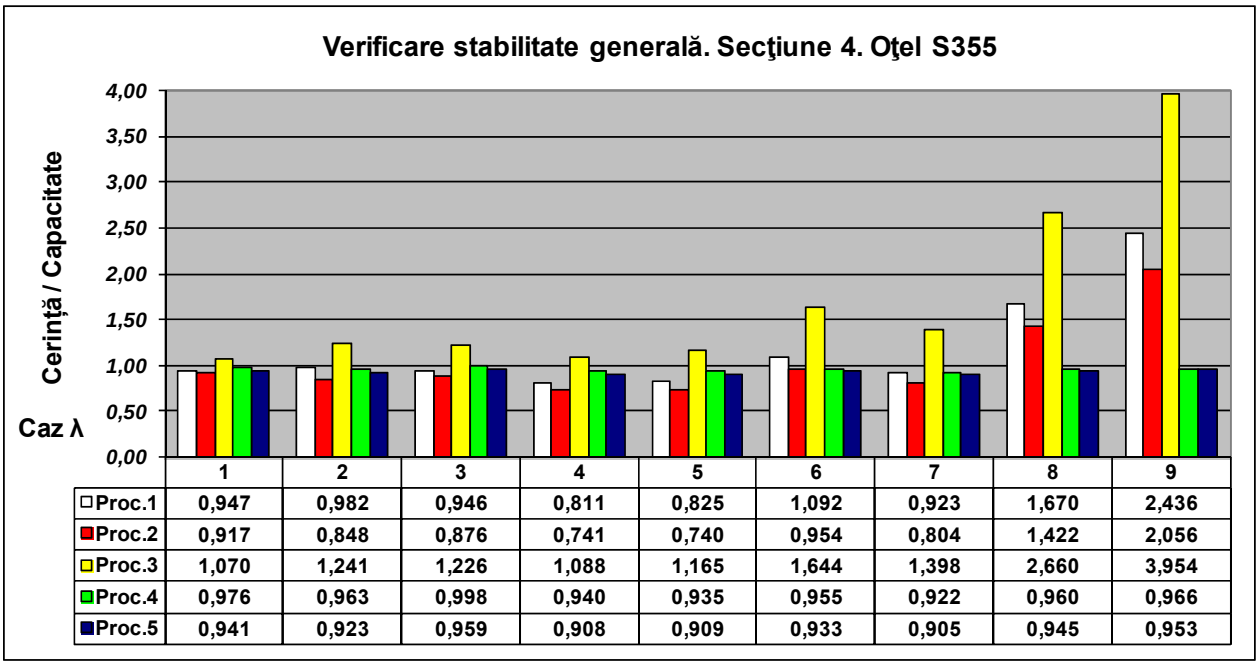


(a) (b)

Fig. 8. Solidarizare cu plăcuţe (a) şi solidarizare cu aceleaşi plăcuţe la care se adaugă suplimentar zăbreluţe (b)

Dacă se consideră o bara cu $\lambda_z<75$, solidarizată cu plăcute, momentul de inerţie la încovoiere se calculează cu relaţia (9), respectiv formula (6.74) din SR EN 1993-1-1-2006 [1]. Dacă la aceste plăcuţe de solidarizare se adaugă zăbrele suplimentare, momentul de inerţie la încovoiere se va calcula cu relaţia (10), respectiv formula (6.72) din SR EN 1993-1-1-2006 [1], deşi adăugând zăbrelute, rigiditatea elementelor de solidarizare a crescut! Prin urmare, modul de a aprecia valorile coeficientului de eficacitate μ, nu conduce întotdeauna la rezultate corecte!

În cazul secţiunii 4, care se încadrează pe curba A de flambaj, se obţin pentru valori $\lambda_z \geq 150$ capacităţi de rezistenţă la flambaj mult mai reduse în cazul procedurilor 1, 2 şi 3 (vezi graficul şi valorile din figura 9).



Caz λ	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Proc.1	0,947	0,982	0,946	0,811	0,825	1,092	0,923	1,670	2,436
Proc.2	0,917	0,848	0,876	0,741	0,740	0,954	0,804	1,422	2,056
Proc.3	1,070	1,241	1,226	1,088	1,165	1,644	1,398	2,660	3,954
Proc.4	0,976	0,963	0,998	0,940	0,935	0,955	0,922	0,960	0,966
Proc.5	0,941	0,923	0,959	0,908	0,909	0,933	0,905	0,945	0,953

Fig. 9. Secţiunea 4; S355; Raportul cerinţă/capacitate pentru diferite valori ale coeficientului de zvelteţe λz

Conform [1] valoarea factorului de eficacitate μ, utilizat pentru calculul momentului de inerţie al secţiunii compuse din două ramuri în raport cu axa care nu taie materialul este egal cu zero pentru valori $\lambda_z \geq 150$. Adică $\mu = 0$ pentru $\lambda_z \geq 150$ şi momentul de inerţie al secţiunii compuse în raport cu axa care nu taie materialul devine: $I_{eff} = 0{,}5h_0^2 A_{ch} + 2\mu I_{ch} = 0{,}5h_0^2 A_{ch}$. Având în vedere rezultatele contradictorii obţinute în cazul secţiunii 4, s-au refăcut verificările conform primelor trei proceduri, nemaiţinând seama de corecţia momentului de inerţie al secţiunii I_{eff} în funcţie de zvelteţea barei λ_z. Calculele au fost refăcute considerând $\mu = 1{,}0$ pentru toate valorile λ_z . În acest caz s-au obţinut rezultate mai compacte pentru toate situaţiile analizate (vezi tabelele 1 şi 2).

Tabelul 1

Secţiunea 4, curba A de flambaj, μ=1, oţel S235(OL37)

λz	N_{Ed} [kN]	$L_{cr,z}$ [mm]	$e_0=L_{cr}/500$ (pr. 1)		$e_0=L_{cr}/600$ (pr. 2)		$e_0=L_{cr}/300$ (pr. 3)		STAS (pr. 4)	Secţiune plină (pr. 5)
			μ = 1	μ ≠ 1	μ = 1	μ ≠ 1	μ = 1	μ ≠ 1		
60	1050	6311,88	0,980	0,980	0,955	0,955	1,082	1,082	0,965	0,946
75	950	7889,85	0,970	0,970	0,933	0,933	1,117	1,117	0,963	0,940
90	850	9467,82	0,988	1,018	0,943	0,960	1,217	1,250	0,992	0,964
105	700	11045,79	**0,944**	1,009	**0,878**	0,933	**1,205**	1,314	0,971	0,945
120	550	12623,76	**0,801**	0,909	**0,740**	0,830	**1,046**	1,227	0,920	0,897
135	450	14201,73	**0,721**	0,907	**0,660**	0,815	**0,966**	1,275	0,905	0,886
150	350	15779,70	**0,817**	1,382	**0,734**	1,204	**1,152**	2,094	0,960	0,943
165	300	17357,67	**0,922**	2,500	**0,814**	2,129	**1,353**	3,982	0,992	0,977
180	250	18935,64	**0,917**	3,870	**0,803**	3,647	**1,371**	5,920	0,994	0,981

Tabelul 2

Secţiunea 4, curba A de flambaj, μ=1, oţel S355(OL52)

λz	N_{Ed} [kN]	$L_{cr,z}$ [mm]	$e_0=L_{cr}/500$ (pr. 1)		$e_0=L_{cr}/600$ (pr. 2)		$e_0=L_{cr}/300$ (pr. 3)		STAS (pr. 4)	Secţiune plină (pr. 5)
			μ = 1	μ ≠ 1	μ = 1	μ ≠ 1	μ = 1	μ ≠ 1		
60	1450	6311,88	0,947	0,947	0,917	0,917	0,941	1,070	0,976	0,941
75	1200	7889,85	0,982	0,982	0,848	0,848	0,923	1,241	0,963	0,923
90	1000	9467,82	**0,911**	0,946	**0,817**	0,876	**1,167**	1,226	0,998	0,959
105	750	11045,79	**0,738**	0,811	**0,681**	0,741	**0,967**	1,088	0,940	0,908
120	600	12623,76	**0,671**	0,825	**0,612**	0,740	**0,908**	1,165	0,935	0,909
135	500	14201,73	**0,673**	1,092	**0,605**	0,954	**0,947**	1,644	0,955	0,933
150	400	15779,70	**0,546**	0,923	**0,490**	0,804	**0,770**	1,398	0,922	0,905
165	350	17357,67	**0,616**	1,670	**0,544**	1,422	**0,904**	2,660	0,960	0,945
180	300	18935,64	**0,612**	2,436	**0,537**	2,056	**0,915**	3,954	0,966	0,953

Prin urmare, se recomandă cel puţin pentru secţiunea încadrată pe curba A de flambaj, să se ia în considerare μ = 1,0 indiferent de valoarea coeficientului de zvelteţe!

6. Concluzii

Pentru secţiunile analizate, încadrate pe curbele de flambaj A, B şi C, realizate atât din oţel S235 (OL37), cât şi din oţel S355 (OL52), verificarea conform prescripţiilor din SR EN 1993-1-1-2006 (procedura 1) conduce la valori neacoperitoare, chiar şi în raport cu procedura *5* de verificare, care consideră secţiunea plină, neţinând seama de deformabilitatea elementelor de solidarizare. Din acest motiv nu se recomandă utilizarea verificării la flambaj sub forma indicată în prezent în normativul SR EN 1993-1-1-2006!

Studiul comparativ efectuat, arată că folosirea pentru imperfecţiunea iniţială în arc a valorilor din tabelul 5.1 din SR EN 1993-1-1-2006 (procedura 3), este de regulă de partea siguranţei în cazul marii majorităţi a analizelor efectuate. Excepţie fac: secţiunea 1 (pentru $\lambda_z \geq 135$), secţiunea 2 pentru (λ_z = 120, 150, 180) şi secţiunea 3 (pentru λ_z = 90 şi λ_z = 120) toate alătuite din oţel S355.

Procedura 4 de verificare (în care se ţine sama de deformabilitatea plăcuţelor de solidarizare cu ajutorul coeficientului de zvelteţe transformat, evaluat conform STAS 10108-0/78), conduce la valori acoperitoare în raport cu Procedura 5 pentru cvasitotalitatea situaţiilor analizate, exceptând secţiunea 3 realizată din S355 pentru λ_z = 90, λ_z = 105, λ_z = 135 şi λ_z = 180.

Având în vedere rezultatele contradictorii obţinute în cazul secţiunii 4 încadrată pe curba A de flambaj, s-au refăcut verificările conform primelor trei proceduri, nemaiţinând seama de corecţia momentului de inerţie al secţiunii în raport cu axa z-z care nu taie materialul, obţinându-se astfel rezultate mai compacte pentru toate situaţiile analizate, a se vedea tabelele 3.7.1 şi 3.7.2. Prin urmare, se recomandă cel puţin pentru secţiunile încadrate pe curba A de flambaj, să se ia valoarea μ = 1,0 indiferent de valoarea coeficientului de zvelteţe.

Luând în considere cele precizate mai înainte, se recomandă efectuarea verificării la flambaj în raport cu axa care nu taie materialul pentru bare comprimate alcătuite din două ramuri mult depărtate cu ajutorul procedurilor 3 sau 4!

Bibliografie

[1] SR EN-1993-1-1-2006: Proiectarea structurilor de oţel - Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri, 2006.
[2] STAS 10108-0/78: Construcţii civile, industriale şi agricole. Calculul elementelor din oţel, 1978.
[3] ENV 1993-1-1-1992, Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1992.
[4] Advanced training non-linear & stability, Nemetschek Scia B.V. – Arnhem, Netherlands, 2011.
[5] P. Siminea., L. Negrei ”Construcţii metalice”, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1982.

PROIECTAREA STRUCTURILOR METALICE ÎN ZONE SEISMICE: COMENTARII PRIVIND PREVEDERILE DIN NOUL COD P100-1/2013

SEISMIC DESIGN OF STEEL STRUCTURES: COMMENTARIES ON PROVISIONS IN THE NEW CODE P100-1/2013

DAN DUBINA[1], AUREL STRATAN[2], FLOREA DINU[3]

***Rezumat**: De curând s-a încheiat revizuirea codului de proiectare seismică P100-1/2006. Noua versiune a codului, P100-1/2013, a fost publicată în Monitorul Oficial în septembrie 2013, intrând în vigoare de la 1 ianuarie 2014. Lucrarea de față prezintă principalele modificări aduse codului în legătură cu proiectarea structurilor din oțel (capitolul 6 și anexa F). Unul din elementele de noutate mai importante îl constituie introducerea unor prevederi de proiectare pentru cadrele din oțel cu contravântuiri cu flambaj împiedicat, ceea ce reprezintă o premieră la nivel European. Au fost introduși coeficienți de suprarezistență de material diferențiați funcție de marca oțelului, s-au revizuit valorile factorilor de comportare q pentru structurile din clasa de ductilitate L, s-a precizat modalitatea de calcul pentru structuri din elemente cu secțiuni de clasă 4, s-a modificat modalitatea de calcul a suprarezistenței sistemului structural, au fost precizate particularitățile de calcul a cadrelor contravântuite centric pe două sau mai multe nivele, au fost relaxate condițiile impuse îmbinărilor prin acceptarea îmbinărilor disipative, cu condiția ca performanța acestora să fie demonstrată experimental. S-au operat o serie de revizuiri în sensul armonizării formatului din prevederile naționale (P100-1) cu cele europene (EN 1998-1).*

Cuvinte cheie: cod de proiectare seismică, structuri din oțel, contravântuiri cu flambaj împiedicat

***Abstract:** Recently the process of updating of the national seismic design code P100-1/2006 has been completed. The new version of the code, P100-1/2013 was published in the Official Monitor in September 2013, and will be enforced starting with 1st of January 2014. The paper presents the main changes in the new version of the code with respect to design of steel structures (chapter 6 and annex F). One of the main novelties introduced in the code is the introduction of design criteria for buckling restrained braces, which has been done for the first time in a European seismic design code. Material overstrength coefficients were differentiated function of steel grade, behavior factors q for structures designed according to ductility class L were revised, design criteria for members from class 4 cross-sections were provided, the expression used to compute the structural overstrength was modified, design criteria for concentrically braced frames with braces over two or more storeys were provided, conditions imposed on connections were relaxed, by accepting dissipative connections, provided their cyclic performance is proven experimentally. A series of revisions were operated for the sake of harmonization of national (P100-1) and European (EN 1998-1) codes.*

Keywords: seismic design code, steel structures, buckling restrained braces

[1] Prof.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timişoara (Professor, "Politehnica" University of Timişoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro
[2] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timişoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timişoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: aurel.stratan@ct.upt.ro
[3] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timişoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timişoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: florea.dinu@ct.upt.ro

1. Introducere

Primele prevederi de proiectare antiseismică din România pot fi considerate "Instrucţiunile provizorii pentru prevenirea deteriorării construcţiilor din cauza cutremurelor şi pentru refacerea celor degradate" (9 p.), aprobate prin Decizia nr. 84351 din 30 decembrie 1941 dată de Ministerul Lucrărilor Publice şi Comunicaţiilor [1], [2], ca reacţie la cutremurul vrâncean din 10 noiembrie 1940. O versiune actualizată a acestora a urmat în 1945. În 1958 a fost elaborat STAS 2923-58 "Prescripţii generale de proiectare în regiuni seismice. Sarcini seismice.", dar care nu a fost aprobat. Primul cod românesc modern de calcul antiseismic a fost aprobat în 1963: "Normativ condiţionat pentru proiectarea construcţiilor civile şi industriale din regiuni seismice P.13 – 63", care a fost revizuit în 1970, odată cu aprobarea P13-70. După producerea cutremurului din 4 martie 1977, a observațiilor făcute în urma acestuia și, în special, a faptului că a devenit disponibilă prima înregistrare a unei mișcări seismice puternice pe teritoriul României, a fost elaborat "Normativul privind proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, socialculturale, agrozootehnice şi industriale P.100 – 78", urmat de o completare trei ani mai târziu – P100-81. Cutremurele din 30 august 1986 şi 30, 31 mai 1990, înregistrările puternice care au devenit disponibile, precum și cercetările în materie întreprinse între timp, au impulsionat elaborarea versiunilor din 91 și 92 a normativului P100. În 1996 normativul P100 mai suferă o completare și modificare a capitolelor 11 și 12, legate de evaluarea și consolidarea clădirilor existente. În 2006, după o aplicare "experimentală" de 2 ani, intră în vigoare P100-1/2006 "Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri". Acesta a fost elaborat în spiritul armonizării prevederilor sale la cele din codul european EN 1998-1:2004 [3]. În 2010 codul de proiectare seismică P100 a intrat într-o nouă fază de revizuire, care s-a încheiat recent (septembrie 2013) prin publicarea în Monitorul Oficial a noii versiuni a codului: P100-1/2013 [4].

La nivel european, procesul de adoptarea a unui set comun de standarde (Eurocoduri) s-a încheiat relativ recent. Mai mult decât atât, există situații în care unele țări continuă să adopte parțial standarde/norme/coduri naționale. Este și cazul României în ceea ce privește codul de proiectare seismică. Totuși, per ansamblu, Eurocodurile sunt utilizate din ce în ce mai larg la nivel pan-European, și nu numai. Mentenanța Eurocodurilor este esențială pentru păstrararea credibilității, integrității și relevanței, precum și pentru eliminarea unor eventuale erori [5]. În ceea ce privește Eurocode 8 (SR EN 1998-1 [3]), au fost identificate o serie de direcții de cercetare viitoare necesare îmbunătățirii acestora, care au fost publicate de către Centrul Comun de Cercetări (JRC) [6]. Recent, comitetul tehnic TC13 al Convenției Europene de Construcții Metalice (ECCS) a publicat un document [7] care identifică o serie de aspecte din Eurocode 8 specifice proiectării seismice a construcțiilor din oțel, care necesită o îmbunătățire în viitor.

În Statele Unite ale Americii, prevederile de calcul seismic a structurilor metalice, "AISC Seismic Provisions", sunt actualizate regulat la fiecare 5 ani, înglobând adeseori cunoștințe de ultimă oră. Astfel, versiunea din 2005 a prescripțiilor americane au introdus pentru prima dată la nivel mondial prevederi de calcul pentru cadrele contravântuite centric cu contravântuiri cu flambaj împiedicat și pereți de forfecare din oțel.

În cele ce urmează se prezintă principalele modificări aduse codului în legătură cu proiectarea structurilor din oțel (capitolul 6 și anexa F).

2. Contravântuiri cu flambaj împiedicat

Unul din elementele de noutate mai importante îl constituie introducerea unor prevederi de proiectare pentru cadrele din oțel cu contravântuiri cu flambaj împiedicat, ceea ce reprezintă o

premieră la nivel European. Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt o categorie specială de contravântuiri centrice. Aceste contravântuiri se compun de regulă dintr-un miez de oţel înglobat într-o teacă metalică umplută cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din oțel (vezi Fig. 1). Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt caracterizate prin capacitatea de a se plasticiza atât la întindere cat si la compresiune prin împiedicarea flambajului contravântuirii cel puţin până la un nivel al forţelor si deformaţiilor corespunzătoare deplasării de proiectare. Această comportare asigură un răspuns ciclic cvasi-simetric fără degradare de rezistență sau rigiditate și implicit o capacitate mai mare de disipare a energiei comparativ cu contravântuirile clasice (vezi Fig. 2).

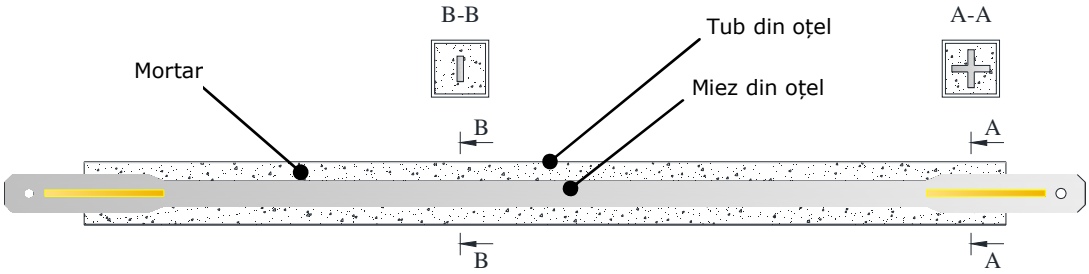


Fig. 1. Alcătuirea de principiu a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

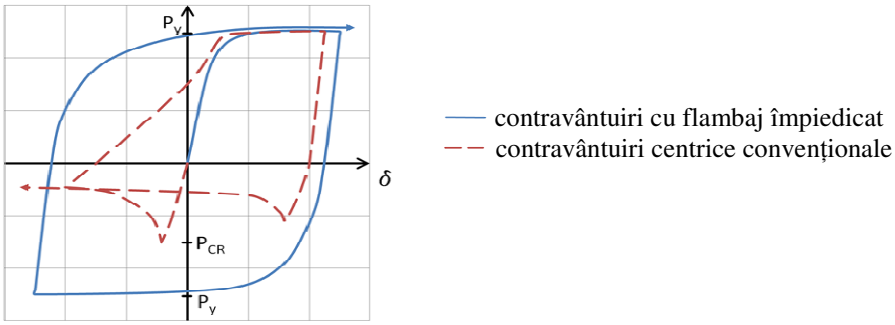


Fig. 2. Răspunsul ciclic principial al unei contravântuiri convenționale și a uneia cu flambaj împiedicat.

Contravântuirile cu flambaj împiedicat pot fi utilizate în aceleași configurații structurale care sunt folosite și în cazul contravântuirilor convenționale (contravântuiri diagonale, în V, etc.). Excepție fac sistemele cu contravântuiri în X, care nu pot fi adoptate în cazul contravântuirilor cu flambaj împiedicat, deoarece acestea trebuie să rămână libere.

Pentru asigurarea unei comportări corespunzătoare a sistemului, sunt necesare încercări experimentale pe contravântuiri, realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129 [8]. Aceste încercări au și rolul de a determina forța maximă care se dezvoltă în contravântuire și care ține seama de creşterea rezistenței la compresiune comparativ cu rezistența la întindere, de consolidarea materialului din miez și de posibilitatea creşterii limitei de curgere a oțelului din miez. Încercările constau în încercări pe elemente individuale și încercări pe subansambluri. Încercările la întindere și compresiune pe contravântuirea individuală au scopul de a verifica satisfacerea cerinţelor de rezistență și deformaţie plastică. Valorile obţinute experimental pot fi folosite și la determinarea forţelor maxime luate în considerare la proiectarea elementelor adiacente. În cazul încercării pe subansamblu, specimenul este încărcat axial iar îmbinările de la capete sunt rotite pentru a simula condiţiile în care lucrează contravântuirea în interiorul cadrului. Această încercare are scopul de a verifica daca cerinţele de rotire impuse de cadru în îmbinările contravântuirii nu compromit performanța acesteia. Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obţinute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât şi rezultatele încercărilor experimentale existente în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare.

Stâlpii și grinzile cadrelor contravântuite centric cu flambaj împiedicat sunt elemente nedisipative și se proiectează similar cu elementele similare din alte sisteme structurale, asigurând suprarezistența necesară pe baza factorul Ω_T.

3. Suprarezistența de material

Proiectarea în baza conceptului de comportare disipativă a structurii presupune capacitatea acesteia de a dezvolta un mecanism plastic global stabil, specific tipului structural adoptat. Pentru a atinge acest obiectiv se adoptă așa – numita "proiectare bazată pe capacitate", potrivit căreia componentele nedisipative sunt proiectate să reziste eforturilor corespunzătoare dezvoltării unor deformații plastice în componentele disipative. Ca urmare, este necesară estimarea limitei de curgere reale a oțelului din componentele disipative, care poate fi substanțial mai mare decât valoarea nominală. P100-1/2013 utilizează factorul de suprarezistență γ_{ov}, definit ca și raportul dintre limita de curgere reală, $f_{y,max}$ şi limita de curgere nominală, f_y, pentru a estima rezistența reală a componentelor disipative. Spre exemplu, îmbinările nedisipative ale elementelor disipative realizate cu sudură în relief sau cu şuruburi trebuie să satisfacă următoarea relaţie:

$$R_d \geq 1{,}1\gamma_{ov} R_{fy} \tag{1}$$

unde R_d este rezistenţa îmbinării, iar R_{fy} – rezistenţa plastică a elementului disipativ care se îmbină.

Tabelul 1

Caracteristici de material și factori de suparezistență rezultate în urma unui program experimental [9]

Marca de oțel	Componenta	Limita de curgere măsurată, f_y (N/mm^2)	Rezistența la rupere măsurată, f_u (N/mm^2)	Suprarezistența de material, γ_{ov}
S235 JR + M	Talpă	375	470	1.60
	Inimă	418	525	1.78
S355 JO + M	Talpă	448	560	1.26
	Inimă	465	603	1.31
S460 M	Talpă	464	550	1.01
	Inimă	451	600	0.98

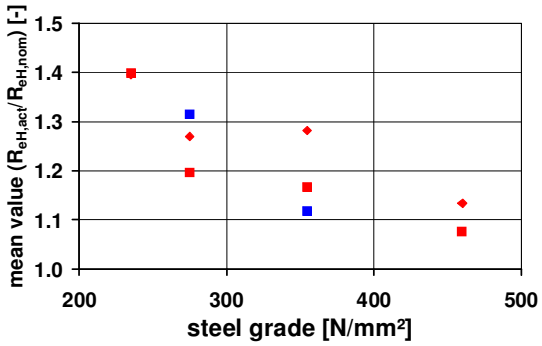


Fig. 3. Suprarezistența de material funcție de limita de curgere nominală [11].

Versiunea anterioară a codului de proiectare seismică P100-1/2006, ca de altfel şi EN 1998-1 [3] prevăd o valoare fixă a suprarezistenței de material (γ_{ov} = 1.25). Studii recente au arătat că suprarezistența de material depinde de marca oțelului şi de tipul de produs siderurgic (table, profile, etc.). Mărcile superioare sunt caracterizate de valori mai mici ale suprarezistenței. Această tendință se poate observa în Tabelul 1, care prezintă caracteristicile de material şi factorii de suparezistență rezultate în urma unui program experimental [9]. În normele americane

ANSI/AISC 341-10 [10], valorile factorului de suprarezistență de material sunt diferențiate funcție de marca oțelului și tipul de produs siderurgic, variind între 1.1 și 1.6.

Valorile suprarezistenței de material prevăzute în versiunea actuală a codului P100-1/2013 au la bază studiile efectuate în cadrul proiectului OPUS [11] pe un eșantion de 13000 de epruvete prelevate din laminate de oțel (HEA, HEB, IPE, UPN, IPN) de la producători europeni. Pe baza acestor date (vezi Fig. 3) s-au propus următoarele valori ale factorului de suprarezistență: γ_{ov} = 1.40 pentru S235; γ_{ov} = 1.30 pentru S275; γ_{ov} = 1.25 pentru S355.

4. Factori de comportare pentru structurile din clasa de ductilitate L și structuri din elemente cu secțiuni de clasă 4

Proiectarea convențională a unei structuri se efectuează pe baza unei analize structurale elastice, folosind o valoare de proiectare a acțiunii seismice, reduse prin intermediul factorului de comportare q față de cea corespunzătoare unui răspuns perfect elastic al structurii. Valoarea factorului q depinde de (vezi Fig. 4):

- suprarezistența de proiectare (q_{Sd}), care provine din: (1) dimensionarea structurii din alte condiții decât rezistența la cutremur (rezistență în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică); (2) evitarea unei variații prea mari a numărului de secțiuni pentru a uniformiza și simplifica procesele de proiectare și execuție; (3) o rezistență reală a materialelor mai mare decât cea nominală, etc.;
- redundanta structurala (capacitatea de redistribuție plastică a structurii, după formarea primei articulații plastice) – q_R;
- ductilitatea structurii, caracterizată de capacitatea de deformare postelastică fără o reducere semnificativa a caracteristicilor de rezistență și rigiditate (q_μ).

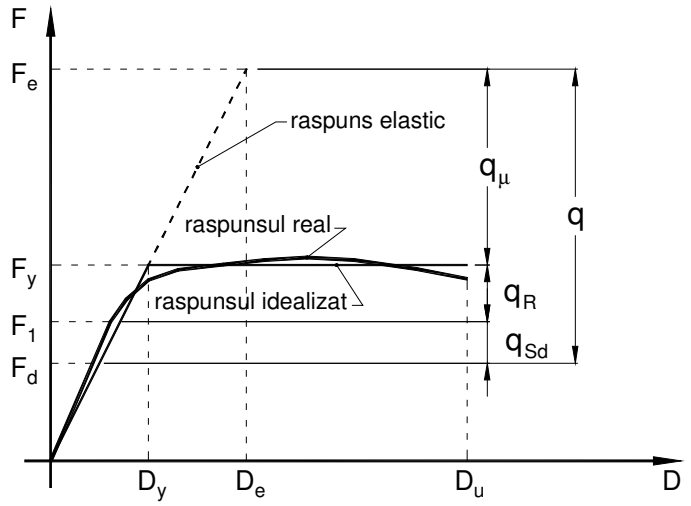


Fig. 4. Definiția componentelor factorului de comportare q.

În principiu, orice structură conformată și dimensionată corect, poseda suprarezistență de proiectare datorită coeficienților parțiali de siguranță utilizați la definirea rezistentelor de calcul și a încărcărilor folosite la proiectare. Structurile static nedeterminate posedă în plus și o redundanță structurală. În consecință, pentru o structură alcătuită și dimensionată în mod corect, valoarea efectivă a factorului q este întotdeauna supraunitara. Cea de-a treia componentă a factorului q, dată de ductilitate, este și cea mai importantă. Aceasta presupune asigurarea

ductilităţii la nivelului materialului, a secţiunilor elementelor structurale, a elementelor structurale şi îmbinărilor dintre ele, a structurii în ansamblul ei.

Structurile alcătuite şi dimensionate pentru a asigura cerinţele privind suprarezistența, redundanța şi ductilitatea sunt denumite structuri disipative şi sunt încadrate în conformitate cu P100-1 în clasele de ductilitate DCH sau DCM.

Structurile care nu îndeplinesc toate condiţiile de ductilitate dar posedă suprarezistenţă structurala sunt considerate slab disipative şi încadrate în clasa de ductilitate DCL. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secţiune de clasa 1, 2 sau 3 pot fi proiectate pe baza unui factor $1.0 \leq q \leq 1.5$. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secţiune de clasa 1, 2 sau 3 se dimensionează şi verifica pe baza prevederilor din SR EN 1993-1-1 [12]. Structurile cu elemente de clasa 4 se calculează pe baza unui factor $q = 1$ și se verifica în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-3 [13] sau SR EN 1993-1-5 [14], folosind caracteristicile eficace ale secțiunii. Aceste prevederi din P100-1/2013 le diferențiază și relaxează pe cele din P100-1/2006, care prevedea o singură valoare a factorului de comportare $q = 1$ pentru toate situațiile încadrate la clasa de ductilitate L.

5. Suprarezistența sistemului structural

În cazul conceptului de comportare disipativă a structurii, aceasta trebuie să fie capabilă să dezvolte un mecanism plastic global sub efectul acțiunii seismice. În acest scop, elementele nedisipative se proiectează la eforturile corespunzătoare formării unui mecanism plastic în structură, folosind principiile proiectare bazată pe capacitate. Atât în P100-1 (versiunile 2006 și 2013), cât și SR EN 1998-1 [3] se utilizează o modalitate similară de calcul pentru toate sistemele structurale. Astfel, eforturile de calcul pentru componentele nedisipative se obțin prin combinarea efectelor încărcărilor gravitaționale și a acțiunii seismice, majorate cu factorul Ω_T, reprezentând suprarezistența structurală (vezi Fig. 5). De exemplu, pentru momentele de încovoiere, relația de calcul a eforturilor din elemnetele nedisiaptive în P100-1/2013 este:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \tag{2}$$

Suprarezistența structurală se determină cu relații ce depind de tipul structurii. De exemplu, în cazul cadrelor necontravântuite cu noduri rigide, expresia pentru Ω_T devine:

$$\Omega_T = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M \tag{3}$$

unde $\cdot\Omega^M$ este valoarea minimă a lui $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ calculată pentru toate grinzile în care sunt zone potențial plastice. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcție a structurii.

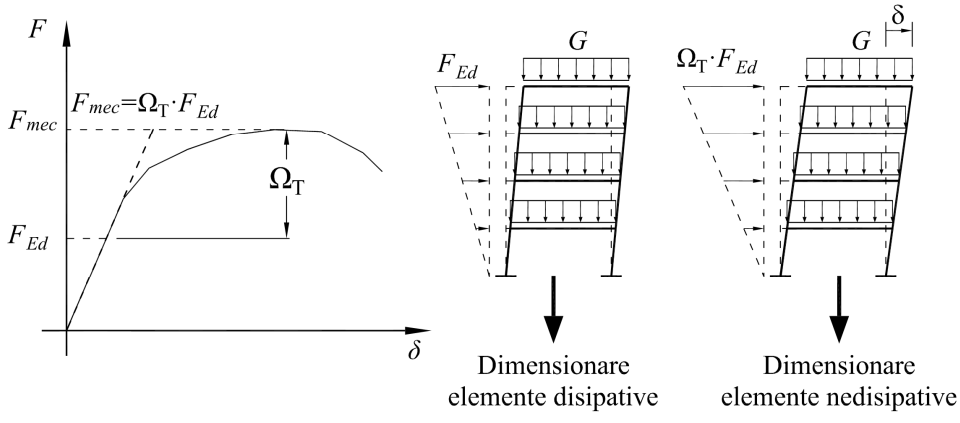


Fig. 5. Principiul de dimensionare a elementelor nedisipative folosind suprarezistența sistemului structural.

Noua versiune a codului P100-1 prevede adoptarea valorii *minime*, spre deosebire de cea maximă, folosită în varianta anterioară. Cu toate că utilizarea valorii maxime a rapoartelor Ω_i este principial mai acoperitoare, aceasta conducea adeseori la dificultăți în proiectare, rezultând secțiuni exagerate ale elementelor nedisipative și, în final, o proiectare neeconomică. Modificarea s-a făcut și în sensul alinierii prescripțiilor naționale la cele din SR EN 1998-1. Este de menționat faptul că diferența dintre valorile maxime şi minime ale raportului Ω_i (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%, pentru a asigura o solicitare cât mai uniform a structurii. Dacă această prevedere este respectată, nu există o diferență semnificativă între valorile minime și maxime ale suprarezistenței sistemului structural.

6. Cadre contravântuite centric pe două sau mai multe nivele

Pe lîngă sistemele "clasice" de contravântuiri, în X şi în V, P100-1/2013 introduce şi sisteme mai noi, cum ar fi contravântuirile în X pe doua nivele sau contravântuiri în V cu bara verticala de legătura (vezi Fig. 6). Aceste sisteme structurale pot fi proiectate cu o comportare post elastică similară cadrelor contravântuite în X, având avantajul ca asigura o reducere a forţelor transmise grinzilor după flambajul contravântuirilor comprimate. Sistemul cu contravântuiri în X pe doua nivele este în general mai flexibil decât sistemul cu contravântuiri în V, pe de alta parte sistemul cu bara verticala de legătura asigura o uniformizare a eforturilor axiale din contravântuiri pe înălțimea structurii. Folosirea acestor doua sisteme reduce riscul formarii mecanismelor de nivel.

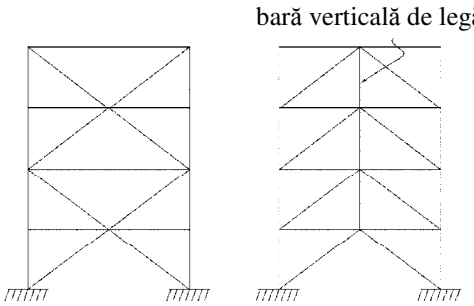


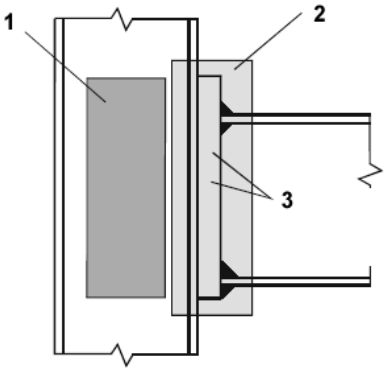
Fig. 6. Cadre cu contravântuiri în X pe două nivele (a) şi contravântuiri în V cu bara verticala de legătura (b).

7. Îmbinări disipative

Îmbinările reprezintă o zonă sensibilă a structurilor din oțel. Acestea sunt realizate prin șuruburi sau suduri, ambele fiind relativ fragile. Mai mult decât atât, zona îmbinărilor este caracterizată pe de o parte de diferite discontinuități și concentratori de tensiune, iar pe de altă parte de eforturi ridicate. Ca urmare, tradițional, normele de proiectare seismică tratau îmbinările structurilor din oțel ca și componente nedisipative.

Trebuie însă menţionat că o îmbinare structurală nu se rezumă numai la mijloacele de asamblare (şuruburi, cordoane de sudură), ci implică interacţiunea mai multor elemente componente ce aparţin elementelor structurale care se îmbină. Spre exemplu, în cazul unui nod riglă-stâlp cu placă de capăt extinsă şi şuruburi, se evidenţiază mai multe componente care îşi aduc aportul la rezistenţa, rigiditatea şi ductilitatea acestuia (vezi Fig. 7). Astfel, nodul este format din două componente majore: panoul de inimă al stâlpului şi îmbinarea propriu-zisă. La rândul său, se pot evidenţia următoarele componente ale îmbinării: placa de capăt la încovoiere (incluzând şuruburile), talpa stâlpului la încovoiere (incluzând şuruburile), inima stâlpului la compresiune, inima stâlpului la întindere, talpa grinzii la compresiune. În funcţie de tipologia nodului, numărul

componentelor poate fi mai mare sau mai mic. Între aceste componente, unele (de exemplu panoul de inimă al stâlpului, placa de capăt, etc.) au capacitatea de a se deforma în domeniul plastic, asigurând îmbinării o comportare ductilă, altele (de exemplu şuruburile şi cordoanele de sudură) au o comportare fragilă. Este necesar ca proiectarea componentelor fragile să asigure o suprarezistență faţă de elementele ductile ale îmbinării, pentru a li se asigura o comportare elastică pe toată durata acţiunii seismice. Pentru a asigura o comportare ductilă a unui nod, componentele îmbinării cu rezistenţa cea mai mică vor trebui să aibă cele mai bune proprietăţi de ductilitate.



1. panou de inimă solicitat la forfecare
2. îmbinare
3. componente (ex. şuruburi, placă de capăt, etc.)

Nod = panou de inimă solicitat la forfecare + îmbinare

Fig. 7. Componentele unui nod grindă-stâlp .

În consecință, normele moderne de proiectare antiseismică (SR EN 1998-1 [3] şi ANSI/AISC 341-10 [10]), iar începând cu versiunea din 2013 și P100-1, permit utilizarea îmbinărilor disipative, condiționat de existența unor încercări experimentale care să ateste capacitatea de deformare în domeniul plastic al acestora. Materialele, detaliile de alcătuire a îmbinării şi dimensiunile elementelor structurale vor fi cât mai apropiate de cele utilizate în proiect. Modul de aplicare a încărcării va avea un caracter ciclic. Realizarea încercărilor experimentale se va realiza în conformitate cu prevederile SR EN 1990 [15] capitolul 5: "Analiza structurală şi proiectarea asistate de experiment" şi anexa D "Proiectarea asistată de experiment", precum şi recomandările Convenţiei Europene de Construcţii Metalice [16].

Atunci când nu se efectuează încercări experimentale specifice pentru un proiect dat, se pot utiliza rezultatele experimentale efectuate pe elemente similare. Totodată, se pot utiliza tipurile de îmbinări şi criteriile de proiectare pentru îmbinările precalificate conform GP 082/2003 [17] şi ANSI/AISC 358-10 [18]. Este de menționat faptul că în prezent se află în derulare un proiect de cercetare european (EQUALJOINTS), care urmărește să producă, în urma unui vast studiu experimental, numeric și analitic, criterii de calcul pentru un set de noduri grindă stâlp precalificate, tipice în practica europeană (vezi Fig. 8). Consorțiul de cercetare este format din: Universitatea Federico II din Napoli (coordonator); Arcelormittal Belval & Differdange; Universitatea din Liege; Universitatea Politehnica Timisoara; Imperial College of Science, Technology and Medicine; Universitatea din Coimbra; Convenția Europeană de Construcții Metalice (ECCS); Cordioli & C. S.P.A.

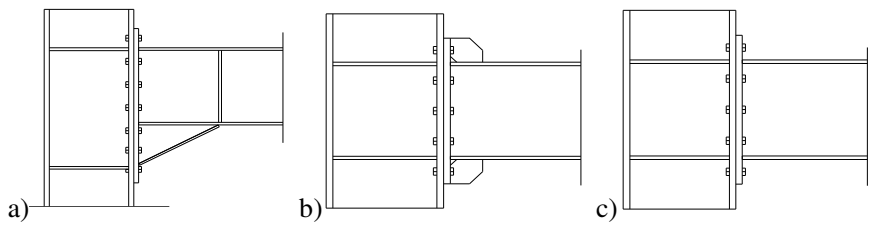
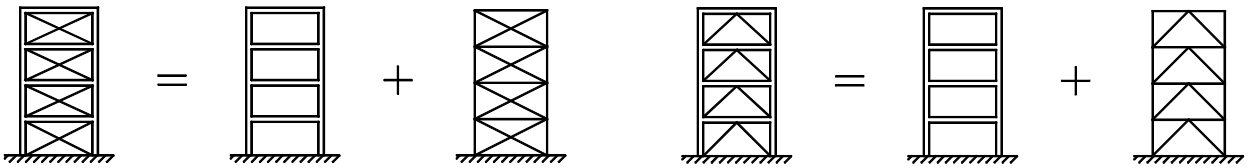


Fig. 8. Noduri grindă-stâlp cu placă d capăt şi şuruburi ce urmează să fie precalificate în cadrul proiectului EQUALJOINTS: cu vută (a); cu placă de capăt rigidizată (b) și placă de capăt nerigidizată (c).

8. Factori de comportare pentru cadre duale contravântuite în V

Codul P100-1/2006 prevedea factori de comportare diferențiați pentru cadrele contravântuite centric în X (q=4 pentru clasa de ductilitate DCH) și cadrele contravântuite centric în V (q=2.5 pentru clasa de ductilitate DCH). Totuși, cadrele duale, obținute prin combinarea cadrelor necontravântuite cu noduri rigide și a celor contravântuite centric erau tratate doar parțial în P100-1/2006 (ca de altfel și în SR EN 1998-1). Astfel, cele două coduri prevăd valori ale factorilor de comportare doar pentru cadrele duale cu contravântuiri în X (vezi Fig. 9a), pentru clasa de ductilitate DCH fiind prevăzut un factor de comportare $q = 4(\alpha_u/\alpha_1) = 4.8$. Versiunea din 2013 a codului P100-1 completează informațiile lipsă, precizând valori ale factorilor de comportare și pentru cadrele duale cu contravântuiri în V (vezi Fig. 9b). Astfel, pentru clasa de ductilitate DCH noul cod prevede un factor de comportare $q = 2.5(\alpha_u/\alpha_1) = 3$ pentru acest sistem structural. Valorile prevăzute au la bază un raționament ingineresc, în urma căruia s-a considerat o creștere de 20% a factorului de comportare în cazul clasei de ductilitate DCH, similar cu celelalte tipuri de structuri duale (fie cu contravântuiri centrice, fie excentrice), datorat redundanței suplimentare aduse de cadrele necontravântuite. Pentru clasa de ductilitate DCM, aportul cadrelor necontravântuite s-a neglijat, în concordanță cu celelalte tipuri de structuri duale.



(a) (b)

Fig. 9. Cadre duale cu contravântuiri în X (a) şi cadre duale cu contravântuiri în V (b).

9. Armonizarea prevederilor naționale cu cele europene

Cu toate că P100-1/2006 era construit pe structura SR EN 1998-1 [3], existau o serie de diferențe principiale între cel două coduri, rezultate în urma preluării don normele americane. Noua versiune a codului românesc a încercat să reducă din aceste diferențe, cu scopul armonizării prevederilor naționale cu cele europene.

De exemplu, în versiune din 2006 a codului P100-1, rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului la cadrele necontravântuite cu noduri rigide era determinată cu ajutorul unor relații inspirate din normele americane. Această abordare nu este justificată, deoarece în standardele europene există prevederi similare. Astfel, noul cod de proiectare antiseismică P100-1/2013 face referire directă la SR EN 1993-1-8 [19] pentru relațiile de calcul a rezistenței panoului de inimă a stâlpului.

10. Concluzii

În septembrie 2013 s-a încheiat procesul de actualizare a codului românesc de proiectare seismică, care va intra în vigoare începând cu 1 ianuarie 2014. Actualizarea a făcut parte dintr-un ciclu periodic de "mentenanță" a codului, prin care acesta a beneficiat de ultimele evoluții în domeniu. Lucrarea a trecut în revistă principalele modificări legate de proiectarea seismică a structurilor din oțel.

Bibliografie

[1] Lungu, D., Aldea, A., Arion, C., Cornea, T., Văcăreanu, R. - *Hazard, vulnerabilitate şi risc seismic*, Partea I din "Construcţii amplasate în zone cu mişcări seismice puternice". Coordonatori: D. Dubina şi D. Lungu, Orizonturi Universitare, Timişoara, 2003.

[2] Crețu, D., Demetriu, D., Metode pentru calculul răspunsului seismic în codurile româneşti de proiectare. Comparaţii şi comentarii, Revista AICPS, Nr. 3/2006, pp. 1-9.

[3] SR EN 1998-1 - *Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri*, 2004.

[4] P100-1/2013. Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri.

[5] The EN Eurocodes - http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=4., 2013.

[6] Pinto, A. Taucer, F., Dimova, S. - *Pre-normative research needs to achieve improved design guidelines for seismic protection in the EU*. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, EUR 22858 EN, 2007.

[7] Landolfo, R. (Ed.) - *Assessment of EC8 provisions for seismic design of steel structures*, European Convention for Constructional Steelwork - ECCS publication no. Nº 131. ISBN:978-92-9147-112-6, 62 p., 2013.

[8] SR EN 15129 - *Dispozitive antiseismice*, 2010.

[9] Dubina, D., Stratan, A., Muntean, N., Dinu, F. - *Experimental program for evaluation of moment beam-to-column joints of high strength steel components*. Proceedings of the Sixth International Workshop "Connections in Steel Structures VI", 22–25 June 2008, Chicago, USA. Ed. R. Bjorhovde, F.S.K. Bijlaard, L.F. Geschwindner; p. 355-366.

[10] ANSI/AISC 341-10 - *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 2010.

[11] OPUS - *Optimizing the seismic performance of steel and steel-concrete structures by standardizing material quality control*. Contract no. RFSR-CT-2007-00039. Final Report. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, 2010.

[12] SR EN 1993-1-1 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri*, 2006.

[13] SR EN 1993-1-3 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece*, 2007.

[14] SR EN 1993-1-5 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor*, 2007.

[15] SR EN 1990 - *Eurocod: Bazele proiectării structurilor*, 2004.

[16] ECCS - *Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads*, European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45, 1985.

[17] GP 082/2003 - *Ghid privind proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice în zone seismice*. Buletinul Construcţiilor, nr. 16/2004.

[18] ANSI/AISC 358-10 - *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction, One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, Illinois 60601-1802, 2010.

[19] SR EN 1993-1-8 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor*, 2006.

IMPEDIMENTE ÎN APLICAREA STANDARDELOR ŞI CODURILOR DE PROIECTARE

IMPEDIMENTS TO THE IMPLEMENTATION OF STANDARDS AND DESIGN CODES

PAUL IOAN[1]

Rezumat: *La proiectarea structurilor metalice ai nevoie de o serie de elemente constructive, de criterii de conformare a îmbinărilor, de lungimi de flambaj, de perioade limită a planşeelor,de zvelteţi limită, de relaţii de calcul coerente, de parametri de referinţă ai oţelului. În perioada în care ne găsim de tranziţie de la conceptul ingineresc al anilor '80 la cel european inginerul român se găseşte în faţa unei dileme greu de abordat, nu are în noile norme toate elementele strict necesare pentru proiectarea în siguranţă dar nu poate nici să aplice pe cele vechi pentru că sunt abrogate. Lipsa unor normative tehnice naţionale care să "astupe" golul lăsat de adoptarea reglementărilor europene poate să genereze pentru o lungă perioadă de timp construcţii cu vulnerabilităţi tehnice care se vor manifesta la viitorul seism major. Lucrarea de faţă prezintă o parte dintre parametrii de proiectare care nu sunt standardizaţi, o parte dintre neconcordanţele tehnice depistate şi care creează confuzii tehnice majore. Sunt prezentate criterii de proiectare a structurilor amplasate în zone seismice, criterii ce nu sunt în concordanţă cu SR EN 1993, SR EN 1998 şi P100.*

Cuvinte cheie: standard de proiectare, structuri din oţel, lungimi de flambaj, zvelteţi limită, criterii de proiectare.

Abstract: *In the design of steel structures you need a series of constructive elements, conformation criteria of the connections, buckling lengths, limit periods of the slabs, limit slenderness, coherent calculation formulas, and reference parameters of the steel. In our transition period from the engineering concept of the 80's to the European concept, the Romanian engineer faces a difficult dilemma, he does not find in the new codes all the necessary elements for a safe design but he can not apply the old codes because they are not at law anymore. The lack of technical national norms, to „fill" the gap left by adopting the European reglementations, can generate for a long period of time constructions with technical vulnerabilities that will be shown în the future major earthquake. The present paper presents a part of the design parameters that are not standardized, a part of the technical nonconformities that create major technical confusions. It presents design criteria for the structures placed in seismic zones, criteria that are not în accordance with SR EN 1993, SR EN 1998 and P100.*

Keywords: design code, steel structures, buckling lengths, limit slenderness, design criteria

[1] Conf.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associate Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: paul@p-c.ro

1. Introducere

În România, ca de altfel în toate statele europene, până în anii 90 standardul avea caracter obligatoriu, iar normativul caracter orientativ. O dată cu dezvoltarea Eurocodurilor, atât din punct de vedere tehnic cât şi juridic, rolurile s-au inversat, SR EN - urile au caracter orientativ lăsând un vid legislativ major în lumea inginerească deoarece nu avem normative care să acopere toate zonele ingineriei de construcţii şi totodată să fie în concordanţă cu prevederile Eurocodurilor. S-a ajuns într-o situaţie dual în care fiecare colectiv de proiectare sau chiar proiectant să aplice o serie de prevederi tehnice care nu au fost încă confirmate de practica inginerească şi care sunt ambigui, incomplete, şi ceea ce este mai rău, cu erori conceptuale şi inginereşti. Noile standarde se modifică o dată la 5 ani, dar nu toate o dată, ceea ce măreşte la paroxism confuzia în aplicarea prevederilor de proiectare în ingineria construcţiilor. În domeniul construcţiilor metalice s-a tradus toată seria EN 1993 şi EN 1998 şi s-au redactat şi anexele naţionale care, în fapt, consfinţesc până la nivel de detaliu de redactare prevederile din EN.

Încercând să proiectăm, în vidul acesta legislativ tehnic, suntem întotdeauna în culpă pentru că oricum ai proiecta după orice cod (SR EN, STAS sau normativ) în final te situezi în afara prevederilor tehnice deoarece nici un standard sau normativ nu este complet, nu este consecvent în conceptul tehnic sau are erori care, dacă le descoperi, nu le mai poţi aplica. În mai multe expuneri publice am semnalat (mai ales după 1998) că SR EN-rile (ca orice normă care nu a avut timp să fie validată de practica inginerească) va crea o mare confuzie, în mediul ingineresc, în aplicarea prevederilor sale deoarece conceptual acestea nu pot fi general valabile pentru orice structură amplasata pe întinsul Europei.

O primă distonanţă, în Europa sunt ţări cu seisme severe şi ţări care nu sunt amplasate în zone seismice cunoscute, este evident că abordarea conceptuală, de conformare structurală, de metode de calcul a elementelor nu pot fi identice pentru diferite tipuri de amplasamente - seismice şi neseismice. Nu poate fi corect să consumăm o parte din ductilitatea (de secţiune, de element sau structurală) în gruparea fundamentală de încărcări a unei structuri amplasate în zone cu mişcări seismice majore (cum este cea mai mare parte din teritoriul României) la fel cum o facem pentru o aceeaşi structură amplasată într-o zonă fără potenţial seismic (cunoscut).

2. Concepte fundamentale şi conformări structurale

2.1 Pentru structurile amplasate în zone seismice, şi nu numai, este cunoscut faptul că singurul mijloc de determinare a stării de eforturi şi deformaţii utilizat în practica curentă de proiectare este numai calculul în domeniul elastic, folosind, evident, caracteristicile geometrice elastice ale secţiunilor elementelor structurale.

Este un concept acceptat de practica inginerească ca verificările de rezistenţă, de stabilitate locală sau generală să se efectueze tot în domeniul elastic. În toate elementele avem solicitări complexe - momente încovoietore şi forţe tăietoare pe două direcţii plus efort axial. "Însumarea" acestor eforturi (până acum la nivel de tensiuni) se poate realiza decât pe zona de comportare elastică a materialului, orice depăşire a zonei elastice iese în afara domeniului de valabilitate a relaţiilor de "însumare" (ex: relaţiile Von Mises). Relaţiile cunoscute, practicate şi testate "in situ" la scară naturală de tipul mişcărilor seismice au domeniul de valabilitate în zona elastică de comportare.

2.2 În SR EN 1993 şi SR EN 1998 sunt indicate verificări ale elementelor structurale din clasele 1 şi 2 în domeniul plastic. Este greu să argumentezi tehnic că în relaţiile de verificare din domeniul plastic foloseşti eforturile din starea de tensiuni elastică. Este de neînţeles, tehnic, că în gruparea de încărcări fundamentală accepţi deformaţii plastice ce au caracter remanent [2]. Reamintesc că, un aspect cunoscut de altfel, principiul de conformare şi calcul al structurilor la acţiunea seismică este cel al disipării (consumării) energiei induse de seism prin deformaţii sub efort constant în domeniul inelastic, principiu pe care îl aplicăm încă de la evaluarea acţiunii seismice.

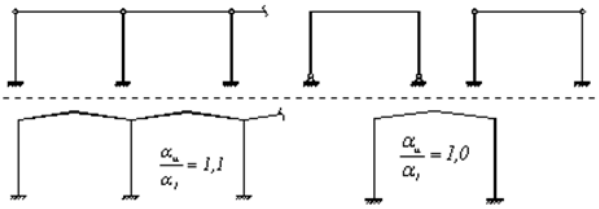
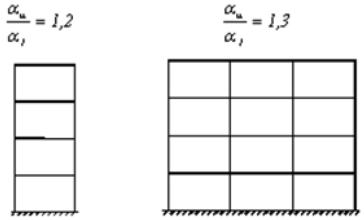
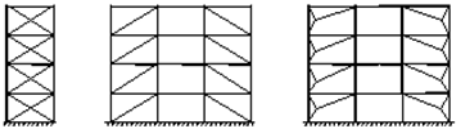
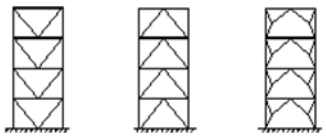
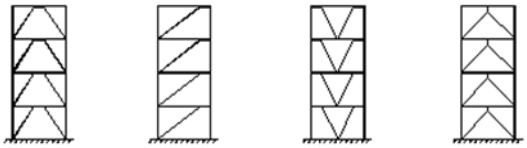
2.3 La stabilirea eforturilor din acţiunea seismică se consideră numai o fracţiune din încărcarea seismică, iar restul se consideră că se "consumă" se disipează prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Disiparea în elasto-plastic este posibilă numai printr-o conformare structurală specifică structurilor amplasate în zone seismice cu elemente special amplasate în structuri capabile să "dezvolte" deformaţii sub efort constant cunoscute sub denumirea de articulaţii plastice.

În concluzie starea de eforturi (din acţiunea seismică) se determină în domeniul elastic la o fracţiune din încărcarea seismică numită "încărcarea de cod" şi deci verificările trebuie făcute în această etapă obligatoriu în domeniul elastic pentru a lăsa posibilitatea elementelor şi structurii să folosească rezerva plastică pentru fracţiunea din acţiunea seismică care nu a fost considerată în calcul.

În Tabelul 1 sunt prezentate, pentru structurile uzuale, fracţiunile din acţiunea seismică la care se dimensionează elementele structurale şi fracţiunea ce trebuie disipată prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Analizând valorile din tabel se constată o mare discrepanţă dintre fracţiunea la care se dimensionează structura, cuprinsă între 16% şi 50% şi fracţiunea ce trebuie disipată cuprinsă între 84% şi 50%. Este evident că trebuie să utilizăm toată inteligenţa noastră inginerească pentru conformarea zonelor sau elementelor disipative capabile să disipeze în deplină siguranţă între 50% şi 84% din încărcările seismice. Să creăm toate condiţiile constructive, de conformare şi calcul astfel încât structura să poată disipa energia pe care noi deliberat o lăsăm în " grija " acestora.

2.4 Necesitatea conceptului de verificare în domeniul elastic cu eforturi din calculul static liniar îl întâlnim, de altfel, încă de la definirea claselor de secţiuni. Un exemplu edificator este clasa 2 de secţiune care, conform definiţiei din SR EN 1993-1-1, permite plastificarea secţiunii şi deformaţii limitate sub efort constant, deci imediat după atingerea plastificării secţiunii apare pierderea stabilităţii locale. În consecinţă "ieşirea din lucru" imediat după plastificarea secţiunii indică un fenomen periculos şi anume dimensionarea în plastic îi consumă cea mai mare parte din ductilitate.

Tabel 1

Tipuri de structuri	$\psi = \frac{1}{q}$		Fractiunea ce dimensioneaza structura		Fractiunea consumata in elasto-plastic	
	H	M	H	M	H	M
a) Cadre necontravântuite - Structuri parter 	ψ =0,33 q =3,0	ψ =0,4 q =2,5	33%	40%	67%	60%
	ψ =0,20 $q=5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	ψ =0,25 q =4	20%	25%	80%	75%
- Structuri etajate  - Zone disipative in grinzi si la baza stâlpilor	ψ=0,16 $q=5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	ψ =0,25 q =4	16%	25%	84%	75%
b) Cadre contravântuite centric Contravântuiri cu diagonale intinse  Zonele disipative - numai diagonalele întinse	ψ =0,25 q =4	ψ =0,25 q =4	25%	25%	75%	75%
Contravântuiri cu diagonale in V  - Zone disipative diagonale întinse şi comprimate	ψ =0,4 q =2,5	ψ =0,5 q =2	40%	50%	60%	50%
c) Cadre contravântuite excentric  - Zone disipative în barele disipative încovoiate sau forfecate	ψ=0,16 $q=5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	ψ =0,25 q =4	16%	25%	84%	75%

Notă: Valorile din tabel au fost calculate considerând relaţia 4.8 din P100-1/2006

$$\boldsymbol{F_{b,k} = \gamma_I S_d(T_k) m_k \lambda = \gamma_I a_g \frac{\beta(T)}{q} m_k \lambda = \frac{1}{q}\left[\gamma_I a_g \frac{\beta(T)}{q} m_k \lambda\right] = \frac{1}{q} \times K = \psi \times K}$$

S-a notat cu constanta **K** produsul $\gamma_I a_g \beta(T) m_k \lambda$ considerând toţi termenii dependenţi de amplasament şi de caracteristicile dinamicii proprii ale structurii. Merită menţiune specială parametrul notat cu m_k , singurul parametru pe care putem să-l influenţăm prin concepţie inginerească şi prin coordonarea cu arhitectura. Prin diminuarea masei scade forţa tăietoare de bază, scad eforturile în structură, şi va trebui să disipăm mai puţină energie.

Pentru a exemplifica acest concept considerăm o construcţie proiectată corect, în conformitate cu SR EN 1993-1-1, SR EN 1998 şi P100-1/2006, o structură în cadre necontravântuite cu regim de înălţime mic, P+3E, cu zonele potenţial plastice de clasa 2, rezultă că vom avea o ductilitate de ansamblu medie (M) şi q=4 (tabel 6.3 P100-1/2006). Rezultă că 75% din încărcarea seismică trebuie să o disipăm prin incursiuni în domeniul elasto-plastic în zonele potenţial plastice (zonele amplasate în vecinătatea îmbinării grindă stâlp). În cazul în care zonele respective au fost dimensionate la limită $M_{Ed}/M_{pl,Rd} = 1$, în conformitate cu relaţiile 6.12 şi 6.13 din SR EN 1993-1-1 zonele potenţial plastice şi-au consumat capacitatea de disipare în domeniul elasto-plastic, la încărcarea de cod, şi diferenţa de încărcare de 75% se va "consuma" aleatoriu prin articulaţii plastice la baza stâlpilor, prin redundanţă, prin robusteţe şi prin şansa să nu se atingă valorile de calcul ale încărcărilor gravitaţionale şi seismice.

O altă demonstraţie a necesitaţii utilizării verificărilor în domeniul elastic se poate face analizând raportul între modulul de rezistenţă elastic şi cel plastic W_{pl}/W_{el}. Pentru aceeaşi structură folosind grinzile cu clasa de secţiune 1 la încovoiere, q=5, iar fracţiunea ce trebuie disipată este de 84%. Uzual se folosesc profile IPE şi HEA la realizarea grinzilor de cadru, la aceste profile raportul W_{pl}/W_{el}= 11%÷14% Realizând verificările cu modulul de rezistenţă plastic în conformitate cu SR EN obligăm structura să disipeze energia (84% din acţiunea seismică) numai prin deformaţii sub efort constant (şi nu şi prin plastificarea secţiunii) ceea ce este imposibil de cuantificat prin calcul static sau dinamic neliniar.

2.5 În seria de standarde SR EN 1993 se utilizează două limite de referinţă fără o justificare tehnică ci numai un joc de coeficienţi în încercarea de a se apropia de rezultatele experimentale, de realitatea tehnică. Evident că prin coeficienţi este practic imposibil de acoperit toată "plaja" de stări de eforturi, concentratori de eforturi, sisteme de îmbinare, calitate de material etc.

Încercând să înţelegi de ce se folosesc două limite de referinţă pentru acelaşi element, pentru aceeaşi îmbinare înţelegi că de fapt din jocul coeficienţilor s-a uitat o caracteristică proprie numai oţelului - un element din oţel nu se rupe decât prin eforturi de întindere sau prin fenomenul de oboseală. Nu se poate rupe niciodată (la temperatura de referinţă) prin încovoiere, compresiune sau forfecare pentru că pierderile de stabilitate locală sau generală apar cu mult timp înainte. În această situaţie cei care [1] consideră că oţelul are rezerve foarte mari de rezistenţă sau ductilitate, aplicând raportul f_u/f_y pentru orice tip de efort uită de proprietatea oţelului enunţată anterior.

La nici una din cele două solicitări, întindere şi oboseala, nu se foloseşte limita de rupere ca parametru de referinţă în schimb se foloseşte la elementele cu concentratori de eforturi, tensiuni remanente şi la îmbinări acolo unde nici o relaţie de calcul nu poate "acoperi" starea de tensiuni complexă ce se dezvoltă chiar la solicitări statice.

Aplicarea a două limite de referinţă este numai un artificiu matematic fără o susţinere inginerească astfel îmi este greu să cred că o bara solicitată la întindere ţine la fel de bine indiferent dacă are sau nu o slăbire (una sau mai multe găuri) sau că o sudură cu pătrundere completă are capacitate portantă mai mică decât una cu defecte (sudură cap la cap fără resudarea

rădăcinii) indiferent de natura solicitărilor, statice sau dinamice şi de starea de tensiuni - sub limita de proporţionalitate sau la limita de curgere.

Este dificil de înţeles tehnic de ce un oţel rotund solicitat la întindere are capacitate portantă mai mică dacă este sub formă de tirant decât dacă este sub formă de şurub.

a. Efortul capabil [3] al unui tirant din oţel rotund S235 şi aria "A"

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{A \cdot 235}{1{,}0} = 235 \cdot A$$

b. Efortul capabil [4] al unui şurub grupa 4.6 şi aria "A_s=A"

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot A}{1{,}25} = 288 \cdot A$$

rezultă o "creştere" a capacităţii portante cu 22.5% numai din modificarea denumirii, şurub în loc de tirant. Este evident că un şurub solicitat la întindere în toate standardele anterioare avea o capacitate portantă mai mică decât a unei bare echivalente datorită concentratorilor de eforturi din zona filetată. Este interesant de remarcat că diferenţa de capacitate portantă între o bară şi un şurub nu este o constantă ci diferă de la un oţel la altul. Variaţia efortului capabil a unui şurub raportată la limita de curgere se poate vedea în tabelul 2.

Tabel 2

gr.	**4.6**	**4.8**	**5.6**	**5.8**	**6.8**	**8.8**	**10.9**
$\mathbf{F_{t,Rd}}$	$1{,}2f_y$	$0{,}9\ f_y$	$1{,}2f_y$	$0{,}9f_y$	$0{,}9f_y$	$0{,}9f_y$	$0{,}8\ f_y$

Extremele sunt cuprinse între $-20\%f_y$ şi $+20\%f_y$, deci un ecart de 40%. Comparând cele două tipuri de abordări ale unui element solicitat la întindere un inginer pierde dreptul de a se mai gândi la aspectul tehnic ci trebuie doar să aplice corect nişte coeficienţi.

2.6 Adoptarea unui coeficient parţial de siguranţă $\gamma_{M0} = 1$ indiferent de natura solicitărilor, importanţa elementului în structură poate conduce la situaţii greu de stăpânit prin calcul la barele solicitate la întindere la care odată cu atingerea limitei de curgere se produc deformaţii sub efort constant. Considerând un tirant cu lungimea de 3000 mm din oţel S235 la atingerea capacităţii portante $N_{t,Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$, şi menţinerea forţei constante, se produce o deformaţie , din parcurgerea palierului de curgere de 60mm şi remanentă de 56,6mm.

În noua versiune a codului de proiectare P100-1/2013 coeficienţii parţiali de siguranţă γ_{M0} şi γ_{M1} folosiţi la verificările de rezistenţă şi stabilitate au valoarea 1,1 [9] ceea ce elimină apariţia fenomenului de deformaţie sub efort constat la atingerea capacităţii portante. Adoptarea acestor valori este benefică atât din punct de vedere conceptual cât şi al siguranţei structurilor metalice.

3. Criterii de proiectare

3.1 În proiectarea curentă este practic imposibil să verifici la stabilitate generală o bară deoarece în standardul care guvernează proiectarea structurilor nu sunt prevăzute lungimi de flambaj decât orientativ (anexa BB) pentru elementele grinzilor cu zăbrele. În standardul de acum 34 de ani, şi

în cele mai vechi, erau prevăzute lungimi de flambaj pentru majoritatea elementelor structurale, lungimi de flambaj care ţineau seama inclusiv de raportul încărcărilor pe înălţimea elementului. Nu este specificată nici o valoare pentru stâlpii halelor parter cu sau fără pod rulant. În noile reglementări tehnice practic acest parametru definitoriu pentru calculul de stabilitate generală lipseşte total.

Pentru structurile multietajate lungimile de flambaj ale stâlpilor au fost introduse în normativul de calcul la acţiunea seismica P100-1/2006, pentru a putea fi aplicat normativul, însă pentru toate celelalte elemente supuse fenomenului de pierdere a stabilităţii generale nu sunt prevăzute valori.

Practic acum utilizând numai SR EN - urile şi normativele în vigoare eşti în imposibilitatea de a proiecta.

3.2 În seria de standarde SR EN proiectantul şi uneori beneficiarul are răspunderea pentru nivelul maxim de deformaţie elastică pe care poate să o aibă un element de construcţie sub orice tip de încărcare [5]. Este o situaţie total nefirească să nu se indice măcar orientativ deplasările (săgeţile) maxime admise ale elementelor structurale. Se poate ajunge în situaţii de instabilitate geometrică datorită efectelor de ordinul II la elemente comprimate şi încovoiate. Este periculos să se lase la aprecierea fiecărui inginer de exemplu săgeata maximă a unui stâlp la nivelul căii de rulare, sau săgeata unei grinzi de planşeu.

3.3 Este de notorietate inginerească că o bară solicitată axial trebuie să aibă zvelteţea limitată funcţie de importanţa elementului în structură. Lipsa limitării zvelteţii conduce la valori arbitrare de cele mai multe ori foarte mari care conduc inevitabil la apariţia "efectului de ordinul II", la amplificarea stării de eforturi şi deci la o cedare prematură. Acest fenomen nu poate fi pus în evidenţă în proiectarea curentă cu programele de calcul obişnuite, stările de eforturi rezultate în urma unui calcul static liniar sunt în acestă situaţie eronate. Daca un inginer proiectează un stâlp cu zvelteţea de 400 nu este o eroare tehnică, imputabilă juridic însă fatală construcţiei. Orice standard trebuie să dea indicaţii, cel puţin orientative, privind zvelteţea limită pentru a nu intra într-o zonă ce nu poate fi stăpânită printr-un calcul obişnuit.

4. Concluzii

4.1 Adoptarea în codul de proiectare seismică P100-1/2013 a coeficienţilor parţiali de siguranţă $\gamma_{M0} = \gamma_{M1}=1,1$ pentru toate structurile amplasate în zone seismice, practic pentru toate structurile din România. Este un demers necesar pentru a ne apropia de conceptul de proiectare aplicat şi verificat de viaţă, de a verifica elementele în domeniul elastic, indiferent de gruparea de încărcări şi clasa de secţiune.

4.2 O dată cu intrarea în vigoare a noului cod de proiectare seismică şi aplicând relaţiile de verificare de rezistenţă şi stabilitate conform SR EN 1993 se ajunge în situaţia în care starea de tensiuni este limitată în domeniul elastic, iar caracteristicile geometrice ale secţiunilor cu care se determină tensiunile sunt din domeniul plastic.

Din acest motiv trebuie să se introducă o prevedere prin care să se stabilească ca toate verificările de rezistenţă şi stabilitate să se realizeze în domeniul elastic, cu caracteristicile geometrice elastice ale secţiunilor, cu eforturile rezultate din calculul static liniar.

4.3 Într-o perioadă relativ scurtă de timp printr-o reglementare tehnică trebuie să se definească toate elementele necesare în calculul unei structuri şi care în acest moment lipsesc (lungimi de flambaj, zvelteţi limită, săgeţi admisibile, condiţii constructive, etc.) fără a mai aştepta reglementarea acestora printr-o normă europeană.

Bibliografie:

[1] Creţu, D. - *Implicaţiile introducerii codului european en 1993-1-1 în proiectarea din România - un alt punct de vedere,* - Conferinţa Naţională de Construcţii Metalice Timişoara, 2010.
[2] Ioan, P. - *Aplicarea seriei de standarde SR EN 1993* - Conferinţa Naţională de Construcţii Metalice Timişoara, 2010.
[3] SR EN 1993-1-1 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri,* 2006.
[4] SR EN 1993-1-8 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor,* 2006.
[5] SR EN 1990 - *Eurocod: Bazele proiectării structurilor,* 2004.
[6] SR EN 1998-1- *Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţă la cutremur. Partea I: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri,* 2004.
[7] ANSI/AISC 341-10 - *Seismic provisions for structural Steel Buildings,* American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Ilinois, USA, 2010.
[8] P100-1/2006- *Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri,* 2006.
[9] P100-1/2013- *Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri,* 2013.
[10] Ioan, P. - *Principii de aplicare a Normativului P100-1/2006 la construcţiile din oţel, după anularea STAS 10108/0-78, revista AICPS nr. 2/*2010.

CALIBRAREA EXPERIMENTALĂ A RIGIDITĂŢII LA ROTIRE A CONEXIUNII DINTRE ÎNVELITOAREA DIN PANOURI SANDWICH ŞI PANE

EXPERIMENTAL CALIBRATION OF THE ROTATIONAL STIFFNESS FOR SANDWICH PANEL TO PURLIN CONNECTION

MIRCEA GEORGESCU[1], VIOREL UNGUREANU[2]

***Rezumat**: Învelitorile executate din panouri sandwich, susţinute de pane continue realizate din profile Z cu pereţi subţiri formate la rece, cu petreceri în zona reazemelor intermediare, sunt sisteme constructive extrem de frecvent utilizate în practică. Dintre cele două metode de investigare recomandate de norma Eurocode, pentru studiul stabilităţii panei Z la torsiune/distorsiune (respectiv metoda pe bază de rigiditate la rotire şi metoda pe bază de rigiditate liniară) autorii au ales metoda care lucrează cu un resort virtual liniar, dispus la nivelul tălpii inferioare libere a panei. Resortul liniar este definit în Anexa A5 din cadrul EN 1993-1-3, ca alternativa la legătura stabilizatoare prin resort rotaţional, obţinută prin prinderea continuă a panei de panourile sandwich ale învelitorii, la nivelul tălpii sale superioare. În opinia autorilor, acest gen de abordare are avantajul de a include în cadrul fazei experimentale, imperfecţiunile reale ale sistemului precum şi condiţiile efective de rezemare, caracteristice acoperişurilor de acest tip, cu impact extrem de important asupra comportării la stabilitate a panei. În cadrul lucrării se prezintă o descriere a montajului experimental scara 1:1, utilizat în cadrul cercetării, precum şi o serie de rezultate ale măsurătorilor efectuate.*

Cuvinte cheie: pereţi subţiri, pane **Z**, panouri sandwich, resort rotaţional, rigiditatea resortului liniar

***Abstract:** The sandwich panel roof supported by continuously connected thin-walled cold-formed Z-purlins with overlapping over intermediate supports is a practical case of very frequent use. Among the two possible directions of investigation mentioned in the code when studying torsional/distorsional instability of Z-purlins (i.e. rotational stiffness and linear stiffness) the authors have chosen to look at the notional linear spring placed at the free flange of the purlin. The linear spring is defined by Annex A5 of EN 1993-1-3, as an equivalent or alternative to the stabilizing rotational spring generated by the continuous connection of the sandwich panels to purlin upper flange. This type of approach, on authors' opinion, has the advantage to include into the experimental phase, the real imperfections, and support conditions characteristic to such roof systems, having a very important impact on purlin stability behaviour. A description of the proposed full scale test arrangement, the experimental conditions and the obtained results are given in the paper.*

Keywords: thin-walled, Z purlin, sandwich panel, rotational spring, linear spring stiffness

1. Introducere

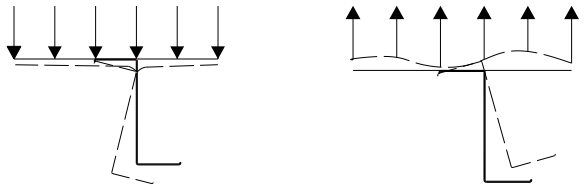
Sistemele moderne de pane utilizează extensiv avantajele grinzii continue, rezemate pe riglele structurii principale de rezistenţă. Există o mare varietate de sisteme / detalii de prindere între pană şi rigla cadrului, descrise pe larg în literatura de specialitate. Îmbinarea dintre pană şi rigla cadrului are o mare influenţă asupra comportamentului real al panei sub încărcări, ca şi asupra modelului de calcul adoptat pentru a

[1] Conf. dr. ing. Universitatea Politehnica Timişoara (Assoc. Professor, PhD, The Politehnica University of Timişoara), Facultatea de Construcţii (Civil Engineering Faculty), e-mail: mircea.georgescu@ct.upt.ro
[2] Prof. dr. ing. habil., Universitatea Politehnica Timişoara (Prof. habil., The Politehnica University of Timişoara), Facultatea de Construcţii (Civil Engineering Faculty), e-mail: viorel.ungureanu@ct.upt.ro

descrie acest comportament. Cu toate că sunt tehnologic mai complicate, prinderile pe inima panei utilizând diverse profile sudate pe rigla (U sau corniere), sunt cele mai eficiente deoarece în afară de faptul că asigură efectul de reazem pentru pană, ele împiedică apariţia cedării locale a inimii pe reazem. Mai mult, în cazul panelor Z, utilizarea eficientă a capacităţii portante a secţiunii lor transversale la încovoiere cu tăiere impune petrecerea profilelor peste reazem. Datorită peretelui subţire, profilele formate la rece (utilizate în prezent în mod extensiv pentru pane sau rigle de perete) sunt extrem de expuse unor fenomene de instabilitate locală sau globală. Fenomenele de instabilitate locală sunt voalarea secțiunii barei, distorsiunea secțiunii barei sau cedarea locală a inimii (acolo unde există solicitări din forţe concentrate cum ar fi reacțiunile reazemelor). Aceste fenomene apar numai în zonele comprimate ale secțiunii transversale.

Capitolul 10 din norma EN1993-1-3:2008 [1] se referă la secţiuni transversale în formă de Z, C, Σ, sau similare, cu o legătură continuă la talpa lor superioara de învelitoare. Se recomandă aici câteva metode de proiectare pentru aceste elemente structurale, cum ar fi: (1) metoda prin calcul; (2) metoda prin încercări experimentale; (3) metoda combinată prin calcul şi prin încercări experimentale.

Legătura continuă de la talpa superioară a panelor poate fi asigurată de tabla cutată a învelitorii, de panourile tip sandwich din care ar putea fi constituită aceasta sau orice sistem de elemente cu suficientă rigiditate, legate continuu de talpa superioară a panei. În cazul utilizării panourilor sandwich injectate cu spumă poliuretanică în fabrică, sau în cazul prinderilor cu conectori pe creasta cutei, gradul de prindere continuă al tălpii panei se diminuează, iar rigiditatea acestei prinderi va fi evaluată prin experienţă de proiectare sau prin încercări experimentale. Comportamentul panei având legături laterale continue cu tabla cutată la talpa superioară va fi modelat considerând că această legătură împiedică parțial răsucirea secțiunii transversale a panei în caz de pierdere a stabilităţii. Această legătură parţială la răsucire poate fi reprezentată printr-un resort rotaţional având rigiditatea C_D. Eforturile unitare în talpa liberă, care nu are legături directe cu învelitoarea, vor fi calculate prin suprapunerea efectului încovoierii drepte cu efectul torsiunii, inclusiv cu încovoierea laterală datorată distorsiunii secțiunii transversale. În cazul unei pane supuse la o încărcare de sucţiune din vânt, care conduce la compresiune în talpa inferioară liberă, se va ţine cont şi de amplificarea eforturilor unitare datorită torsiunii, respectiv distorsiunii (vezi Figura 1).

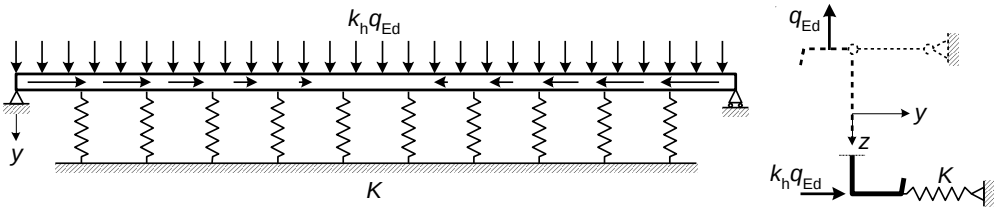


a) Încărcări gravitaţionale b) Sucţiune din vânt

Fig. 1. Moduri de instabilitate distorsională ale secţiunii transversale a panei [1]

Metodele de calcul, prescrise de normă [1] sunt:

- o analiză de ordinul doi, cu luarea în considerare a unei imperfecţiuni iniţiale în arc a barei de $L/500$, unde L este deschiderea acesteia;
- o metodă simplificată, recomandată pentru proiectarea curentă, care ţine cont de tendinţa tălpii libere a panei de a se deplasa lateral (inducând astfel un efort unitar suplimentar), prin abordarea panei ca pe o grinda supusă unei încărcări laterale, notate $q_{h,Fd}$. În cadrul acestei metode, rigiditatea resortului rotaţional, C_D, va fi înlocuită cu un resort liniar lateral de rigiditate K. În acest scop, talpa liberă va fi tratată ca o bară comprimată supusă la o forţă axială neuniformă, rezemata continuu pe un resort lateral de rigiditate K (vezi Figura 2).



a) Talpa libera rezemata continuu b) Resortul lateral K

Fig. 2. Modelul de calcul propus de EN 1993-1-3 pentru pană

Prezenta lucrare se preocupa de această a doua metodă, încercând să sintetizeze câteva observații rezultate din proiectarea practică a unor asemenea sisteme de acoperișuri. În plus, se fac câteva investigații legate de specificul comportării miezului din spumă poliuretanică al panoului sandwich şi impactul acesteia asupra rigidității îmbinării dintre pană şi panou.

2. Verificarea de rezistenţă şi stabilitate a tălpii libere a panei

Pentru o pană supusă la o forţă axială şi la o încărcare laterală, rezistenţa secţiunii transversale va trebui să satisfacă următoarea condiţie:

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \le \frac{f_{yb}}{\gamma_M} \tag{1}$$

unde:

A_{eff} = aria eficace a secţiunii la compresiune axială;
f_{yb} = limita de curgere a materialului de bază;
$M_{fz,Sd}$ = este momentul încovoietor în talpa liberă generat de încărcarea laterală $q_{h,Fd}$;
$W_{eff,y}$ = este modulul de rezistenţă eficace al secţiunii transversale pentru încovoiere după axa *y-y*;
W_{fz} = este modulul de rezistenţă după axa *z-z* al secţiunii brute a tălpii libere, inclusiv o zonă egală cu 1/5 din înălţimea inimii în cazul secţiunilor C şi Z;
$\gamma_M = \gamma_{M0} = 1$ dacă $A_{eff} = A_g$ sau dacă $W_{eff,y} = W_{el,y}$ şi $N_{Ed} = 0$, altfel $\gamma_M = \gamma_{M1}$.

Încărcarea laterală $q_{h,Fd}$ care acționează asupra tălpii libere, generată de torsiune şi încovoiere, se va determina din următoarea ecuație:

$$q_{h,Ed} = k_h \cdot q_{Ed} \tag{2}$$

Coeficientul k_h din ecuaţia (2), pentru secțiuni transversale Z, se va obține aşa cum se indica în Figura 3.



(a) Încărcări gravitaţionale (b) Încărcări din sucţiune vânt

Fig. 3. Formule pentru calculul coeficientului k_h conform EN 1993-1-3 [1]

Momentul încovoietor lateral, $M_{fz,Ed}$, se va determina din relația:

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R \cdot M_{0,Fz,Ed} \tag{3}$$

unde:

$M_{0,fz,Ed}$ = este momentul încovoietor lateral iniţial în talpa liberă, care nu ţine cont de rezemarea elastică;
κ_R = este coeficient de corecţie care ţine seama de rezemarea elastică.

Momentul încovoietor lateral iniţial din talpa liberă, $M_{0,fz,Ed}$, se va determina pentru deschiderea relevantă a panei, pentru secțiunea critică considerată (de exemplu: în câmp, pe reazemul intermediar, în dreptul tiranților, şi între tiranți).

Coeficientul de corecţie κ_R din ecuaţia (3) se va determina pentru secţiunea şi condiţiile de rezemare, utilizând valoarea coeficientului R al resortului liniar dată de ecuaţia (4):

$$R = \frac{K\, L_a^4}{\pi^4\, E\, I_{fz}} \tag{4}$$

unde:

I_{fz} = este momentul de inerție al secțiunii transversale brute a tălpii libere plus 1/5 din înălțimea inimii în raport cu axa *z-z*;
K = este rigiditatea resortului liniar lateral pe unitatea de lungime;
L_a = este distanţa dintre tiranți sau dacă aceştia nu sunt prevăzuți, este deschiderea L a panei.

Rezistența tălpii libere la pierderea stabilității se va verifica utilizând ecuația de mai jos:

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{1}{\chi_{LT}}\left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}}\right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \le \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}} \tag{5}$$

unde χ_{LT} este coeficientul de flambaj corespunzător flambajului prin încovoiere al tălpii libere, obținut de pe curba de flambaj "b" (α_{LT} = 0.34 ; $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$; β = 0.75, conform 6.3.2.3 din EN 1993-1-1 [7]) pentru zvelțețea relativă redusă $\bar{\lambda}_{\mathrm{fz}}$ dată mai jos:

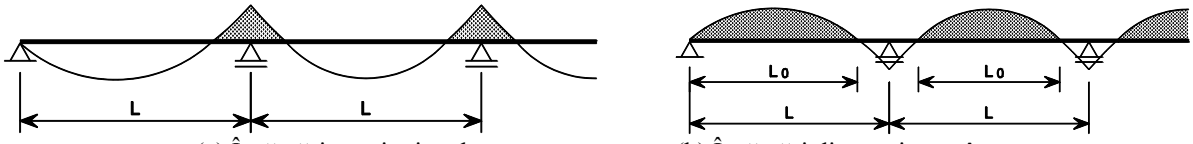
$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz}}{i_{fz}} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{şi} \qquad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \tag{6}$$

în care:
l_{fz} = este lungimea de flambaj a tălpii libere definita mai jos;
i_{fz} = este raza de giraţie a secţiunii brute a tălpii libere plus o porţiune adiacentă din înălţimea inimii, în raport cu axa *z-z*.

Lungimea de flambaj, l_{fz}, a tălpii libere se obţine din relaţia (7), funcţie de cazul de încărcare, cu condiţia $0 \le R \le 200$, pentru o variaţie a efortului unitar de compresiune pe direcţia L conform Figurii 4.

$$\begin{aligned} l_{\mathrm{fz}} &= \eta_1 L_{\mathrm{a}} \left(1 + \eta_2 R^{\eta_3}\right)^{\eta_4} && \rightarrow \text{incarcari gravitationale} \\ l_{\mathrm{fz}} &= 0.7 L_0 \left(1 + 13.1 R_0^{1.6}\right)^{-0.125} && \rightarrow \text{incarcari din suctiune} \end{aligned} \tag{7}$$

în care coeficienţii η_1 până la η_4 depind de numărul de tiranţi dispuşi în lungul unei deschideri a panei, iar $R_0 = \dfrac{K L_0^4}{\pi^4 E I_{\mathrm{fz}}}$.



(a) Încărcări gravitaţionale (b) Încărcări din sucţiune vânt

Fig. 4. Lungimea de flambaj a tălpii libere funcţie de sensul încărcării

3. Abordări recente ale problemei împiedicării rotirii secțiunii panelor prin legătura cu învelitoarea. Tendințe ale normelor la nivel International

Cercetările recente referitoare la împiedicarea răsucirii panelor datorită legăturii cu învelitoarea din panouri sandwich [2], extinse la nivelul unui proiect european [5], parțial preluate în versiunea revizuită a DIN 18800-2 [3], precum şi în recentul document elaborat de ECCS [6], abordează aceasta împiedecare ca pe un resort de torsiune. Coeficientul efectiv al resortului, c_ϑ, rezultă din ecuația (8), de mai jos:

$$\frac{1}{c_\vartheta} = \frac{1}{c_{\vartheta M}} + \frac{1}{c_{\vartheta P}} + \frac{1}{c_{\vartheta A}} \tag{8}$$

unde $c_{\vartheta M}$ este rigiditatea la încovoiere a panoului sandwich, $c_{\vartheta P}$ reprezintă rigiditatea la distorsiune a panei, iar $c_{\vartheta A}$ este rigiditatea la rotire a îmbinării între pană şi panoul sandwich.

Examinând factorii care influențează în mod potențial componentele de mai sus ale rigidității la rotire, autorii lucrării [2] trag concluzia că anumiți parametrii "clasic" acceptați, cum ar fi forma şi grosimea tablei panoului, grosimea stratului de spumă, forma secțiunii transversale a panei, numărul de conectori dispuși pe unitatea de lungime a panei, precum şi tipul de şurub autofiletant, poziția acestuia în secțiune, respectiv tipul de şaiba utilizată, sunt neglijabili atunci când se încearcă realizarea unui model de calcul care să descrie împiedicarea rotirii panelor de panourile sandwich.

În același timp, alți factori sunt considerați de mare importanță, respectiv proprietățile mecanice ale spumei panoului (în special modulul de elasticitate al acesteia E_s) sau amprentarea feței exterioare a panoului de către capul conectorului sub solicitare (parametru considerat dominant pentru efectul de împiedicare a răsucirii).

În lucrarea [2] se ia în considerare şi încărcarea verticală ce acționează asupra panoului, incarnare ignorată de toate cercetările anterioare şi ignorată de schema experimentală prevăzuta în EN 1993-1-3 [1] pentru încercarea ansamblului table-pane. Există două tipuri de încărcări verticale ce pot acționa asupra acoperişului în practică şi anume încărcarea provenită din greutatea proprie a straturilor de învelitoare, respectiv încărcarea variabilă (din zăpadă sau din vânt). Încărcarea din greutate proprie şi zăpadă generează un "moment compensator" cu un rol benefic de stabilizare a panei, iar rezultatele experimentale obținute cu neglijarea acestui efect pot fi acceptate doar ca aproximări acoperitoare. În acelaşi timp, posibila deformare locală (amprentare) a feței exterioare a panoului sub capul conectorului, datorita sucțiunii din vânt, duce la ridicarea panoului de pe reazem, lăsând un spațiu între talpa superioară a panei şi fața interioară a acestuia. Evident că acest fenomen duce la o reducere severă a rigidității la rotire a secțiunii panei, ajungându-se la valoarea $c_\vartheta \cong 0$ Astfel, un experiment ce ignoră acest fenomen ar duce, în accepția autorilor, la rezultate descoperitoare. Din acest motiv, montajul experimental uzual prevăzut de EN 1993-1-3 [1] este criticat, considerându-se că subestimează momentele compensatoare din încărcări gravitaționale, respectiv că supraestimează împiedicările produse de legătura cu panoul în cazul sucțiunii din vânt. Se consideră că aceste constatări justifică montajele experimentale îmbunătățite propuse de autorii lucrărilor menționate.

4. Abordarea experimentală a efectului local dat de sucțiunea vântului

Cum concluziile de mai sus par să reprezinte un anumit trend printre unii cercetători europeni în domeniu, (având posibile consecințe la nivelul normei Eurocode [1]), autorii au decis să efectueze o investigație proprie în problema amprentării panoului sub capul de conector, provocată de sucțiunea din vânt.

Orice investigație de acest tip trebuie să înceapă prin conştientizarea distribuției neuniforme a presiunilor / sucțiunilor din vânt pe acoperişul unei clădiri industriale, aşa cum se cunoaşte din prevederile normei de calcul la vânt EN 1991-1-4 [8]. Ca rezultat al acestei distribuții, valorile extreme ale sucțiunii din vânt sunt de fapt localizate în două zone limitate, lângă streaşina clădirii. Acestea sunt de fapt zonele de interes pentru investigator, deoarece aici se obțin valorile maxime ale întinderilor în conectori în situațiile reale de solicitare. Valorile obținute vor fi comparate, în continuare, cu valorile determinate experimental, pe un model ce încearcă să reproducă cedarea panoului sandwich prin efectul de străpungere în dreptul capului conectorului (cedare locală a panoului prin amprentarea sub capul conectorului). Numai o comparație de acest tip poate arăta dacă apariția amprentării panoului sub capul conectorului este posibilă în realitate, conducând la o "ridicare" a panoului datorita sucțiunii şi lăsând un spațiu cvasi-permanent între fața interioară a panoului şi talpa superioara a panei Z.

Autorii au efectuat o evaluare a forței de întindere în conectori, apărute la o clădire industrială uzuală, pentru toate cele trei zone de pe hartă repartiției presiunilor din vânt în România. Rezultatele acestei evaluări sunt prezentate în Tabelul 1. În calcule nu s-a luat în considerare greutatea proprie a panoului, ce acționează în mod favorabil, diminuând întinderile din sucțiune.

Prima concluzie trasă la examinarea rezultatelor din Tabelul 1 este aceea că toate valorile de calcul ale întinderilor in tija conectorilor, generate de sucțiunea vântului, sunt considerabil mai mici decât rezistența la smulgere a conectorilor din talpa superioară a panei Z, rămânând ca posibil mod de cedare colapsul local al panoului prin amprentare sub capul conectorului (cedarea panoului prin străpungere).

Tabelul 1

Valori ale forţelor de întindere per conector (peste prima pană curentă; sucţiune)

Zona de vânt	q_k [kN/m^2]	$c_e(z)$	c_p	γ_w	w_d [kN/m^2]	A_F [m^2]	n	F_1 [kN]	Rezistenta la smulgere [kN]
1	0.4	2.0	0.6	1.5	0.72	2.5	3	0.60	2.574
2	0.5	2.0	0.6	1.5	0.90	2.5	3	0.75	2.574
3	0.7	2.0	0.6	1.5	1.26	2.5	3	1.05	2.574

Dacă însă ar apărea un asemenea mod de cedare locală în practică, panoul ar rămâne "suspendat" pe filetul conectorilor ceea ce conduce la întrebarea: ce se întâmplă în continuare la încărcarea cu zăpadă a învelitorii? Va fi panoul "împins înapoi" ajungând din nou în contact cu talpa panei? Suntem oare, în cazul acoperişurilor realizate cu panouri sandwich în situaţia unei oscilaţii "sus-jos" a panoului cu consecinţe dramatice asupra etanşeităţii învelitorii în zona conectorilor? Din moment ce aceste efecte, menționate în [2] şi [5] nu se constată în practica curentă şi din moment ce apar întrebări privind modurile efective de colaps local în zona conectorilor, autorii au considerat ca ar fi interesant de investigat fenomenul menționat prin intermediul unui montaj experimental (vezi Figura 5).

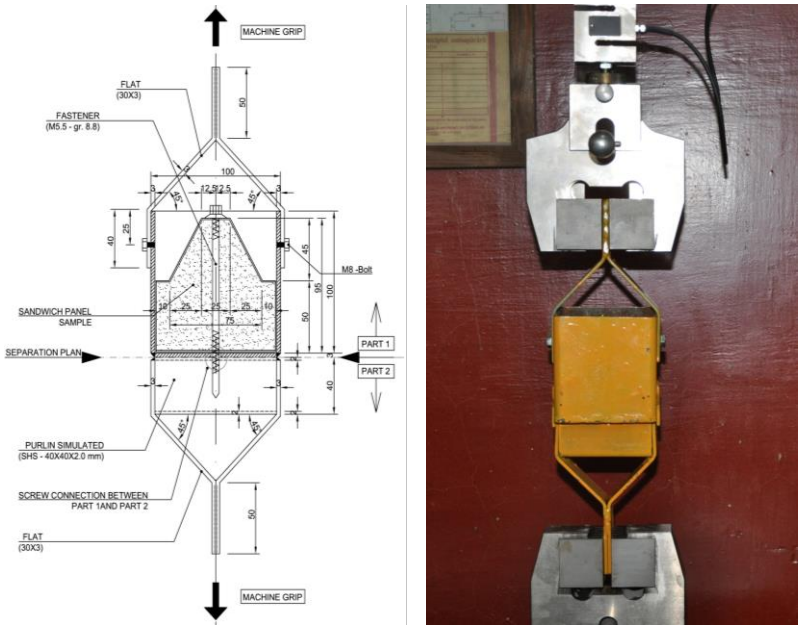


Fig. 5. Montaj experimental pentru testarea unui cupon de panou sandwich

Montajul experimental s-a realizat pentru a testa cupoane de panou sandwich cu miezul din poliuretan, şi include următoarele componente: panouri sandwich de acoperiș cu grosimea de 50 mm, miez poliuretan cu greutatea specifică de 40±0.5 kg/m^3, conectori din şuruburi autoperforante şi autofiletante ϕ5.5 mm – gr. 8.8, şaibe late cu diametrul de 25 mm şi gaura de 6.0 mm, pane Z formate la rece cu grosimea de perete de 2.0 mm (oţel S280GD).

Încercarea la întindere a specimenului din Figura 5 a fost condusă până la cedarea completă a ansamblului, prin smulgerea conectorului din piesa inferioară ce simulează talpa panei, cu deformații mari ale cuponului de panou. La valori mai mici ale forţei de întindere, apropiate de rezistenţa de calcul la întindere a conectorului, nu au fost observate amprentări vizibile ale tablei panoului sub capul conectorului. Totuși, miezul din poliuretan al panoului a prezentat o comportare interesantă sub acțiunea forței de compresiune (vezi Figura 6), cu tasări şi consolidări succesive, permițând mărirea în continuare a sarcinii aplicate. Cu toate că, în această fază s-au produs deformații mari ale cuponului (pana la 40 mm!) totuşi nu a fost observată o amprentare a panoului sub capul de conector, chiar şi în apropierea valorii rezistenţei de calcul a şurubului, adică în jur de 1.1 kN (explicabilă şi prin prezenţa şaibei late).

Aceasta pare să indice o comportare specifică a ansamblului panou-conector, fără amprentarea panoului sub capul de conector la sucţiunea din vânt. Tot aceasta ar putea explica de ce, la halele industriale realizate cu învelitoare din panouri nu se constată pierderi de etanşeitate sub capetele conectorilor. Ca

atare, probabilitatea de apariție a unor spaţii între faţa interioară a panoului şi talpa superioara a panei în cazul sucţiunii din vânt este foarte scăzută.

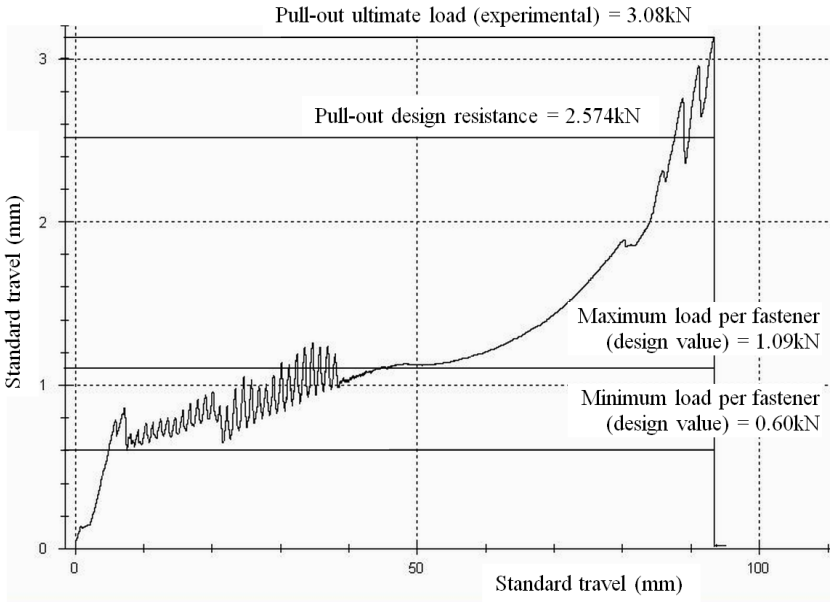


Fig. 6. Diagrama forță-deplasare trasată pentru încercarea unui eșantion de panou sandwich la compresiune transmisă prin tija conectorului

5. Discuție privind modelul de calcul EN 1993-1-3. Propunerea autorilor

Pornind de la necesitatea unui montaj experimental îmbunătățit în raport cu cel existent deja în normă [1], pentru modelarea comportării ansamblului panou-pana Z, autorii consideră că un asemenea montaj trebuie să ţină cont de toţi factorii reali care intervin. Aceştia ar fi: schema statică a sistemului constructiv; rigiditatea la rotire a îmbinării de reazem a panei; lungimea de petrecere a panei Z peste riglă; posibilele imperfecțiuni ce apar în aplicațiile practice şi care ar putea influenţa stabilitatea panei.

O dificultate majoră de care se lovește o asemenea investigație experimentală este reprezentată de dimensiunile mari ale montajului experimental la scara 1:1. În anumite cazuri aceasta face imposibila realizarea unui studiu eficient. Observând că rigiditatea la rotire C_D, indusă panei Z prin legătura ei continuă cu panourile învelitorii poate fi înlocuită cu un resort elastic liniar continuu de rigiditate K, autorii propun o schemă experimentală relativ simplă (12.0m lungime × 3.0m lățime × 1.5m înălțime), cu dimensiuni acceptabile în laborator, simulând o porțiune a unui acoperiș real, prezentată în Figura 7. Observația făcută, precum şi restul procedurii sunt sintetizate prin relația:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} \tag{9}$$

unde:
δ = este deplasarea laterală a tălpii libere a panei Z în direcţia şi sensul forţei F;
F = forța distribuită pe unitatea de lungime a panei, care produce o deformație lateral egala cu h/10;
h = înălţimea secţiunii transversal a panei.

Autorii au observat că deformația laterala δ şi forţa F corespunzătoare sunt uşor de măsurat folosind montajul experimental propus. Aceasta permite o determinare directa a rigidității liniare K folosind relația (9), precum şi utilizarea acestei valori în cadrul metodei simplificate de calcul din [1], descrisă mai sus.

Încercarea efectivă s-a condus aplicând o forţă uniform distribuită, perpendicular pe direcția panei centrale a montajului, la nivelul tălpii inferioare libere a acesteia [4], printr-un sistem de cabluri orizontale conectate din metru în metru (vezi Figura 7). Prin mărirea greutăților suspendate la capătul fiecărui cablu, s-a obținut o creștere a încărcării laterale distribuite aplicate tălpii inferioare libere a panei. Sensul de

aplicare al forţei simulează sucţiunea din vânt şi ca atare, toate măsurătorile relevante s-au efectual la mijlocul deschiderii panei. Încărcarea distribuită aplicată ansamblului a fost mărită până când, în secţiunea menţionată s-a atins o deformaţie laterală egală cu $h/10 = 18.0$ mm.



Fig. 7. Montajul experimental utilizat de autori

Sistemul este foarte simplu şi eficient. El permite un bun control al deformației laterale a panei, în aşa fel încât aceasta să corespundă schemei statice corecte şi sistemului de încărcare preconizat. Prin efectuarea experimentului, s-au obţinut următoarele rezultate: $F = 436$ N/m ; $K = 0.0242$ N/mm^2 ; $R = 8{,}30$; $M_{fz,Sd} = 0.198 \cdot M_{0fz.Sd}$. Aceste valori se pot utiliza în continuare în metoda simplificată de calcul prescrisa de [1].

6. Concluzii

Încercând să aplice prevederile normei EN 1993-1-3 [1] pe o serie de cazuri practice de învelitori realizate cu panouri sandwich şi pane Z formate la rece, autorii au observat absenţa din codul de proiectare a elementelor necesare calculelor. De asemenea, examinând lucrările de cercetare publicate în domeniu, s-a putut constata existenţa la ora actuala a unui trend de respingere a abordării experimentale prescrisă în Anexa 5 a EN 1993-1-3, destinată studiului comportamentului distorsional al panelor Z formate la rece, conectate continuu la învelitoarea din panouri sandwich [2], [5], [6]. Din acest motiv a fost efectuată o investigaţie a comportamentului îmbinării pană-panou (cu observarea modurilor locale de cedare), care nu pare să confirme fenomenul de amprentare al panoului sub capul de conector, în cazul încărcării din sucţiunea vântului. În continuare, s-a realizat un program experimental, aflat în curs de desfăşurare, implicând realizarea unui montaj scara 1:1 pe care se pot măsura în laborator, cu bună precizie, parametrii ceruţi de metoda simplificată de proiectare a panelor Z cu distorsiune prescrisa in cod.

Bibliografie

[1] EN 1993-1-3:2006 – Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting. European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

[2] Durr, M., Misiek, T., Saal, H. – The torsional restraint of sandwich panels to resist the lateral torsional buckling of beams. Steel Construction – Design and Research, Vol. 4, No. 4, Dec. 2011, pp. 251–258.

[3] DIN 18800-2:2008-11 – Stahlbauten-Stabilitatsfalle, Kiicken von Staben und Stabwerken. Berlin: Detusches Institut fur Normung, 2008.

[4] Georgescu, M., Ungureanu, V. – Improved design model for thin-walled cold-formed purlins continously connected to sandwich panel roofing. Proceedings of the First International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2010, Guimaraes, Portugal, 21-23.07.2010, pp. 153-154+CD.

[5] Kapplein, S., Misiek, T. (Eds.) – Ensuring Advancement in Sandwich Construction Through Innovation and Exlpoitation (EASIE), European Commision Research and Technology Development Framework Programme (2007-2013).

[6] ECCS TC7-Technical Working Group 7.9 & CIB Working Comission W056 – European Recommendations on the Stabilization of steel Structures by Sandwich Panels, CIB Publication 379, 1st Edition 2013, ISBN 978-90-6363-0821-2.

[7] EN1993-1-1:2005 – Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

[8] EN1991-1-4:2005 – Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions. European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

SISTEME STRUCTURALE DISIPATIVE CU CONTRAVÂNTUIRI CU AMORTIZORI CU FRECARE: STUDIU DE SOUȚIE ȘI COMPARAȚIE CU SISTEMELE CONVENȚIONALE - PARTEA 1

DISSIPATIVE STRUCTURAL SYSTEMS WITH FRICTION DAMPERS IN THE BRACINGS: STUDY OF THE SOLUTION AND COMPARISON WITH CONVENTIONAL SYSTEMS - PART 1

NORIN FILIP-VĂCĂRESCU[1], AUREL STRATAN[2] , DAN DUBINĂ[3]

***Rezumat**: Lucrarea tratează comportarea structurilor metalice contravantuite centric dotate cu amortizori pe baza de frecare instalaţi în contravântuiri. Prima parte a acestui articol prezintă încercările experimentale pentru a caracteriza parametrii acestui tip de amortizori. Pe baza rezultatelor experimentale se va calibra și implementa un model histeretic echivalent, ce urmează să fie folosit in simulari numerice. Încercările experimentale au fost realizate pentru doua serii de contravantuiri având concepte diferite de proiectare: prima serie pentru contravântuiri proiectate să rămână în domenul elastic şi a doua serie pentru contravântuiri care suferă deformatii plastice după consumarea cursei amortizorului.În partea a doua, performanța sistemelor cu acest tip de amortizor cu frecare a fost evaluata prin analize de tip time-history folosind doua seturi de accelerograme scalate pe spectrul de proiectare caracteristic pentru teren moale (Bucureşti) şi pe spectrul de răspuns caracteristic pentru teren tare (teren Clasă B conform SR EN 1998-1) în comparatie cu sistemele fara dispozitive de amortizare si cele care folosesc dispozitive conventionale cu frecare.*

Cuvinte cheie: amortizori, frecare, contravântuire, experimental, calibrare, performanță

***Abstract:** This paper discusses the performance of concentrically braced frames equiped with friction dampers in the braces. The first part of the article presents experimental tests performed on friction damper prototype to fully characterise its parameters. Based on experimental results a numerical model for the brace with damper assembly was calibrated and implemente. Experimental tests were conducted following two different design conceps: a fitst set for braces designed to remain in elastic domain and a second set for braces design to undergo plastic deformations and work together with the damper. Startig from the developed numerical model, the second part of the article will present the performance based evaluation of concentrically braced frames equiped with friction dampers. Evaluation will be made by numerical time-history analyses using two sets of seismic motions scaled on the appropriate response spectra characteristic to soft soil type (Bucureşti)and stiff soil type (Type B soil according to SREN1998-1), in comparison to the structure without dampers and the structure with classic friction dampers in the braces.*

Keywords: friction, dampers, bracing, experimental, calibration, performance

1. Introducere

[1]Asistent dr. ing. Universitatea "Politehnica" Timisoara (Asistant Lecturer, PhD, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: norin.filipvacarescu@ct.upt.ro
[2] Conferențiar dr. ing. Universitatea "Politehnica" Timisoara (Associate professor, PhD, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: aurel.stratan@ct.upt.ro
[3] Profesor Universitar dr. ing., Membru corespondent al Academiei Romane, Universitatea "Politehnica" Timisoara (Professor , PhD, Corresponding member of Romanian Academy, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

Evenimentele seismice care au avut loc în ultimii ani în întreaga lume au demonstrat că gradul actual de protecție antiseismica a cladirilor este insuficient. Acestea suferă avarii însemnate sau chiar ajung la colaps în urma cutremurelor severe sau chiar moderate. Ca o consecinta a acestui fapt normele de proiectare au ridicat cerințele seismice pentru structuri și au ca scop îmbunatatirea capacității acestora de a raspunde favorabil din punct de vedere structural la acțiuni seismice prin acuratețea proiectării și prin soluții tehnice îmbunătătite. În practica curentă există trei strategii eficiente de a reduce riscul seismic: (1) proiectare bazată pe capacitate(reducerea forțelor seismice de proiectare), (2) adoptarea unor sisteme de control structural, (3) cresterea amortizarii globale în structură. Pentru sisteme structurale cu contravântuiri conceptul de proiectare antiseismică se bazeaza pe proiectarea contravantuirilor pentru a disipa energia indusa în structura de către cutremur prin formarea de articulații plastice, protejand și evitand degradarea elementelor considerate nedisipative. Acest concept a condus la introducerea unui factor de comportare q care reduce forțele seismice de proiectare. O alta variantă de crestere a capacității de disipare de energie a structurii este introducerea de dispozitive de amortizare în structură. Pentru aceste structuri dispozitivele de disipare a energiei seismice sunt elementele „de sacrificiu” care își asumă în totalitate rolul de consumatori de energie prin intermediul proceselor ce stau la baza acestor dispozitivelor. Prototipul dispozitivului de amortizare studiat aici are o comportare pseudo-elastică particulară. Acest dispozitiv nu are elemente de oțel care intra în domeniul plastic. În schimb,acesta consumă energie prin frecarea generată din elongarea și compresiunea unui set de inele pretensionate în jurul unui miez de oțel. Acest amortizor studiat este cu întarire de rigiditate și reprezinta un concept diferit fata de dispozitivele „clasice” de amortizare pe bază de frecare. Scopul programului de cercetare a fost de a studia comportarea acestui dispozitiv prototip și de a evalua performanța seismică a cadrelor metalice multietajate contravântuite centric echipate cu aceste dispozitive în contravantuiri.

2. Progamul experimental

2.1 Amortizorul SERB

Dispozitivul de amortizare studiat este un amortizor cu întarire de rigiditate a cărui comportare se împarte în două zone distincte. O zonă inițială cu rigiditate scazută care are ca scop cresterea perioadei de vibrație, conducând structura pe panta descendenta a spectrului de proiectare ($T>T_C$) și implicit reducând fortele seismice și o a doua zonă cu rigiditate mare concepută pentru a limita deplasarile structurii pentru valori mari ale acțiunii seismice (Fig.1).

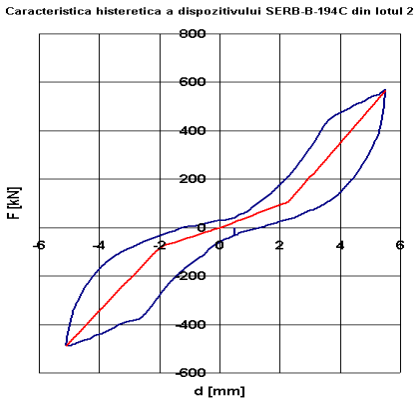


Fig.1 Comportarea histeretică a dispozitivului de amortizare SERB[1]

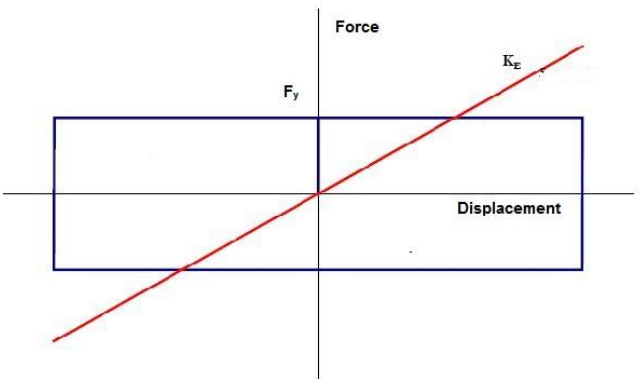


Fig.2 Comportarea unui dispozitiv de amortizare cu frecare “clasic"[2]

Conceptul acestui dispozitiv diferă de dispozitivele de amortizare pe bază de frecare clasice (Fig.2), dar ce este mai important poate, este că implica o abordare diferita în filozifia de proiectare a structurilor disipative, aceste aspecte constituind motivația din spatele acestui studiu.

Acest amortizor consumă energie prin frecarea generata din întinderea și compresiunea unui set de inele pretensionate în jurul unui miez de otel și este caracterizat de 4 parametrii principali: zona de lunecare; rigiditatea pe ramura cu întărire; forța capabilă; cursa maximă. Acest amortizor functionează ca un fel de dispozitiv mecanic telescopic care asigură o crestere a flexibilității structurii și permite disiparea de energie în structură chiar la valori mici ale deplasărilor, evitând formarea de articulații plastice. Scopul programului experimental a fost de a caracteriza și valida comportarea histeretică a amortizorului într-o primă fază și de a determina comportarea compusa contravantuire-amortizor într-o a doua fază.

2.2 Încercari experimentale

Toate încercarile experimentale au fost realizate în laboratorul CEMSIG din cadrul departamentului de construcții metalice și mecanica constructiilor al Universitații Politehnica Timisoara. Primul set de încercari experimentale a fost realizat pe cei doi amortizori studiați cu capacitate de 1000kN si 1500KN (Fig.3) pentru a valida experimental comportarea acestora și pentru a ne asigura că dispozitivele funcționeaza în parametrii doriți, având o comportare simetrica la întindere și compresiune cu bucle histeretice stabile.

Tabelul 1

Parametrii amortizorilor SERB testati:

Parametrii	SERB1	SERB2
Lunecare [mm]	2	2
Rigiditate [kN/m]	$2x10^5$	$2x10^5$
Forță Maximă [kN]	1000	1500
Cursă Maximă [mm]	+/- 15	+/- 20

Un exemplu de comportare histeretica înregistrata experimental pentru unul din dispozitive poate fi urmarit în Fig.4. Amandoua dispozitivele au avut o comportare histeretică simetrică la intindere și compresiune fără degradare.

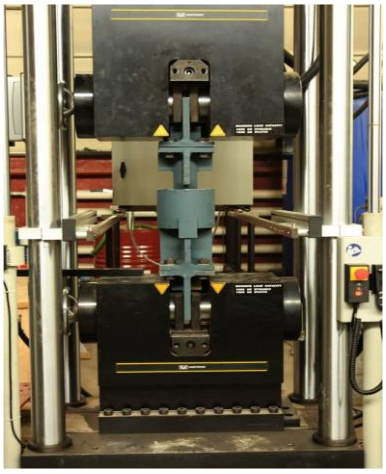


Fig.3 Montajul experimental pentru testele pe amortizor

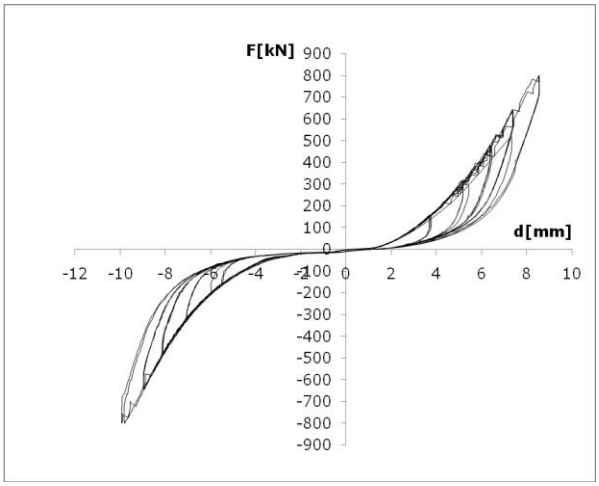


Fig.4 Comportarea dispozitivelor SERB determinată experimental

Al doilea set de încercări esperimentale a constat din încercarcari pe ansamblul contravantuire-amortizor în doua concepte de proiectare. Un prin concept de proiectare folosit este de a proiecta

contravantuirile pentru a ramane în domeniul elastic și de a controla răspunsul exclusiv prin intermediul amortizorilor cu frecare. În acest caz, structura nu are elemente ductile, este proiectata cu un factor de comportare corespunzator clasei de ductilitate scazută 1<q<2 și va beneficia de reducerea forțelor seismice de proiectare din cresterea amortizării la nivel de structură. Un al doilea concept de proiectare folosit constă din asigurarea unei suprarezistențe a amortizorului comparativ cu contravântuirea pentru ca aceasta să sufere deformații în domeniul plastic și astfel sa devina elementul mai slab din configurație. Acest concept ar beneficia teoretic atât de capacitatea de disipare de energie a contravântuirii cât și de amortizarea suplimentară dată de dispozitiv, iar cedarea se va localiza în contravantuire și nu în dispozitiv. Astfel, pentru un nivel al intensitatii acțiunii seismice corespunzator stării limită ultime contravântuirea este elementul "activ" conform principiului de proiectare disipativ, iar pentru un nivel corespunzător stării limită de serviciu amortizorul este elementul "activ" asigurând că contravantuirea rămâne în domeniul elastic și oferind o crestere a amortizarii globale. Se va face referire la aceste două concepte de proiectare prezentate mai sus ca fiind conceptele contravântuire "tare" și respectiv contravântuire "slaba".

Configurația experimentală pentru aceste încercări a fost aleasă pornind de la geometria generală a cadrului și este alcatuită din jumătate de grindă cu una din contravântuirile centrice într-o configurație triunghiulară, articulată la ambele capete. Ansamblul grindă - contravântuire a fost rotit cu 90 de grade față de poziția lor în cadru pentru a facilita aplicarea încarcarii care a fost realizată cu un actuator hidraulic de capacitate 1000kN fixat de cadrul de reactie al laboratorului. Pe lângă configurația prezentată un al doilea cadru a fost construit în jurul specimenului pentru a preveni deplanarea. Două profile au fost atasate în fața și în spatele grinzii pozitionate vertical asigurând un contact în 4 puncte cu cadrul de ghidare pentru a preveni eventuale deplasări în afara planului (Fig.5). Aceeași configurație a fost folosită și pentru încercările experimentale pe contravântuiri și pentru cele pe contravântuiri cu amortizor, dispozitivele fiind poziționate la baza contravântuirii și conectate prin intemediul unor plăci de capăt cu șuruburi (Fig.6).



Fig.5 Cadrul experimental pentru încercările pe contravântuiri



Fig.6 Montajul amortizorului la baza contravântuirii

Parametrii înregistrati în timpul încercarilor experimentale au fost: forța totală aplicată, deplasarea totală a specimenului, deplasarea relativă între anumite puncte de referința pe specimen și dispozitiv, relevante fiecărui test. Protocolul de încărcare folosit este cel recomandat de European Convention for Constructional Steelworks (ECCS, 1985 [3]). Protocolul constă din încercari în regim monoton pentru a determina relatia forță-deplasare pentru specimene și pentru a determina deplasarea la curgere e_y. Cu aceste valori determinate se construieste protocolul de încărcare ciclic avand câte un ciclu la valori ale deplasărilor în domeniul elastic (până la e_y) de $0.25e_y$, $0.5e_y$, $0.75e_y$, $1e_y$ si cate 3 cicluri la fiecare pas de încarcare corespunzator multiplilor de $2e_y$ (2ey, $4e_y$, $6e_y$,$8e_y$, etc.). Secțiunile alese pentru contravântuiri reflectă cele două concepte de

proiectare și anume: contravântuire "puternică"- HEA240 și contravântuire "slabă" - CHS D133x5 și HEA100.

2.3 Rezultatele încercarilor experimentale

Încercările pentru conceptul de proiectare contravantuire "slabă" reprezinta punctul central al programului de cercetare și vor fi cele prezentate în continuare. Rezultatele obținute pentru contravantuirile CHS și HEA au fost similare și din acest motiv se vor prezenta doar rezultatele obținute pentru profilele HEA100 cu și fără amortizor. Toate contravântuirile fără amortizor au fost testate în prealabil în regim monoton pentru a determina deplasarea la curgere și a stabili protocolul ciclic de încarcare ECCS. Configurația standului experimental a fost neschimbată pentru toate încercarile, iar contravântuirile au fost poziționate cu axa minimă de inerție în planul cadrului pentru a asigura că flambajul se va produce pe direcție verticală.

Curbele forță-deplasare obținute pentru HEA100 fără amortizori din încercări monotone sunt prezentate în Fig.7. În regim ciclic contravântuirea HEA a avut o comportare similară cu cea CHS. La ciclurile de întindere sa înregistrat o scădere a fortei cu aproximativ 20% pentru al doilea și al treilea ciclu din fiecare pas de încărcare și o scădere semnificativă a rigidității cu fiecare ciclu de întindere succesiv. Flambajul contravântuirii la ciclurile de compresiune s-a realizat împreuna cu formarea unei articulații plastice la mijlocul contravântuirii, Primul fenomen de flambaj a fost înregistrat la o valoare a forței de aproximativ 0.7 ori forța de curgere F_y iar valoarea forței la care s-a produs flambajul a scazut la fiecare ciclu consecutiv de compresiune ce a urmat. Încercarea a fost oprită cand valorile forței de compresiune a scazut sub 50% din forța maximă de compresiune atinsă. Curbele forță-deplasare determinate din încercările ciclice pe contravântuirile HEA100 fără amortizor sunt prezentate în Fig.8.

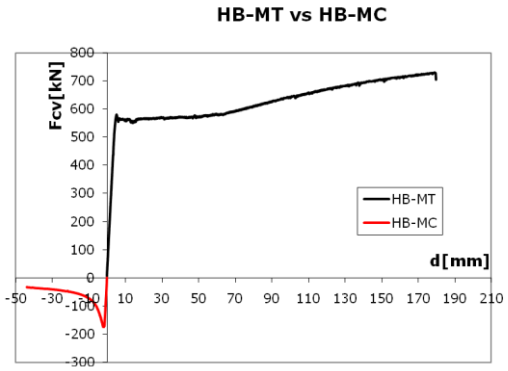


Fig.7 Comportarea contravântuiriilor HEA100 în regim monoton

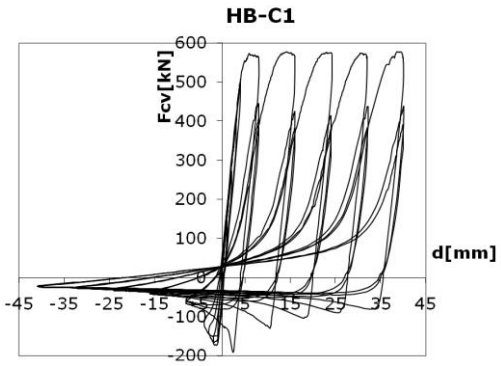


Fig.8 Curbele forță-deplasare determinate din încercarile ciclice pe contravântuirile HEA100 fără amortizor

Comportarea histeretica a contravântuirii fără amortizor prezentată mai sus se va lua ca referință în determinarea influenței dispozitivului de amortizare SERB asupra comportării globale, prin urmare comportarea contravântuirilor cu amortizor obținuta în amandouă conceptele de proiectare se vor compara cu aceasta.

În conceptul de proiectare contravantuire "slabă", contravântuirea va intra în domeniul plastic iar comportarea globală va fi una mixtă. Elementul mai slab în această configurație va fi contravantuirea care va fi și elementul care va ceda la final. Comportarea acestui sistem este prezentată în Fig.9 în comparație cu comportarea înregistrată de aceeași contravântuire sub același protocol de încărcare fără amortizor. În amandouă configurațiile la întindere forța scade semnificativ dupa primul ciclu din fiecare nivel de încarcare, cilurile 2 si 3 înregistrând un nivel

de forța similar. Contravântuirea cu amortizor are o flexibilitate mai mare înregistrand curgerea la același pas de încarcare dar la o valoare a deplasării totale cu aproximativ 50% mai mare decat cea fără amortizor. Pentru acest sistem, până la un nivel de încărcare corespunzator $2e_y$, comportarea globală este guvernată de comportarea amortizorului. Dupa acest nivel comportarea ansamblului este similara cu comportarea contravântuirii simple. Diferența între comportarea celor doua sisteme se poate observa mai îndeaproape până la $2e_y$ (Fig.10).

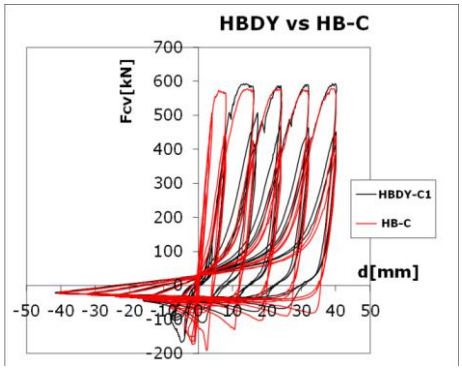


Fig.9 Comportarea histeretica la 2dy a contravantuirii cu amortizor (HBDY) si fara amortizor (HB-C)

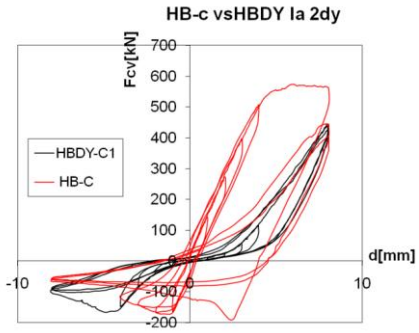


Fig.10 Comportarea histeretica la 2dy a contravantuirii cu amortizor (HBDY) si fara amortizor (HB-C)

Până la acest nivel comportarea ansamblului este dictată de parametrii amortizorului. La ciclurile de întindere contravântuirea rămâne în domeniul elastic, nivelul de forță în sistem este semnificativ mai mic decât în cel fără amortizor, iar sistemul este mult mai flexibil. La compresiune contravântuirea cu amortizor flambează la acelasi nivel de încarcare ca și cea fără amortizor dar are o capacitate de deformație mai mare datorită dispozitivului. Încercarea a fost oprită când valorile forței de compresiune a scăzut sub 50% din forța maximă de compresiune atinsă.

Pornind de la rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale pe amortizor și contravântuire se vor calibra modele numerice pentru acestea ce urmează să fie folosite în evaluarea performanțelor cadrelor contravântuite centric.

3. Calibrarea modelului numeric

3.1. Model numeric pentru amortizor

Elementele cheie în modelarea numerică a comportării amortizorului studiat sunt modelarea efectului de „pinching” al curbei histeretice și efectul de întărire a rigidității (K2 > K1) fără degradare a buclelor de histereză. Pentru modelarea dispozitivelor de amortizare s-a folosit S SEISMOSTRUCT version5.5 Build 10 software, un program de element finit care folosește formularea cu fibre. Pentru modelarea acestor s-au definit elemente de tip link care pe directie axială respectă o anumita lege de comportare. Modelul numeric al dispozitivului a fost obținut prin legarea în paralel a două elemente de tip link care au o lege comportare de tip biliniar simetric și respectiv o lege de comportare de tip gap-hook pentru a obține efectul de „pinching”. Rigiditatea cuplată a celor doua elemente modelează efectul de întărire de rigiditate și se obține rigiditatea dorită a dispozitivului. Comportarea combinată a celor doua elemente în paralel se prezintă în (Fig.11). Comportarea histeretică a modelului numeric a fost comparată cu cea obținută în urma încercărilor experimentale, acest model compus fiind capabil sa modeleze cu o bună acuratețe comportarea reala a dispozitivului (Fig.12).

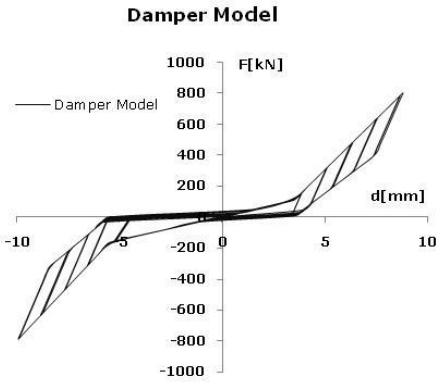


Fig.11 Comportarea histeretică a modelului numeric pentru amortizorul SERB

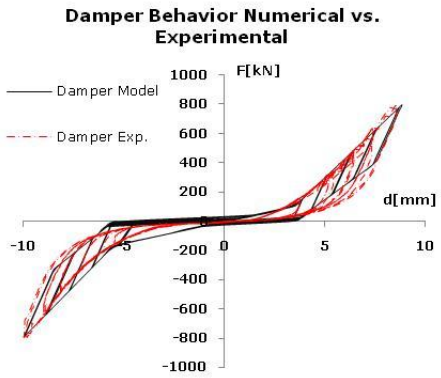


Fig.12 Comparație între comportarea histeretică a amortizorului SERB obținuta numeric și cea obținuta experimental

Amortizorul cu frecare clasic care va fi folosit în comparație este caracterizat de o curba histeretică rectangulară guvernată de doi parametrii principali: 1 rigiditate inițială; 2 forță de lunecare. Pentru modelul numeric al acestui amortizor prin frecare clasic (denumit în continuare FD3) s-a folosit o comportare biliniar-kinematic (Fig.13).

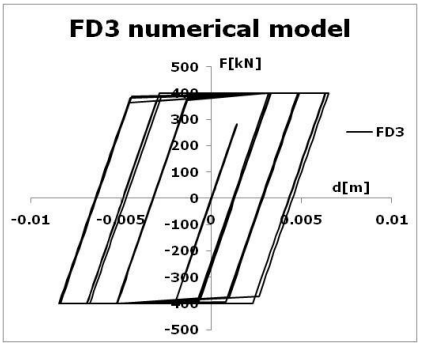


Fig.13 Comportarea histeretică a modelului numeric pentru amortizorul cu frecare clasic

3.2. Modelul numeric pentru contravântuire

Avand ca referință comportarea contravântuirii HEA 100 obținută experimental s-a urmărit construirea unui model numeric pentru acest element care să modeleze cu suficientă acuratețe comportarea reală a contravântuirii. Elementul cheie în modelarea contravântuirii este modelarea cu suficientă acuratețe a comportării contravântuirii la flambaj. Modelarea acestui fenomen s-a realizat prin folosirea imperfecțiunilor geometrice conform EN1993 1-1[4]. Contravântuirea s-a împarțit în segmente, fiecare punct având atribuită o valoare corespunzatoare de imperfecțiune calculata pe baza unei distribuții parabolice cu valoarea imperfecțiunii la mijlocul barei de e_0 = 26.54 mm. Modelul pentru oțel folosit a fost modelul Menegotto-Pinto cu parametrii calibrați pe baza încercarilor de material. Pentru a obține un model cât mai bun s-a realizat un studiu parametric care a avut ca scop determinarea numarului optim de elemente în care sa fie împărțită contravântuirea și pentru determinarea valorilor imperfecțiunilor, având la bază comportarea obținută experimental a contravântuirii. Contravântuirea a fost împărțită în 2 și 4 elemente(Fig.14 și Fig.15), atribuindu-se valori ale imperfecțiunilor de e_0, $e_0/2$, $e_0/3$, $e_0/4$ și o lungime a articulației plastice de 16.66%, 20% si 25% pentru fiecare din aceste 2 modele. Cele mai bune rezultate s-au obținut pentru modelul cu 2 elemente și o valoare a imperfecțiunii la mijlocul barei de $e_0/2$ cu lungimea articulației plastice de 20%. Un studiu parametric similar realizat de Landolfo et al [5]recomandă de asemenea folosirea împarțirii în 2 elemente pentru modelarea comportării ciclice a contravântuirii.

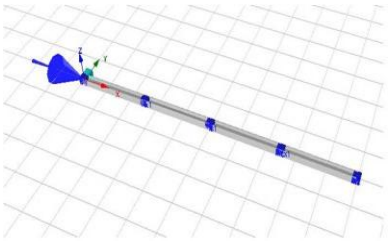


Fig.14 Împarțirea contravântuirii în 4 elemente

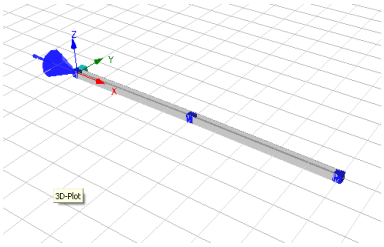


Fig.15 Împarțirea contravântuirii în 2 elemente

Comportarea modelului numeric pentru contravântuire este prezentat în Fig.16 în comparație cu comportarea obținută experimental.

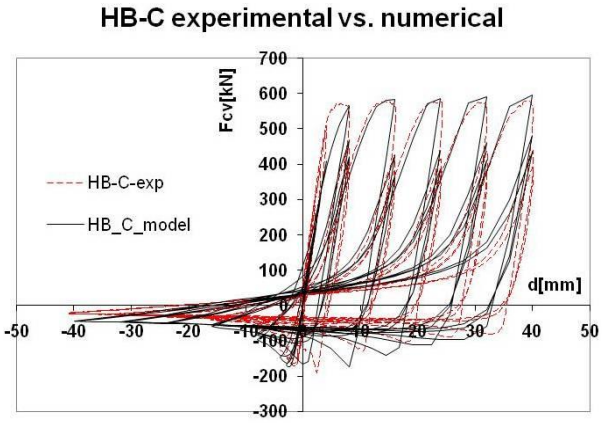


Fig.16 Modelul numeric pentru contravantuire comparat cu comportarea obținută experimental

4. Concluzii

Rezultatele încercărilor experimentale au fost în concordanță cu cele două concepte de proiectare considerate. Până la un nivel de încărcare corespunzător unei deplasari de $2e_y$ contravântuirea ramane în domeniu elastic, are un nivel mai scazut de disipare de energie dar înregistreaza o reducere semnificativă de forța și o creștere a flexibilității sistemului datorată amortizorului. După acest nivel comportarea histeretica a sistemului este foarte asemănătoare cu cea a contravântuirii fără amortizor, beneficiind de disipare de energie prin formarea unei articulații plastice în contravântuire. Cedarea în acest concept este datorată cedarii contravântuirii la compresiune. Pe baza rezultatelor experimentale se calibrază un model numeric pentru amortizor și pentru contavântuire care să modeleze cu suficientă acuratețe comportarea celor două elemente. Eficiența acestui tip de amortizor pentru structurile din oțel contravântuite centric cu mai multe nivele este analizată în partea a 2-a a lucrării.

Bibliografie

[1] PANAIT, A., ȘERBAN, V., ANDRONE, M., CIOCAN, G.A., ZAMFIR, M. - Metoda ȘERB - SITON pentru controlul,limitarea și amortizarea miscarilor seismice a structureilor metalice, a X-a ediție a Zilelor academice timisene:Structuri metalice amplasate in zone seismice. Preocupări actuale, 25 mai 2007.
[2] KELLY, T.E.- Design Guidelines, Holmes Consulting Group, July 2001
[3] ECCS.- Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads, European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45, 1985
[4] EN1993-1-1, Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN - European Committee for Standardization, 2003
[5] LANDOLFO, R., D'ANIELLO, M, PORTIOLI, F. - Simulation of inelastic cyclic behaviour of steel concentric bracings, 14ECEE, Ohrid, T3, no.1816, 30.08-3.09 2010

SISTEME STRUCTURALE DISIPATIVE CU CONTRAVÂNTUIRI CU AMORTIZORI CU FRECARE: STUDIU DE SOUȚIE ȘI COMPARAȚIE CU SISTEMELE CONVENȚIONALE - PARTEA 2

DISSIPATIVE STRUCTURAL SYSTEMS WITH FRICTION DAMPERS IN THE BRACINGS: STUDY OF THE SOLUTION AND COMPARISON WITH CONVENTIONAL SYSTEMS - PART 2

NORIN FILIP-VACARESCU[1], AUREL STRATAN[2] , DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: Lucrarea tratează comportarea structurilor metalice contravantuite centric dotate cu amortizori pe baza de frecare instalaţi în contravântuiri. Prima parte a acestui articol prezintă încercările experimentale pentru a caracteriza parametrii acestui tip de amortizori. Pe baza rezultatelor experimentale se va calibra și implementa un model histeretic echivalent ce urmează să fie folosit in simulari numerice. Încercările experimentale au fost realizate pentru doua serii de contravantuiri având concepte diferite de proiectare: prima serie pentru contravântuiri proiectate să rămână în domenul elastic şi a doua serie pentru contravântuiri care suferă deformatii plastice după consumarea cursei amortizorului.În partea a doua, performanța sistemelor cu acest tip de amortizor cu frecare a fost evaluata prin analize de tip time-history folosind doua seturi de accelerograme scalate pe spectrul de proiectare caracteristic pentru teren moale (Bucureşti) şi pe spectrul de răspuns caracteristic pentru teren tare (teren Clasă B conform SR EN 1998-1) în comparatie cu sistemele fara dispozitive de amortizare si cele care folosesc dispozitive conventionale cu frecare*.

Cuvinte cheie: amortizori, frecare, contravântuire, experimental, calibrare, performanță

***Abstract:** This paper discusses the performance of concentrically braced frames equipped with friction dampers in the braces. The first part of the article presents experimental tests performed on friction damper prototype to fully characterize its parameters. Based on experimental results a numerical model for the brace with damper assembly was calibrated and implemented. Experimental tests were conducted following two different design concepts: a first set for braces designed to remain in elastic domain and a second set for braces design to undergo plastic deformations and work together with the damper. Starting from the developed numerical model, the second part of the article will present the performance based evaluation of concentrically braced frames equipped with friction dampers. Evaluation will be made by numerical time-history analyses using two sets of seismic motions scaled on the appropriate response spectra characteristic to soft soil type (Bucureşti)and stiff soil type (Type B soil according to SREN1998-1), in comparison to the structure without dampers and the structure with classic friction dampers in the braces.*

Keywords: friction, dampers, bracing, experimental, calibration, performance

1. Introducere

[1]Asistent dr. ing. Universitatea "Politehnica" Timisoara (Asistant Lecturer, PhD, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: norin.filipvacarescu@ct.upt.ro
[2] Conf. dr. ing. Universitatea "Politehnica" Timisoara (Lecturer, PhD, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: aurel.stratan@ct.upt.ro
[3] Profesor Universitar dr. ing. Membru corespondent al Academiei Romane Universitatea "Politehnica" Timisoara (Professor , PhD, Corresponding Member of Romanian Academy, "Politehnica" University Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

Prima parte a acestui articol a prezentat încercarile experimentale realizate pe amortizori și doua seturi de contravântuiri echipate cu amortizori cu întărire de rigiditate: un prim set în care contravântuirea a fost proiectată pentru a rămâne în domeniul elastic și un al doilea set, discutat în detaliu, în care contravântuirea a fost proiectată ca un element disipativ care lucreaza împreună cu amortizorul cu frecare studiat îmbunătățind capacitatea de disipare de energie a sistemului structural studiat. Pe baza rezultatelor experimentale s-a calibrat un model numeric pentru amortizor, contravântuire și ansamblul contravântuire- amortizor. Aceasta parte a doua, prezintă calibrarea modelelor numerice și implementarea acestora în simulări numerice a unor cadre contravântuite centric, scopul fiind determinarea performanței acestui tip de dispozitive cuplate cu contravântuirile centrice, comparativ cu structura fară amortizori și comparația cu dispozitive de amortizare cu frecare ” clasice”. Modelarea numerică poate fi împărțită în mare în două etape. O primă etapă constă din calibrarea modelelor numerice pentru cele două elemente separat contravântuire și amortizor dar și mai important comportarea lor cuplată. A doua etapă constă din o serie de simulări numerice realizate pe un cadru de oțel, multietajat, contravântuit centric cu și fără dispozitive de amortizare și în final comparația performanțelor amortizorului SERB cu alte tipuri de amortizori pe baza de frecare folositi în practica curentă.

2. Modelarea numerică a ansamblului contravantuire-amortizor

Cele doua modele numerice prezentate în detaliu în prima parte a acestui articol pentru amortizorul SERB și contravântuire, calibrate pe baza rezultatelor experimentale, au fost ulterior combinate pentru a obține comportarea ansamblului contravântuire-amortizor. Modelul rezultat a fost comparat din nou cu rezutatele încercărilor experimentale (Fig.1).

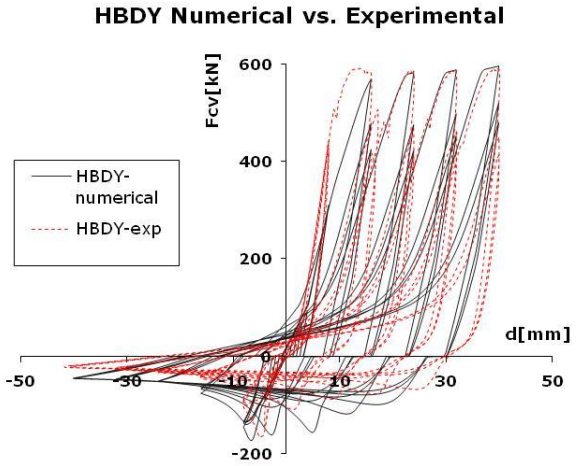
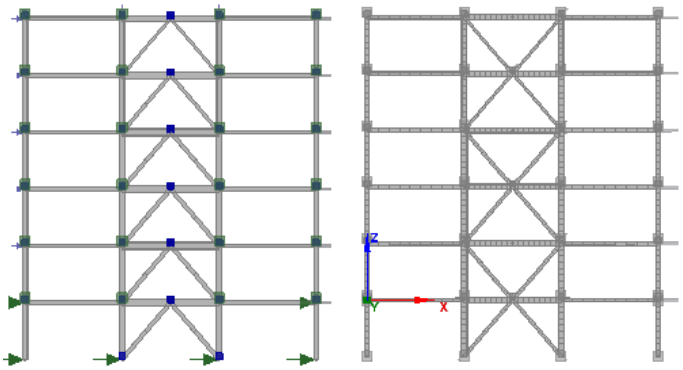


Fig.1 Comportarea ansamblului contravantuire-amortizor numeric vs.experimental

Modelul numeric astfel alcătuit prezintă aceeași comportare globală cu cea experimentală, cu o zonă guvernată de comportarea amortizorului pana la un nivel corespunzator cu $2e_y$, dupa acest nivel comportarea fiind cea a contravântuirii. Se ating aceleași valori maxime de forță pentru fiecare ciclu de întindere și se reuseste modelarea cu suficienta acuratețe a efectului de lunecare introdus de amortizor la tranziția prin punctul de forță zero. Aceste două modele numerice vor fi folosite în evaluarea pe cale numerică a performanțelor acestui sistem împreuna cu cadrele multietajate contravantuite centric.

3. Aplicarea modelului numeric pentru cadre multietajate contravântuite centric

Structurile analizate sunt două cadre plan cu 5 etaje de 3.5m și un nivel subteran extras dintr-o confuguratie de 3x3 cu 3 deschideri de 6m având: prima structură contravântuiri în V intors în deschiderea centrală (Fig.2) și a doua structură contravântuiri în X pe două nivele. Cadrele au fost proiectate conform EC3 și EC8, cu condiții suplimentare din normativul românesc de proiectare la acțiunea seismică P100/2006[1], folosind spectrul de proiectare pentru Bucuresti cu perioada de colț T_C=1.6s și o accelerație de vârf a terenului de a_g=0.24g. S-au realizat un numar mare de analize de tip time-history care au folosit 2 seturi de accelerograme scalate pe spectrul de răspuns de proiectare după cum urmeaza: 7 accelerograme semi-artificiale caracteristice pentru un teren moale (Bucuresti) și 7 accelerograme generate artificial caracteristice unui teren tare (teren Classa B conform SREN1998-1[2]), atât cu și fără amortizori în structură. Cele două spectre au fost scalate în funcție de perioada proprie a structurii analizate pentru a obtine aproximativ aceleeași forțe seismice de proiectare (Fig.3).



a. b.

Fig.2 Geometrie cadru cu contravântuiri în V inversat (a) și cu contravântuiri în X pe două nivele (b)

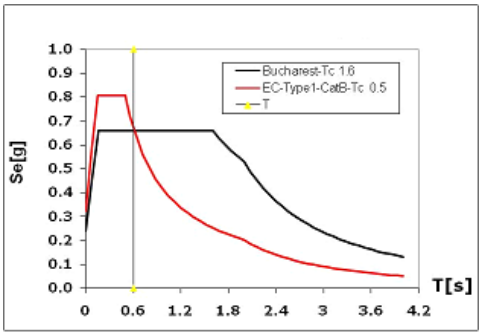


Fig.3 Spectrul elastic pentru teren moale T_C=1.6s și pentru teren tare T_C=0.5s

S-a realizat o evaluare bazată pe criterii de performanță folosind criteriile pentru deformațiile plastice axiale în contravântuiri și rotiri plastice în grinzi și stalpi din FEMA356 [3]. S-au considerat 3 nivele de performanță pentru fiecare tip de accelerogramă avand un multiplicator al accelerației de 0.5 (30 ani perioada medie de recurență), 1.0 (100 ani perioada medie de recurență), 1.5 (475 ani perioada medie de recurență) corespunzator starii limita de serviciu (SLS), starii limită ultime (ULS) și respectiv prevenirea colapsului (CP).

3.1 Cadrul cu contravântuiri în V inversat

În continuare se prezintă rezultatele obținute pentru accelerogramele caracteristice unui teren tare cu T_C=0.5s. Deplasarile relative de nivel maxime (Fig.4), deplasarea relativă a fiecărui nivel (Fig.5, Fig.6 și Fig.7) și deplasarea la vârful structurii (Fig.8, Fig.9 și Fig.10) sunt calculate ca media valorilor înregistrate din cele 7 accelerograme pentru fiecare nivel considerat (SLS, ULS și CP)și se prezintă comparativ pentru cele trei structuri: fără amortizor(NODMP), cu amortizor SERB (DMP) și cu amortizor clasic (FD3).

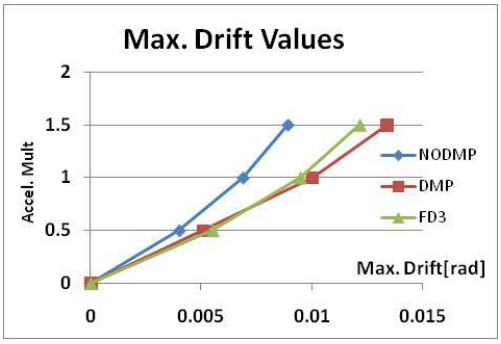


Fig.4 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura cu și fără amortizori la (teren tare)

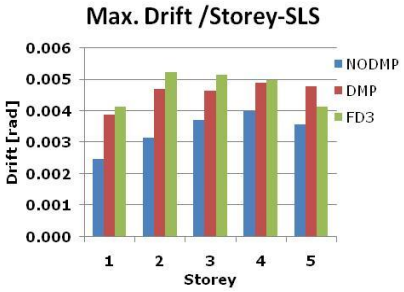


Fig.5 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura cu și fără amortizori la SLS

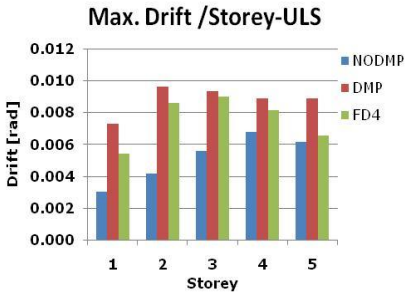


Fig.6 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura cu și fără amortizori la ULS

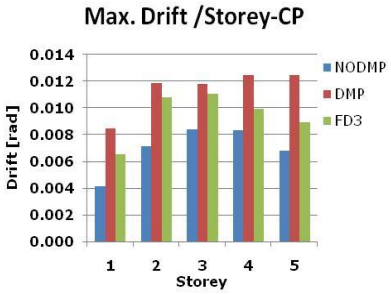


Fig.7 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura cu și fără amortizori la CP

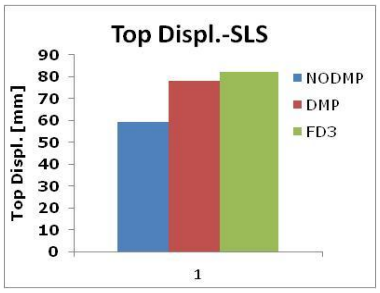


Fig.8 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la SLS

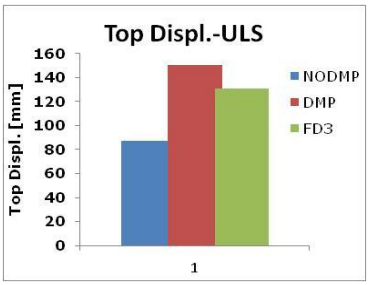


Fig.9 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la ULS

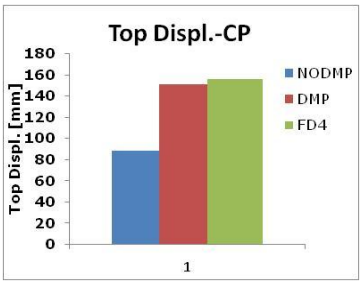


Fig.10 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la CP

La sfârșitul fiecărei înregistrări seismice structura a fost lăsată să vibreze liber. Valoarea deplasărilor permanente înregistrate la vârful structurii sunt prezentate în Fig.11,Fig.12 și Fig.13.

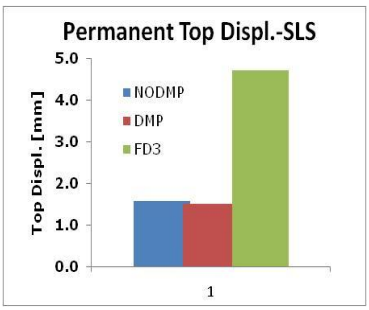


Fig.11 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la SLS

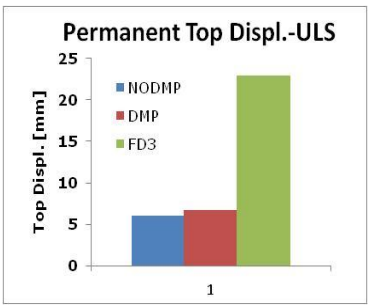


Fig.12 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la ULS

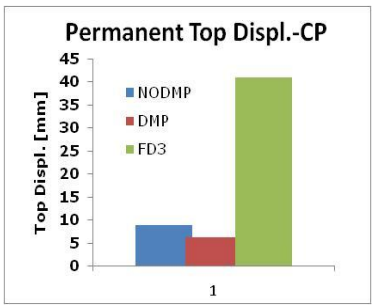


Fig.13 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la CP

Pentru acest set de accelerograme caracteristice unui teren tare se înregistrează o creștere a deplasărilor relative de nivel pentru cele două structuri cu amortizori. Structura cu dispozitivele SERB (DMP) este cea mai flexibilă înregistrând valorile cele mai mari atât pentru deplasările relative cât și pentru deplasarea laterală la vârful structurii la ULS, cu valori pentru deplasarea permanentă însă la CP, mai mici chiar decât cea pentru structura fără amortizori. Cadrul cu FD3 are o creștere semnificativă a deplasărilor remanente comparativ cu celelalte două structuri la SLS și CP și înregistrează valori ale deplasărilor relative de nivel între cele obținute pentru celelalte două structuri la ULS și CP. La SLS cadrul cu amortizori SERB (DMP) evită formarea articulațiilor plastice în contravântuiri care apar la structura fără amortizori. La ULS pentru amândouă cadrele cu și fără amortizor se formează articulații plastice în contravântuiri cu valori mai mici ale deformațiilor plastice axiale la compresiune în cadrele cu amortizori. La acest nivel de performanță, structurile au un comportament similar. Nu apar articulații plastice în grinzile centrale la nici o structură și toate valorile deformațiilor plastice axiale satisfac criteriile considerate din FEMA356 [3]. La CP structurile au o comportare similară, cu formarea de articulații plastice în toate contravântuirile dar din nou cu valori mai reduse a deformațiilor plastice la structura cu amortizori SERB. Nu s-au înregistrat articulații plastice în grinzile centrale. Pentru cadrele cu amortizor clasic FD3 nu se formează articulații plastice la nici un nivel al intensității seismice.

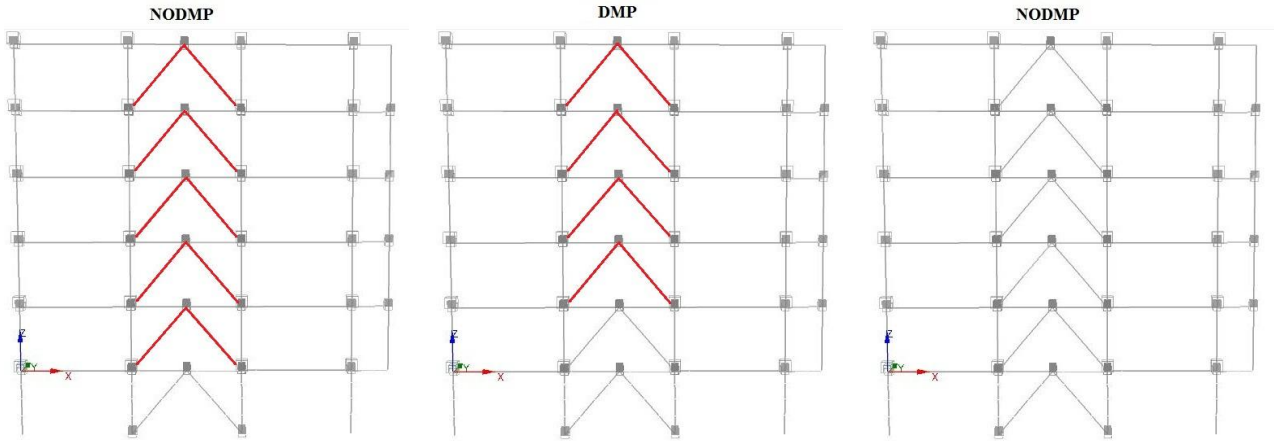


Fig.14 Localizarea articulațiilor plastice pentru structura cu și fără amortizori la CP

Rezultatele obtinute pentru teren moale caracterizat de T_C = 1.6s nu au aratat o influență pozitivă a dispozitivelor asupra răspunsului structurii. Cadrul cu amortizor SERB este mult mai flexibil și înregistraza apariția articulatiilor plastice în contravântuiri chiar de la SLS. La ULS structura cu amortizori are valori mai mari pentru deplasările relative de nivel și pentru deformațiile plastice din contravântuiri. În plus, se formeaza articulații plastice în grinzile centrale și la baza stalpilor cu valori ale rotirilor plastice ce depășesc valorile admise. Structura cu amortizori clasici este și ea mai flexibilă cu valori ale deplasarilor relative de nivel între cele a structurii fără amortizori și cea cu amortizori SERB dar, aceasta însă are valori mai mari pentru deplasarile permanente la vârful structurii la toate nivelele de performanță. Acest prim set de simulări numerice a arătat că acest tip particular de amortizor cu frecare nu este eficient în reducerea răspunsului seismic a structurilor contravântuite centric pentru miscări seismice caracteristice unui teren moale (T_C = 1.6s) în acest concept de proiectare. Totuși, pentru structuri rigide afectate de mișcări seismice caracteristice unui teren tare, amortizorul SERB evită formarea articulațiilor plastice în contravântuiri la SLS, reduce numărul articulațiilor plastice la celelalte nivele de performață și deplasările permanente și este deci eficient în reducerea răspunsului structurii în acest caz.

3.2 Cadrul cu contravântuiri în X pe două nivele

Pentru a evalua performanța acestui tip de amortizor pentru cadre contravântuite centric cu o ductilitate mai mare s-a realizat în continuare un al doilea set de analize time-history pe cadre cu contravântuiri în X pe două niveluri. Cadrul are aceleași dimensiuni geometrice și a fost proiectat folosind aceleași ipoteze de încărcare și la aceeași acțiune seismică de proiectare ca și cadrul contravântuit în V dar cu valori ale factorului de comportare q mai mari, adecvat acestui tip de structură. Au fost abordate din nou trei structuri: fără dispozitive de amortizare, cu amortizor SERB și cu amortizor clasic cu frecare FD3. Și la acest tip de structură, pentru accelerogramele caracteristice unui teren moale (T_C=1,6s), dispozitivul SERB creste flexibilitatea structurii și duce la formarea de articulații plastice în elemente nedisipative cu valori ale rotirilor plastice ce depășesc valorile admise, având o comportare generală nesatisfăcătoare.

În continuare se prezintă rezultatele obținute pentru accelerogramele caracteristice unui teren tare cu T_C=0.5s pentru acest cadru. Deplasările relative de nivel maxime (Fig.15), deplasarea relativă a fiecărui nivel (Fig.16,Fig.17 și Fig.18) și deplasarea la vârful structurii (Fig.19,Fig.20 și Fig.21) pentru fiecare nivel considerat (SLS, ULS și CP) se prezintă comparativ pentru cele trei structuri: fără amortizor(NODMP), cu amortizor SERB(DMP) și cu amortizor clasic (FD3).

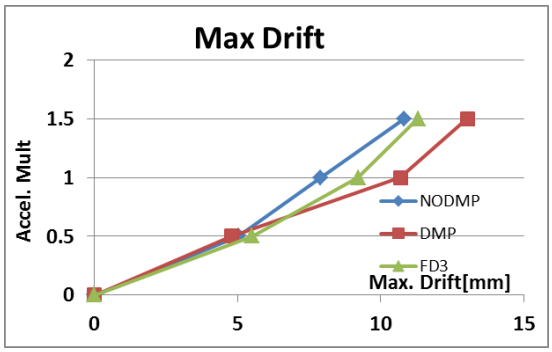


Fig.15 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura cu și fără amortizori (teren tare)

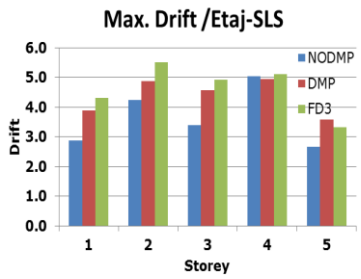


Fig.16 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj la SLS

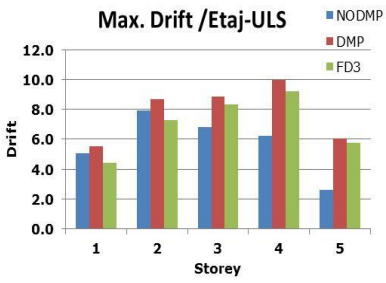


Fig.17 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj la ULS

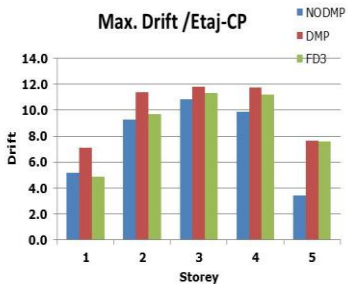


Fig.18 Valorile maxime a deplasărilor relative de nivel la fiecare etaj pentru structura la CP

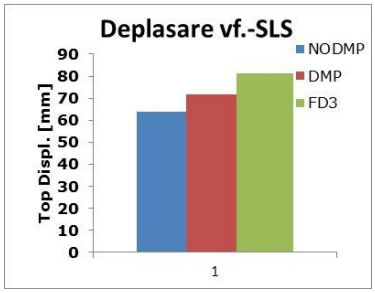


Fig.19 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la SLS

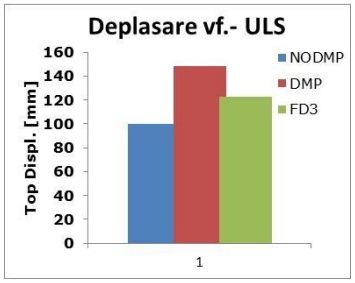


Fig.20 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la ULS

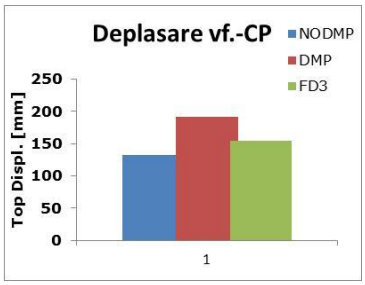


Fig.21 Deplasarea la vârf pentru structura cu și fără amortizori la CP

La sfârșitul fiecărei înregistrări seismice structura a fost lăsată să vibreze liber. Valoarea deplasărilor permanente înregistrate la vârful structurii sunt prezentate în, Fig.22,Fig.23 și Fig.23.

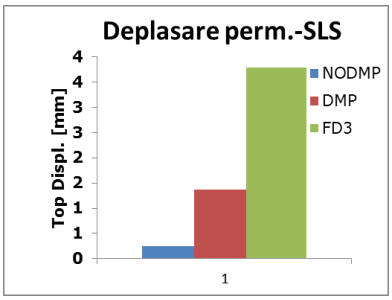


Fig.22 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la SLS

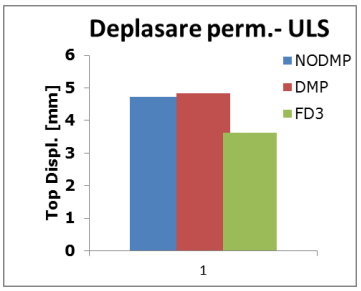


Fig.23 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la ULS

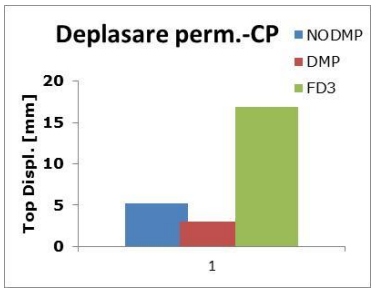


Fig.24 Deplasarea permanentă la vârf pentru structura cu și fără amortizori la CP

Structura fără dispozitive de amortizare formeaza articulatii plastice în contravântuiri înca de la SLS. La acest nivel al intensității seismice structura cu dispozitivele SERB are cea mai bună cumportare deoarece evită formarea acestor articulatii plastice în contravântuiri pe cand structura cu amortizori FD3 reduce doar numarul articulatiilor. Ambele structurile cu amortizori sunt mai flexibile, cu valori ale deplasărilor relative de nivel și ale deplasărilor la vârful structurii mai mari ca la structura fără amortizori. Cele mai mari valori sunt atinse la structura cu amortizori clasici FD3. La SLU cadrul cu SERB este cel mai flexibil, cu valorile cele mai mari atât pentru deplasările relative de nivel cat și pentru deplasarea la vârf și o comportare apropiată de cadrul fără amortizori. Cadrul cu FD3 înregistrează valori ale deplasărilor relative de nivel între cele obținute pentru celelalte două structuri la SLU și CP și îmbunătățește comportarea structurii prin reducerea numărului de articulații plastice în contravântuiri. Cu toate aceste, la SLS și CP, cadrul cu FD3 are cele mai mari deplasări permanente la vârful structurii. La CP toate trei structurile formează articulații plastice în contravântuiri, cu valori mai reduse a deformațiilor plastice axiale pentru stucturile cu amortizori FD3. La cadrele cu amortizori se formează suplimentar articulații plastice în grinzile cadrului contravântuit cu valori ale deplasărilor și rotirilor plastice care nu depășesc valorile admise. La CP structurile nu formează articulații plastice în stâlpi (Fig.25).

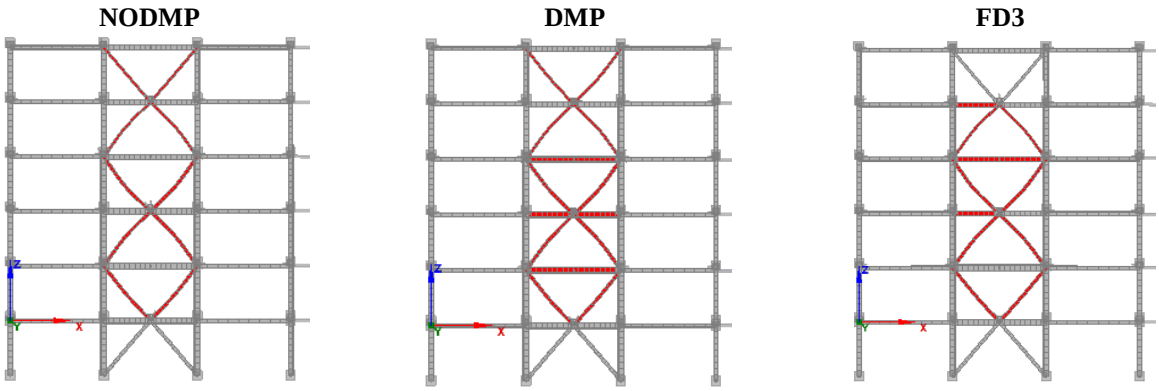


Fig.25 Localizarea articulațiilor plastice pentru structura cu și fără amortizori la CP

Concluzii

Pe baza rezultatelor încercărilor experimentale prezentate în detaliu în prima parte a acestui articol, această a doua parte prezintă evaluarea performanțelor structurilor contravântuite centric echipate cu amortizori în contravântuiri după principiul de proiectare în care contravântuirea și amortizorul lucrează împreună. S-au dezvoltat și calibrat modelele numerice pentru dispozitivul pe bază de frecare studiat și un dispozitiv clasic cu frecare, contravântuire și ansamblul contravântuire-amortizor. Aceste modele au fost implementate în analize de tip time-history pe două seturi de accelerograme scalate pe spectrul de proiectare caracteristice unui teren moale (T_C=1.6s) și unui teren tare ClasaB (T_C=0.5s) pentru a evalua performanța structurilor cu dispozitivele SERB studiate în comparație cu structura fără amortizori și structura echipată cu dispozitive ”clasice” cu frecare. Cele două amortizoare au comportări histeretice complet diferite. Amortizorii FD3 susțin o cerință de ductilitate mai mare în comparație cu amortizorii SERB, având o disipare mai mare de energie dar duc la valori mari ale deplasărilor permanente. Amortizorul SERB are valori mai mari de forță axială datorită întăririi de rigiditate care ar putea limita deplasările la cutremure cu o intensitate ridicată dar de asemenea poate duce la creșterea forțelor transmise în grinzi și stâlpi. Comportarea amortizorului SERB pentru teren slab este nesatisfăcătoare pentru amândouă structurile studiate datorită creșterii flexibilității structurii și apariției articulațiilor plastice în elemente nedisipative. Pentru cutremure caracteristice unui teren tare, cu perioadă de colț mică amortizorul SERB îmbunătățește răspunsul seismic al cadrelor rigide cu contravântuiri în V inversat. În acest caz evită formarea articulațiilor plastice în contravântuiri la SLS și reduce numărul articulațiilor plastice la celelalte nivele de performață, reducând totodată și deplasările permanente. Pentru cadrele cu contravântuiri în X pe 2 nivele, pentru teren tare, dispozitivul SERB evită formarea de articulații plastice la SLS dar nu mai are o influență la fel de bună la SLU și CP unde are valorile cele mai mari pentru deplasările relative de nivel, deplasările totale și permanente la vârful structurii. La CP structurile cu amortizori formează articulații plastice în grinzile centrale. Cadrul cu FD3 are valorile cele mai mari ale deplasărilor permanente la SLS și CP. În general ambele dispozitivele au avantaje și dezavantaje și folosirea lor presupune o investigare riguroasă a tuturor factorilor.

Bibliografie

[1] P100-1/2006, “Cod de proiectare seismic-Partea I — Prevederi de proiectare pentru cladiri“,Romania, 2006.
[2] EN1998-1, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Draft, December, CEN - European Committee for Standardization, 2003
[3] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000

PROTECȚIA PRIN AMORTIZARE ADĂUGATĂ. O ABORDARE ENERGETICĂ

SEISMIC PROTECTION BY ADDED DAMPING. ENERGY APPROACH

IOANA LĂDAR[1]

***Rezumat**: Lucrarea propusă are ca obiectiv principal exprimarea răspunsului seismic al structurilor metalice multietajate în termeni energetici. Energia seismică de input și componentele sale structurale (energia cinetică, energia de deformație, energia disipată prin amortizare inerentă, energia disipată prin amortizare adăugată sau prin deformații plastice) constituie parametrii având o mare expresivitate de exprimare atât a răspunsului seismic în sine, cât și a eficienței sistemelor de protecție seismică. Puterea de exprimare în termeni energetici a răspunsului seismic este conferită de natura sintetică a energiilor care „procesează'' matematic cvasitotalitatea spectrului de parametri: cinematici (deplasări, viteze, accelerații, perioade, frecvențe de vibrație), statici (încărcări, eforturi induse, forțe tăietoare seismice de bază), parametri asociați proprietăților elastice și proprietăților inerțiale ale structurii precum și specificități ale acțiunii seismice. Modalitatea de studiu constă într-un set de analize seismice conduse pe un număr de structuri metalice multietajate acționate seismic în domeniul elastic și echipate cu amortizare adăugată. Structurile analizate fac parte din clasa de înălțime mică având de la 4 la 12 niveluri. Fiecare structură este analizată atât în starea de „referință'' (amortizare inerentă) cât și în câteva trepte de amortizare adăugată. Structurile analizate sunt acționate de câteva cutremure de referință din România. Parametrii calculați se referă la componentele energetice asociate fiecărui caz. Prin utilizarea ecuației de bilanț energetic este evidențiată, în fiecare caz, capacitatea de absorbție energetică a structurii, precum și eficiența amortizării adăugate.*

Cuvinte cheie: structuri, metalice, multietajate, amortizare, energie

***Abstract:** Intended study focuses on expressing seismic response of multi-story steel structures in energy terms. Seismic input energy and its components (kinetic energy, strain energy, dissipated energy via inherent and added damping, dissipated energy by plastic deformations) are parameters of high expressivity in what concerns the seismic response and the efficiency of seismic protection added damping. The power of energy terms in expressing the seismic response is inferred to them by their synthetic nature that comprises a quasi-totality of parameters: kinematic (displacements, velocities, accelerations, vibration periods), static (loads, stresses), elastic, inertial and damping properties of structure itself and of the seismic action as well. The study is applied on a set of multi-story steel structures of medium height (extending from 4 to 12 stories). Each structure is acted upon by a reference recorded seismic actions and, then, analysed in its reference state (inherent linear viscous damping) and in the cases of several levels of added damping. Computed parameters are energy terms associated to each structural case. By way of energy balance equation, the efficiency of added damping as means of seismic protection is emphasized.*

Keywords: multi - story, steel, structures, seismic energy, added damping

1. Introducere

Exprimarea răspunsului seismic în termeni de energie permite evaluarea adecvării structurii (proiectate sau existente) la cerințele seismice ale amplasamentului și evaluarea analitică a

[1] asistent drd. ing. Facultatea de Construcții din Cluj – Napoca (Assistant, PhD student, Technical University of Civil Engineering of Cluj – Napoca), e-mail: Ioana.LADAR@mecon.utcluj.ro

aportului amortizării adăugate la reducerea răspunsului seismic. Elaborarea unui instrument analitic de evaluare a eficienței amortizării adăugate în reducerea răspunsului seismic al structurilor multietajate echipate cu amortizare adăugată este un obiectiv colateral al acestui studiu. Astfel de mijloace analitice de evaluare a eficienței protecției seismice au fost propuse și publicate și constituie instrumente utile în evaluarea eficienței protecției seismice pasive. În general, instrumentele analitice existente includ într-o astfel de evaluare doar mărimi vectoriale (vectorul deplasări, vectorul accelerații), care, prin natura lor vectorială, sunt dificil de calculat din punct de vedere matematic. Această dificultate este, de obicei, depășită prin selectarea (din vectorul respectiv) a parametrului (deplasare, accelerație) asociat nivelului ultim al structurii. În schimb, compararea valorilor energiei este nu numai un proces simplu (din punct de vedere matematic) - energia fiind o mărime scalară - ci și mai relevant având în vedere structura sintetică pe care o are energia. Abordarea energetică a răspunsului seismic în practica analizei și proiectării structurilor acționate seismic, este o preocupare relativ recentă [1], [2] și încă într-o fază de testare – oricum de început.

Primele cercetări în aspectele energetice ale efectelor seismice asupra structurilor datează din deceniul al VI-lea al secolului al XX-lea [3] când este conceptualizată necesitatea asigurării structurilor acționate seismic cu capacități de disipare a energiei seismice induse. Urmarea acestor preocupări a fost o dezvoltare tot mai pronunțată a conceptelor energetice în proiectarea structurilor acționate seismic [4], [5]. Abordarea energetică a comportării structurilor amplasate în zone cu potențial seismic a fost puternic impulsionată odată cu utilizarea pe scară largă a reducerii răspunsului seismic prin amortizare suplimentară. Mai mult, formulările energetice au cuprins chiar activitatea de proiectare a structurilor de construcții. În literatura de specialitate pot fi semnalate numeroase studii care propun aplicarea unor criterii energetice în proiectarea structurilor amplasate în zone seismice [6], [7]. Printre argumentele promotorilor elaborării unui sistem de proiectare a structurilor bazat pe criterii energetice se numără faptul că metodele curente (bazate pe stări limită) nu țin seama de durata cutremurelor și nici de comportarea histeretică la nivelul relației cauză (efort secțional, efort unitar) – efect (deplasări, deformații). Un alt domeniu de utilizare a conceptelor energetice în analiza comportării structurilor acționate seismic este cel al cuantificării degradărilor și avariilor produse structurilor de cutremure. Degradările produse de cutremure sunt și ele – ca și energia – cumulative și pot fi, astfel, cuantificate în cantități de energie necesară producerii lor [8].

Acesta este contextul în care prezentul studiu se încadrează din punct de vedere al tematicii, al obiectivului principal și al abordării răspunsului seismic. Cantitativ, energia de input seismic depinde de un set larg de parametri asociați atât structurii cât și amplasamentului. Se cunoaște efectul de vârf al unui cutremur care are perioada dominantă în vecinătatea perioadei proprii fundamentale a unei structuri. Exprimarea în termeni energetici a unui spectru larg de situații incluzând niveluri diferite de rigiditate laterală, de amortizare și expuse unor acțiuni seismice variate (de tip șoc, cu intervale de timp lungi ale valorilor lor maxime, etc.) oferă posibilitatea unui nou punct de vedere asupra inter – relației anticipate structură – acțiune seismică.

De asemenea, exprimarea energetică a răspunsului seismic evidențiază rolul multiplu pe care îl are o structură acționată seismic și dă posibilitatea, în acest context, evaluării adecvării structurale. O astfel de structura este, în primul rând, un recipient de energie. Mișcarea ondulatorie în care este antrenată structura în timpul acțiunii seismice o încarcă cu cantitatea de energie E_i de input seismic. Energia de input E_i este repartizată – de către structură – pe de o parte, subansamblurilor și componentelor structurale și inerțiale și, pe de altă parte, este distribuită în subclase energetice: energie înmagazinată E_{ND} (care nu este disipată) și energie disipată E_{DS}. Această a doua subclasă energetică E_{DS} evidențiază rolul de amortizor pe care îl are structura în timpul acțiunii seismice. Cele trei cantități de energie permit o primă exprimare a ecuației de bilanț energetic în forma:

$$E_i = E_{ND} + E_{DS} \quad (1)$$

Energia înmagazinată E_{ND} se manifestă sub formă de energie cinetică E_k și energie de deformație elastică E_s. Disiparea energiei se produce prin amortizarea inerentă pe care o are structura E_d și prin cea adăugată E_{ad} cu ajutorul dispozitivelor (amortizori – în primul rând) cu care este echipată structura. Relaționarea acestor componente energetice în cazul structurii cu comportare exclusiv în domeniul elastic este simplă:

$$E_{ND} = E_k + E_s \quad (2a)$$

$$E_{DS} = E_d + E_{ad} \quad (2b)$$

Comportarea în domeniul plastic introduce componenta energetică E_h (energie histeretică) asociată deformațiilor remanente produse în structură, astfel că relația (2b) devine:

$$E_{DS} = E_d + E_{ad} + E_h \quad (2c)$$

În final, ecuația de bilanț energetic a unei structuri acționate seismic cu comportare post-elastică ia forma:

$$E_i = E_k + E_s + E_d + E_{ad} + E_h \quad (3)$$

Relația (3) împreună cu schema fluxului energetic (Fig. 1) se constituie într-un instrument analitic puternic și versatil de evaluare a adecvării structurale și de anticipare a răspunsului seismic la un cutremur dat, de exemplu cel de proiectare.

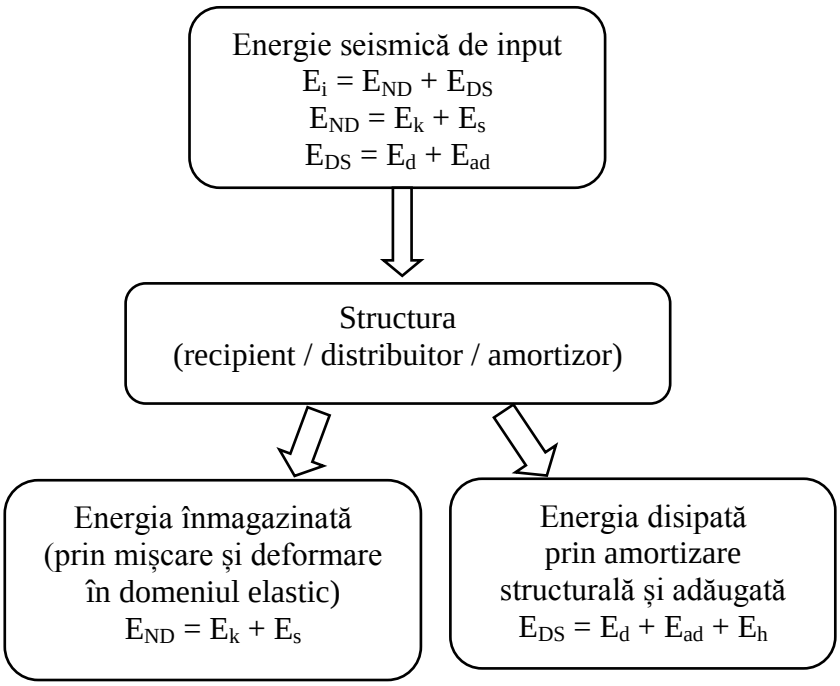


Fig. 1. Rolul triplu al structurii acționate seismic

Într-adevăr, ecuația de bilanț energetic (3) este un instrument puternic prin simplitatea pe care o oferă de a cunoaște *a priori* distribuția elasticității în structură (prin termenul E_s), distribuția inerțială (prin termenul E_k), capacitatea structurii de disipare a energiei (prin $E_d + E_{ad}$). Instrumentul analitic (3) este versatil prin evidențierea capacității de absorbție a energiei seismice a structurii (proiectate sau existente). Capacitatea de absorbție energetică E_{abs} este:

$$E_{abs} = E_d + E_{ad} + E_h \quad (4)$$

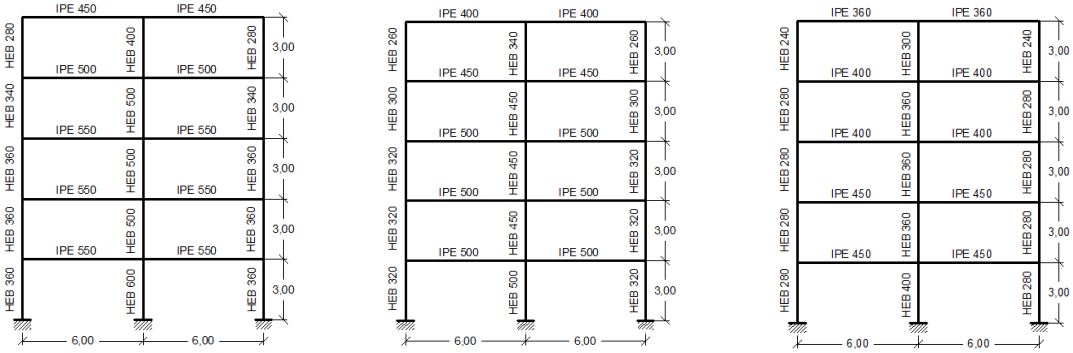
și trebuie să fie cel puțin egală cu energia de input seismic E_i:

$$E_{abs} \geq E_i \quad (5)$$

pentru ca structura să fie concepută adecvat seismicității amplasamentului. Îndeplinirea prin conceperea și proiectarea structurii a condiției (5) a declanșat [3] abordarea energetică a răspunsului seismic și a proiectării structurilor amplasate în zone seismice. Ce altceva decât versatilitate înseamnă posibilitatea compensării (prin concepție și proiectare structurală) a termenului E_h prin E_{ad}, adică a disipării energiei seismice induse prin amortizare adăugată și a evitării – în acest fel – a plastificării elementelor structurale? În același timp, raportul dintre cantitatea de energie disipată prin amortizare ($E_d + E_{ad}$) și energia de input seismic E_i exprimă eficiența amortizării adăugate în reducerea răspunsului seismic. Eficiența poate fi exprimată atât în fiecare moment t al mișcării induse cât și la finele acțiunii seismice când componentele de energie înmagazinată E_k și E_s devin nule (prin încetarea mișcării).

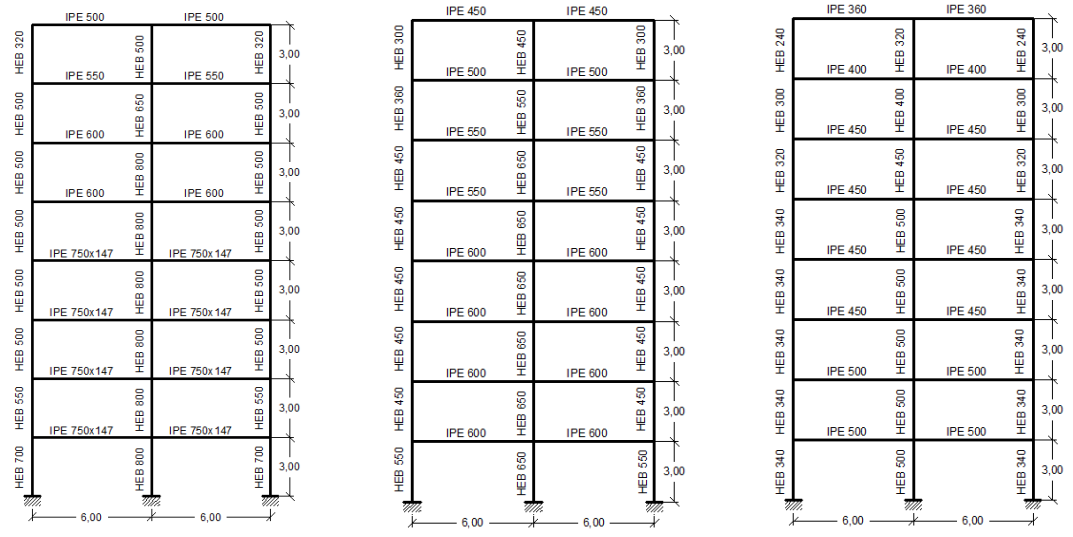
2. Structuri și acțiuni seismice

Analizele numerice sunt conduse pe câte două structuri plane multietajate din oțel de 5 (Fig. 2) și, respectiv de 8 niveluri (Fig. 3) considerate în trei ipostaze de rigiditate laterală (rigide, moderat rigide și flexibile).



a – Cadrul rigid b – Cadrul moderat rigid c – Cadrul flexibil

Fig. 2. Structura cu 5 niveluri



a – Cadrul rigid b – Cadrul moderat rigid c – Cadrul flexibil

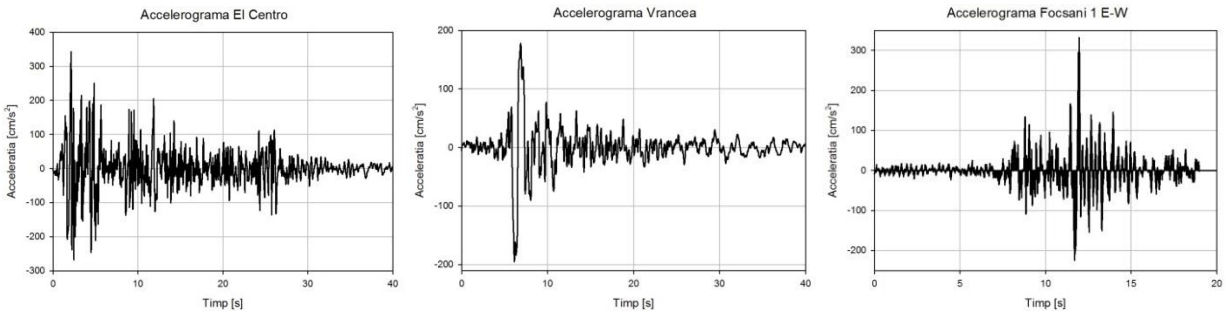
Fig. 3. Structura cu 8 niveluri

Cele trei stări mecanice de rigiditate laterală sunt conferite de secțiunile transversale diferite ale elementelor structurale (stâlpi și rigle) în timp ce geometria generală a structurii este constantă. Fiecare structură este considerată în 4 niveluri diferite de amortizare liniar vâscoasă exprimate

prin fracțiunea de amortizare critică ζ (2%, 5%, 10% și, respectiv 15%). Nivelul de 2% este considerat nivelul de amortizare de referință conferit de amortizarea (liniar vâscoasă) inerentă. Nivelurile de amortizare de 5%, 10% și 15% sunt asociate amortizării adăugate a cărei eficiență va fi exprimată față de nivelul de 2%.

Acțiunile seismice sunt constituite de accelerogramele înregistrate a trei cutremure având forme de manifestare diferite: El Centro 1940 (Fig. 4a) având un șoc inițial prelungit, Vrancea 1977 (Fig. 4b) având un șoc inițial cvasi-instantaneu și, respectiv Focșani 1986 având un șoc tardiv (Fig. 4c).

Răspunsurile seismice asociate acestor trei cutremure având evidente specificități de manifestare evidențiază în termeni energetici aceste particularități.



a) El Centro 1940 b) Vrancea 1977 c) Focşani 1986

Fig. 4. Cutremurele (accelerogramele înregistrate)

3. Analize și rezultate numerice

Analizele seismice au fost conduse pe modelele dinamice ale structurilor - sisteme cu n (5 și, respectiv 8) grade de libertate (Fig. 5).

Formulările matriceale ale ecuațiilor de echilibru dinamic, de lucru mecanic virtual, integrările numerice ale termenilor elementari sunt conduse înspre ecuațiile scalare ale bilanțului energetic [9]. Integrările termenilor elementari se extind de la momentul inițial t = 0 (debutul cutremurului) până la momentul curent al acțiunii dinamice. Integrarea până la stingerea acțiunii seismice (t_c – durata cutremurului) elimină din ecuațiile de bilanț energetic componentele E_k și E_s (energia înmagazinată) prin stingerea mișcării induse structurii.

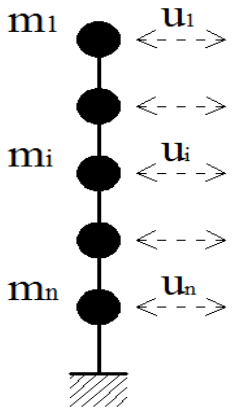
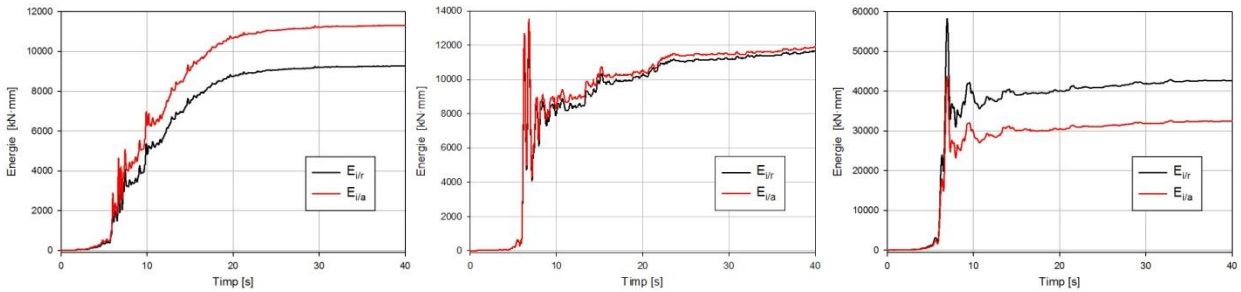


Fig. 5. Modelul dinamic

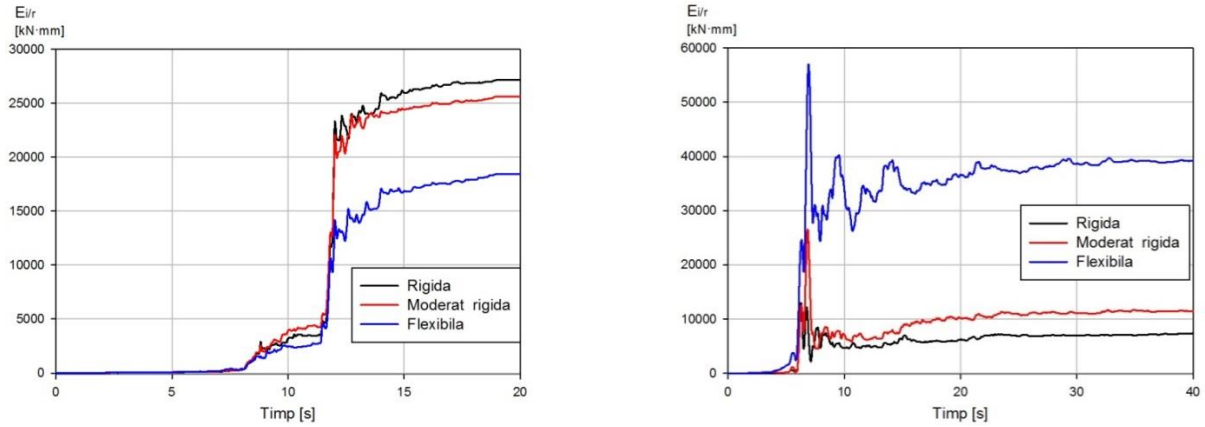
Energia de input seismic E_i și energia cinetică E_k se referă la valorile relative ale acestor componente energetice. Celelalte componente (energia de deformație E_s și energia disipată prin amortizare liniar vâscoasă E_d și respectiv prin amortizare adăugată E_{ad}) sunt invariabile față de formulările absolut – relativ [2], [4]. Diferențele numerice ale valorilor absolute și relative sunt influențate de rigiditatea structurii dar se mențin într-un interval relativ mic (Fig. 6).



a - Structura rigidă T1= 0,3sec. b - Structura moderat rigidă T1= 0,6sec. c- Structura flexibilă T1= 0,94sec.

Fig. 6. Input energetic absolut și relativ versus rigiditate. Structura cu 5 niveluri

În continuare sunt prezentate grafic câteva rezultate numerice asociate răspunsului seismic în termeni de energie. În schimb, variația energiei de input în raport cu rigiditatea laterală este semnificativă și depinde – pentru aceeași structură – profund de tipul cutremurului (Fig. 7).



a – Cutremurul Focșani 1986 b – Cutremurul Vrancea 1977

Fig. 7. Energia de input seismic relativ E_i. Structura cu 5 niveluri

Momentul producerii șocului seismic (de început, tardiv) poate modifica complet tabloul dependenței energiei de input seismic de rigiditatea laterală (Fig. 7a versus Fig. 7b).

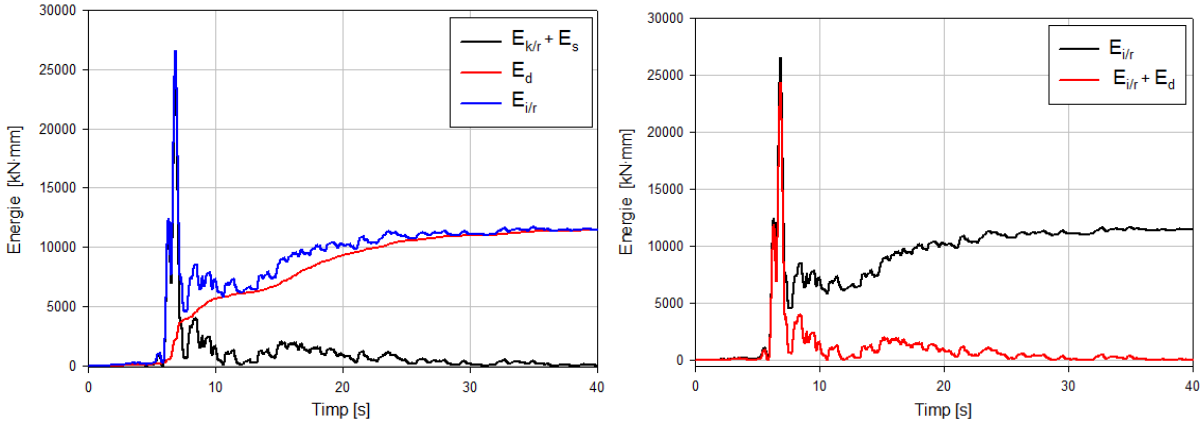
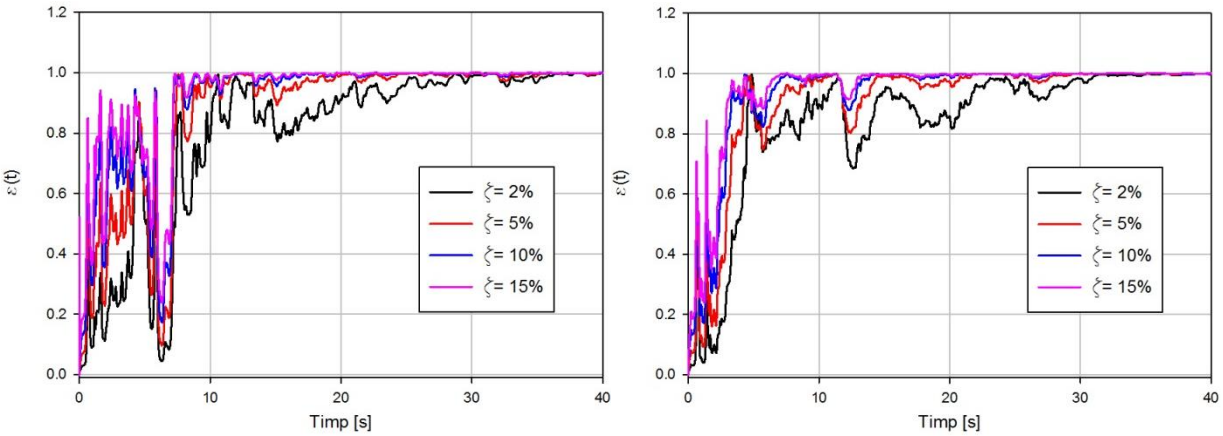


Fig. 8a. Cerere și ofertă de capacitate de absorbție energetică

Fig. 8b. Necesar de capacitate de absorbție energetică

Fig. 8. Structura cu 5 niveluri moderat rigidă cu amortizare inerentă de 2%

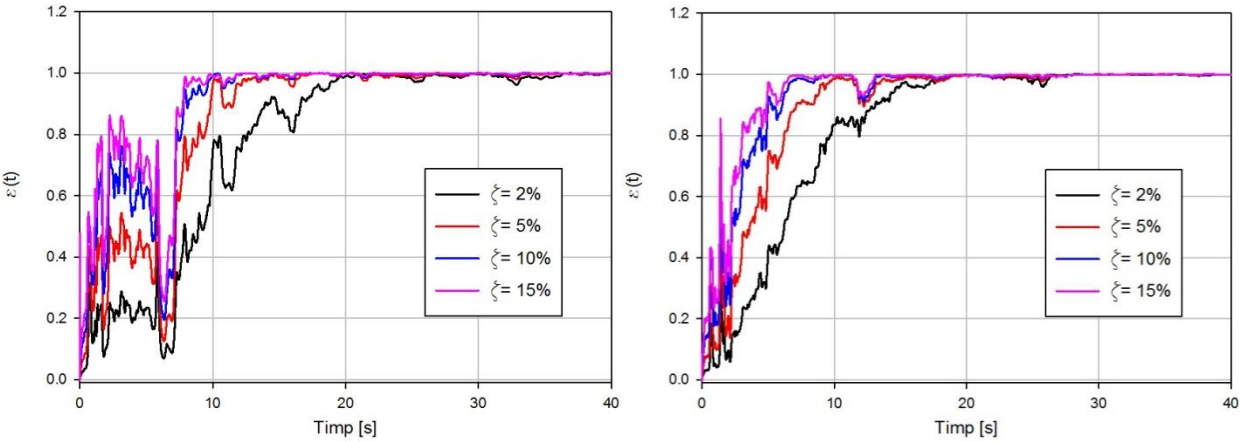
Răspunsul seismic în termeni energetici evidențiază simplu și direct (Fig. 8a) atât „cererea" de capacitatea de absorbție energetică (E_i) cât și „oferta" structurii proiectate (E_d). Rezultă, astfel, imediat (Fig. 8b) necesarul de capacitate ($E_i - E_d$) care trebuie asigurat prin amortizare adăugată E_{ad}. Exprimarea răspunsului seismic în termeni energetici dă posibilitatea introducerii unui parametru simplu și versatil care să exprime eficiența reducerii răspunsului prin amortizare adăugată. Coeficientul de eficiență propus ε(t) este raportul dintre energia disipată (prin amortizare inerentă și adăugată) și energia de input seismic:$\varepsilon(t) = E_{ad}/E_i$. Validarea coeficientului propus de eficienţă a amortizării se face – în continuare – prin exprimarea grafică (Fig. 9) a acestuia în câteva cazuri de structuri, niveluri de amortizare şi de acţiuni seismice. Se consideră un nivel de amortizare inerentă de 2% şi cazurile cu amortizare adăugată de 5%, 10% şi, respectiv 15%.



1) Acţiunea seismică Vrancea N-S 1977 2) Acţiunea El Centro 1940

Cazul structurii cu 5 niveluri – moderat rigidă

Fig. 9a. Variația coeficientului de eficienţă ε (t) a amortizării adăugate



1) Acţiunea seismică Vrancea N-S 1977 2) Acţiunea El Centro 1940

Cazul structurii cu 8 niveluri – moderat rigidă

Fig. 9b. Variația coeficientului de eficienţă ε (t) a amortizării adăugate

Variația și valorile coeficientului de eficienţă propus sunt simplu de interpretat: amortizarea adăugată este cu atât mai eficientă în reducerea răspunsului seismic cu cât coeficientul ε este mai mare. Această interpretare – aproape simplistă – trebuie asociată cu intervalul de timp în care se produce reducerea răspunsului seismic. Dacă reducerea răspunsului seismic are loc în prima

parte de manifestare a cutremurului şi corespunde unui număr mic de perioade T de vibraţie, eficienţa amortizării adăugate este mai relevantă. Acest criteriu temporal exprimă atât durata de timp în care se produce cea mai mare parte a reducerii răspunsului cât şi adecvarea intervalului cu vârful acţiunii seismice. Setul de rezultate numerice obţinute prin analize seismice aplicate unor structuri multietajate validează considerentele teoretice expuse.

4. Concluzii

Exprimarea energetică a răspunsului seismic a structurilor multietajate constituie un instrument sintetic, versatil și expresiv pentru exprimarea acestui răspuns. Componentele energetice ale răspunsului seismic al structurilor multietajate sunt capabile să evidențieze istoric – de la debutul cutremurului până la stingerea acestuia – acest răspuns, inclusiv vârfurile de răspuns.

Exprimările analitice ale termenilor energetici pun în evidență, în orice moment, necesarul de capacitate de absorbție al structurii versus energia inputată de acțiunea seismică. Instrumentul propus pentru evaluarea eficienței amortizării adăugate în reducerea răspunsului seismic este simplu și conclusiv în ceea ce privește reducerea răspunsului via amortizare suplimentară.

Bibliografie

[1] Akbas, B., Shen, J., Hao, H. - Energy approach in performance-based seismic design of steel moment resisting frames for basic safety objective, The Structural Design of Tall Buildings Volume 10, Issue 3, September, 2001, pp. 193–217
[2] Uang, C.M., Bertero, V.V. - Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design", Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC-88/18, 1988
[3] Housner, G. W. - Limit design of structures to resist earthquakes, Proceedings of the 1st World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley Calif., 1956
[4] Uang, C. M., Bertero, V. V. - Evaluation of seismic energy in structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 1990, pp. 77–90
[5] Berg, G. V., Thomaides, S. S. - Energy consumption by structures in strong-motion earthquakes, Proceedings of the 2nd World Conerence on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 2, 1960, pp. 681–696.
[6] Surahman, A., Merati, W. - Input energy based seismic design code. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkena, Rotterdam, 1992
[7] Surahman, A. - Earthquake-resistant structural design through energy demand and capacity. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 36, 2007, pp. 2099–2117
[8] Sadeghi, K. - Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented lateral cyclic loading, International Journal of Civil Engineering, Volume 9, Number 3, September, 2011
[9] Ladar, I., Prodan, O. - Seismic Response of Steel Structures in Energy Theorems, IASS 2013 Symposium „Beyond the Limits of Man", Wroclaw, Poland, Sept. 2013

STRUCTURI ÎN CADRE MULTIETAJATE CU ELEMENTE DIN OȚEL DE ÎNALTĂ REZISTENȚĂ PENTRU CLĂDIRI AMPLASATE ÎN ZONE SEISMICE

MULTISTOREY FRAME STRUCTURES OF HIGH STRENGTH STEEL MEMBERS FOR SEISMIC RESISTANT BUILDING FRAMES

DAN DUBINA[1], AUREL STRATAN[2], CRISTIAN VULCU[3], ADRIAN CIUTINA[4]

***Rezumat**: Structurile în cadre multietajate, cu elemente din oțel de înaltă rezistență, pentru clădiri amplasate în zone seismice, reprezintă o soluție inovativă în domeniul proiectării antiseismice din Europa. Soluția "dual-steel", care folosește oțeluri ductile pentru elementele disipative și oțelurile de înaltă rezistență pentru elementele nedisipative, pot duce la structuri caracterizate de o siguranță ridicată precum și eficiență economică. Deoarece normele actuale de proiectare antiseismică nu tratează aceste configurații, a fost desfășurat un amplu proiect de cercetare european (HSS-SERF - High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames) cu scopul de a investiga și evalua performanța seismică a cadrelor realizate în soluție "dual-steel". Lucrarea descrie succint proiectul de cercetare (partenerii implicați, obiective și activitățile de cercetare desfășurate).*

Cuvinte cheie: structuri în cadre "dual-steel", îmbinări grindă-stâlp, oțel de înaltă rezistență

***Abstract:** Multistorey frame structures of high strength steel members for seismic resistant building frames represent an innovation in seismic design in Europe. This type of structures in which mild carbon steel (MCS) is used in dissipative members while high strength steel (HSS) is used in non-dissipative "elastic" members, can be reliable and cost efficient. Because present seismic design codes do not cover this specific configuration, an extensive European research project (HSS-SERF - High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames) was carried out with the aim to investigate and evaluate the seismic performance of dual-steel building frames. The paper makes a short description of the research project (partners involved, objectives, and main research activities).*

Keywords: dual-steel frame structures, beam-to-column joints, high strength steel

1. Introducere

Proiectul de cercetare "HSS-SERF" – High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames, este un proiect de cercetare european finanțat de către Fondul de Cercetare pentru Cărbune și Oțel, coordonat de către Universitatea "Politehnica" din Timișoara și care a avut perioada de desfășurare: Iulie 2009 – Iunie 2013. Informații cu privire la parteneriat, obiective și activitățile de cercetare sunt prezentate în continuare.

[1] Prof.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro
[2] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: aurel.stratan@ct.upt.ro
[3] Dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Doctor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: cristian.vulcu@ct.upt.ro
[4] Conf.dr.ing. Universitatea "Politehnica" din Timișoara (Associate professor, "Politehnica" University of Timișoara), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: adrian.ciutina@ct.upt.ro

2. Parteneriat

Parteneriatul proiectului de cercetare (enumerat mai jos) a fost alcătuit din doi producători de oțel, un centru de cercetare, o firmă de proiectare și șase universități: Universitatea Politehnica din Timișoara, România (coordonatorul proiectului); VTT (Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus), Finlanda; Universitatea din Liege, Belgia; Universitatea din Stuttgart, Germania; Universitatea din Napoli "Federico II", Italia; Universitatea din Ljubljana, Slovenia; GIPAC (Gabinete de Informática e Projecto Assistido por Computador Lda.), Portugalia; RUUKKI (Rautaruukki Oyj), Finlanda; RIVA Acciaio S.p.A, Italia; Universitatea din Pisa, Italia.

3. Obiective

Scopul proiectului HSS-SERF a fost de a investiga și evalua performanța seismică a cadrelor realizate în soluție "dual-steel", și anume combinând două mărci de oțel diferite: oțel carbon și oțel de înaltă rezistență. Aceste tipuri structurale realizate în soluție "dual-steel", folosind oţel carbon (mai ductil) pentru elementele disipative și oţelurile de înaltă rezistenţă pentru elementele nedisipative, pot duce la structuri caracterizate de siguranţă ridicată precum şi eficienţă economică. Principalele obiective din cadrul proiectului pot fi enumerate astfel:

- Identificarea unor tipologii structurale (cadre necontravântuite, cadre contravântuite centric, cadre contravântuite excentric) caracterizate de o siguranță ridicată și a soluțiilor de detaliere a îmbinărilor pentru cadre realizate în soluție "dual-steel", precum și validarea acestora prin intermediul încercărilor experimentale și a simulărilor numerice;
- Elaborarea unor criterii de proiectare precum şi a unor metode de proiectare bazate pe performanţă pentru cadre realizate în soluție "dual-steel";
- Recomandarea unor parametrii de proiectare (factori de comportare, factori de suprarezistență) pentru a fi implementați în versiunile viitoare ale normelor de proiectare seismică (EN 1998-1 [1]), cu scopul de a aplica proiectarea bazată pe capacitate pentru cadrele de tip "dual-steel";
- Evaluarea eficienței tehnice și economice a soluției "dual-steel" implicând utilizarea oțelurilor de înaltă rezistență.

Principalele rezultate ale proiectului le reprezintă metode coerente de proiectare bazată pe performanță și criterii de proiectare pentru ductilitate si suprarezistență a elementelor și a componentelor nodurilor, precum și reguli și soluții de alcătuire și calcul a nodurilor.

4. Activități și rezultate

Principalele activități de cercetare au fost împărțite în mai multe pachete de lucru (WP). În continuare se face o scurtă prezentare a pachetelor de lucru și a rezultatelor obținute.

4.1. Selectarea tipologiilor structurale și proiectarea cadrelor în soluție "dual-steel" (WP1)

În cadrul WP1 au fost proiectate 18 cadre multietajate, obținute prin combinarea a trei tipuri de structuri (cadre necontravântuite, cadre duale contravântuite centric și cadre duale contravântuite excentric, vezi Fig. 1), trei tipuri de stâlpi compuși oțel-beton (complet înglobați, parțial înglobați și tubulari) și două mărci de oțel de înaltă rezistență (S460 și S690). Elementele disipative (grinzile cadrelor necontravântuite, contravântuirile cadrelor contravântuite centric,

etc.) au fost în toate cazurile din S355. Performanța seismică a acestora a fost apoi verificată printr-un calcul static neliniar. Cadrele proiectate au servit pentru stabilirea dimensiunii specimenelor experimentale pentru încercările pe noduri grindă-stâlp.

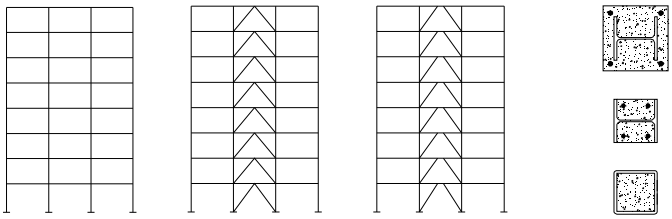


Fig. 1. Tipurile de cadre analizate și secțiunile transversale considerate pentru stâlpi

Au fost studiate atât noduri grindă-stâlp cu șuruburi (vezi Fig. 2), cât și noduri sudate (vezi Fig. 3). Nodurile cu șuruburi au fost analizate și încercate experimental la Universitatea din Liege, fiind de trei tipuri: (a) cu stâlp dublu T parțial înglobat în beton și îmbinare cu placă de capăt ranforsată; (b) cu stâlp tubular umplut cu beton și îmbinare cu placă de capăt ranforsată și (c) cu stâlp tubular umplut cu beton și îmbinare cu placă de capăt și șuruburi lungi. La Universitatea din Ljubljana au fost studiate nodurile sudate, cu stâlpi complet înglobați în beton și îmbinarea întărită prin eclise sau rigidizări. La Universitatea Politehnica din Timișoara au fost analizate nodurile sudate cu stâlpi tubulari umpluți cu beton și guler, și îmbinări cu grinda cu secțiune redusă și eclise.

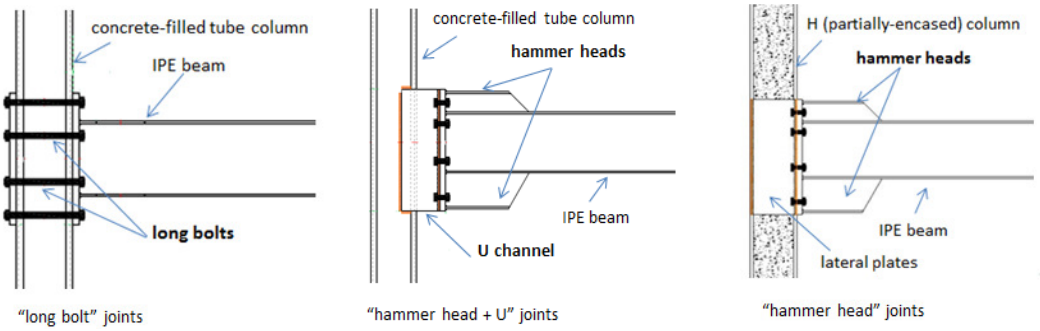


Fig. 2. Noduri cu îmbinări cu șuruburi.

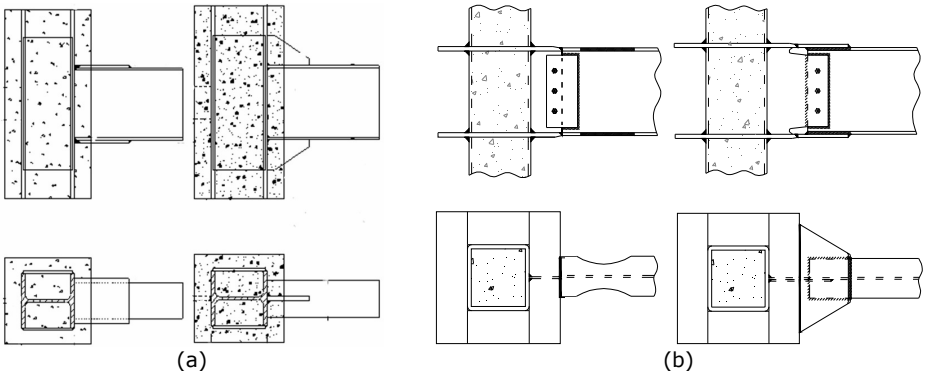


Fig. 3. Noduri cu îmbinări sudate: (a) noduri cu stâlpi din profile înglobate în beton și îmbinări cu plăci pe talpă și cu rigidizări, (b) noduri cu stâlpi din țevi umplute cu beton și îmbinări cu secțiunea redusă și cu plăci pe talpă.

4.2. Evaluarea performanței seismice a cadrelor tipice realizate în soluție dual-steel (WP2)

În cadrul WP2 s-a efectuat un studiu parametric asupra unui set extins de cadre tipice realizate în soluție "dual-steel". Pe lângă parametrii considerați în WP1 (tipul structurii, tipul de stâlp și marca oțelurilor de înaltă rezistență), au mai fost considerați următorii parametri: deschiderea (5

m și 7.5 m), regimul de înălțime (4 și 8 nivele pentru cadrele necontravântuite, respectiv 8 și 16 nivele pentru cele duale) și tipul de mișcare seismică (corespunzătoare unui teren tare, cu perioada de colț T_C=0.6 sec, respectiv unui teren moale , cu perioada de colț de T_C=1.6 s). Au rezultat un set de 120 de cadre, performanța seismică a cărora a fost evaluată folosind calculul static neliniar și dinamic neliniar. În plus, s-a determinat cerința de ductilitate și suprarezistență, precum și factorii de comportare *q* asociați diferitelor niveluri de performanță.

Proiectarea cadrelor necontravântuite cu noduri rigide (MRF) a fost guvernată de condiții de rigiditate. Ca urmare, utilizarea oțelului de înaltă rezistență nu s-a dovedit eficientă. Totuși, utilizarea oțelului de înaltă rezistență în elementele nedisipative a promovat un mecanism plastic global. Per ansamblu, cadrele MRF au avut o performanță seismică adecvată la toate stările limită, caracterizată de cerințe mici de ductilitate. Ca urmare, tipul de mișcare seismică nu a afectat semnificativ răspunsul structurii.

În cazul structurilor contravântuite centric în V inversat (CBF) și a celor duale D-CBF, oțelul de înaltă rezistență s-a dovedit eficient în special în stâlpi. Cu toate că grinzile din cadrele contravântuite sunt caracterizate de cerințe ridicate de rezistență, nu se recomandă adoptarea unor oțeluri cu limita de curgere ridicată, deoarece rezultă grinzi mai puțin rigide, care conduc la solicitări ridicate în contravântuirile comprimate și la o contribuție redusă a celor întinse. Factorii de comportare au rezultat mai mari la structurile duale, iar terenul slab a avut o influență negativă asupra performanței structurale.

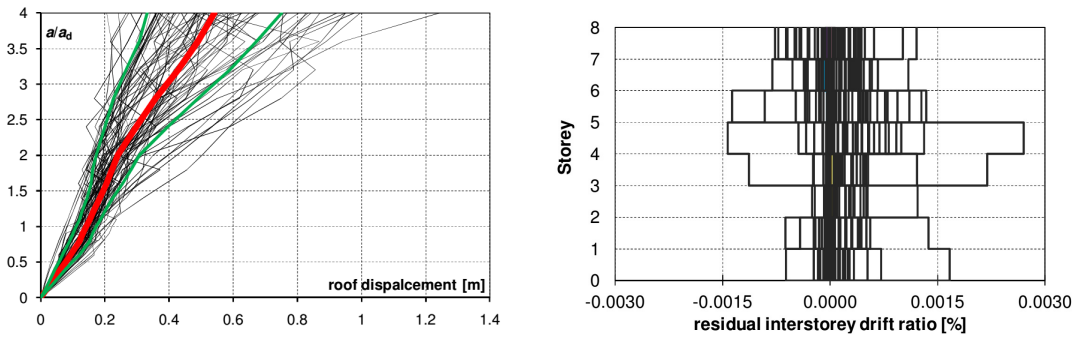


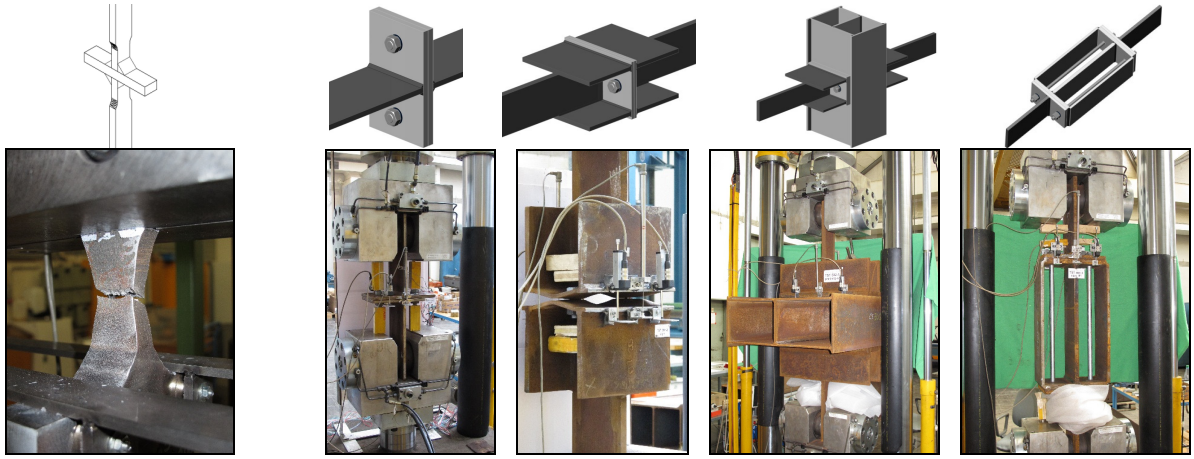
Fig. 4. Curbele IDA și profilul deplasărilor relative de nivel reziduale pentru cadrele CBF.

În cazul cadrelor contravântuite excentric (EBF) și a celor Duale (D-EBF) utilizarea oțelurilor de înaltă rezistență s-a dovedit convenabilă în stâlpi, dar și în contravântuiri. Cu toate că link-urile pot dezvolta deformații plastice importante, în multe cazuri ductilitatea acestora nu a putut fi exploatată la maxim datorită flambajului contravântuirilor. În consecință, s-au propus reguli îmbunătățite de proiectare, care să prevină acest fenomen. Configurațiile duale au avut o performanță seismică superioară, prin uniformizarea cerințelor de ductilitate pe înălțimea structurii și reducerea cerințelor de ductilitate, în special în cazul structurilor amplasate pe teren moale.

4.3. Calificarea sudurilor pentru cerința de ductilitate și rezistență (WP3)

Principalele sarcini din WP3 au cuprins studiul pe cale experimentală a detaliilor de sudură și a elementelor de tip T-stub (vezi Fig. 5), interpretarea și evaluarea rezultatelor, precum și elaborarea specificațiilor pentru procedurile de sudare în vederea utilizării acestora la fabricarea ansamblelor de noduri grindă-stâlp. La Universitatea din Stuttgart au fost efectuate 152 de încercări pe detalii de sudură, urmărindu-se influența următorilor parametri: tipul de oțel (S460 / S690), materialul de adaos (G46 / G69), tipul de sudură (de colț și cu pătrundere completă), tipul de solicitare (monotonă și ciclică) și viteza de încărcare (0.00025 s^{-1}, 0.06 s^{-1}, 0.12 s^{-1}). Solicitarea dinamică a condus la o creștere a rezistenței și o diminuare a ductilității față de cea

quasi-statică, iar solicitarea ciclică a condus la reducere a ductilității față de cea monotonă. Încercările experimentale au validat procedura de sudare adoptată, cedarea producându-se în materialul de bază în toate cazurile. Este de menționat faptul că sudurile de colț au fost dimensionate conform cerințelor de suprarezistență din EN 1998-1 [1].



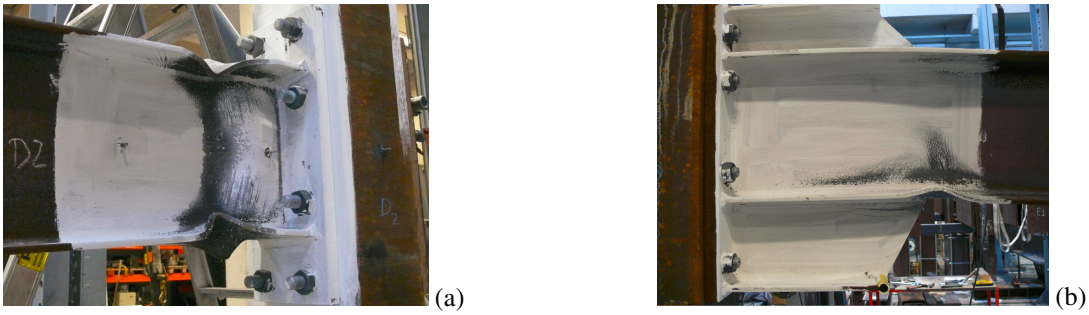
(a) (b)

Fig. 5. Detalii de sudură (a) și elemente de tip T-stub (b).

Încercările pe elemente de tip T-stub au avut ca și scop studiul componentelor îmbinărilor cu șuruburi realizate din oțel de înaltă rezistență. Au fost investigate 86 de elemente de tip T-Stub nerigidizate, rigidizate, aferente unor stâlpi chesonați și șuruburi lungi (vezi Fig. 5b). Modul de cedare proiectat a fost modul 2 conform EN 1993-1-8 [2], care conduce la un compromis rezonabil între rezistență și ductilitate.

4.4. Încercări experimentale pe noduri grindă-stâlp cu șuruburi (WP4)

Au fost dezvoltate și investigate trei tipuri de îmbinări grindă stâlp: (1) cu stâlp chesonat umplut cu beton și îmbinare cu placă de capăt și șuruburi lungi, și grindă cu secțiune redusă; (2) cu stâlp chesonat umplut cu beton și îmbinare cu placă de capăt ranforsată și (3) cu stâlp dublu T parțial înglobat în beton și îmbinare cu placă de capăt ranforsată (vezi Fig. 2). Parametrii încercărilor experimentale au fost: marca de oțel de înaltă rezistență din stâlp (S460 / S700); procedura de încărcare (monotonă / ciclică) și modul de cedare (grindă / îmbinare). Încercările experimentale s-au derulat de către Universitatea din Liege și au demonstrat o comportare histeretică stabilă, cu deformații plastice în grindă, în zona adiacentă îmbinării. Pe lângă încercările experimentale, s-au întreprins și studii numerice și analitice, dezvoltându-se relații de calcul pentru componentele noi, care nu există în acest moment în EN 1993-1-8 [2]. În cazul stâlpilor chesonați umpluți cu beton și îmbinare cu placă de capăt și șuruburi lungi, cele din urmă au un rol dublu: realizarea îmbinării dintre grindă și stâlp și asigurarea conexiunii dintre oțel și beton. Pentru studiul acestui din urmă fenomen, s-au efectuat încercări specifice (Fig. 7).



(a) (b)

Fig. 6. Modul de cedare al îmbinărilor grindă-stâlp cu șuruburi lungi (a) și placă de capăt ranforsată (b).

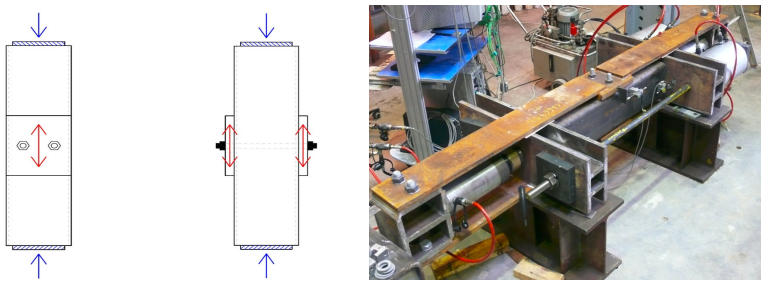
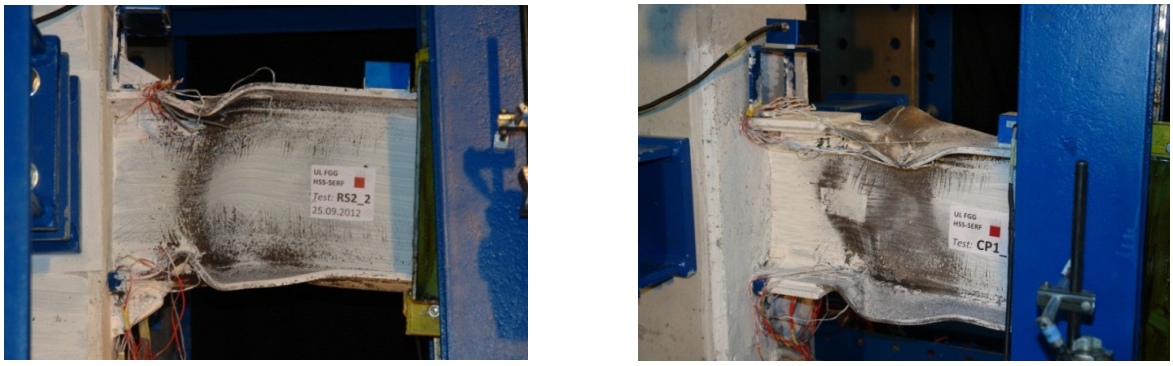


Fig. 7. Încercări pentru studiul conexiunii între țeava din oțel și beton prin intermediul șuruburilor lungi.

4.5. Încercări experimentale asupra nodurilor grindă-stâlp sudate (WP5)

Încercările experimentale pe noduri grindă-stâlp sudate s-au derulat la Universitatea din Ljubljana și la Universitatea Politehnica din Timișoara. Principalele sarcini au cuprins încercări experimentale pe noduri sudate cu rigidizări și plăci pe talpă pentru care stâlpii sunt realizați din profile înglobate în beton (Fig. 3a) și noduri sudate cu secțiunea redusă a grinzii și cu plăci pe talpă pentru care stâlpii sunt realizați din profile tubulare rectangulare umplute cu beton (Fig. 3b).

În cazul seriei de încercări pe noduri sudate cu stâlpi complet înglobați în beton (vezi Fig. 3a și Fig. 8) s-au studiat experimental și numeric influența următorilor parametri: tipului îmbinării (cu rigidizări și cu eclise); mărcii oțelului de înaltă rezistență (S460 și S690); procedura de încercare (ciclică cu amplitudine variabilă și constantă) și nivelul forței axiale. Au rezultat un număr de 16 specimene. Încercările au demonstrat că obiectivul impus la proiectare (de a preveni deformații plastice sau orice altă formă de cedare în îmbinarea sudată) a fost atins. Cedarea s-a produs întotdeauna în grindă. Nodurile au demonstrat capacități de deformații plastice la solicitări ciclice de peste 0.035 rad. Stâlpi complet înglobați au avut o comportare quasi-elastică, iar nivelul de forță axială din stâlpi a influențat nesemnificativ performanța îmbinării. Încercările experimentale și studiile numerice realizate au permis elaborarea și validarea unei proceduri simple de proiectare a acestor noduri.



(a) (b)

Fig. 8. Modul de cedare al îmbinărilor grindă-stâlp sudate cu rigidizări (a) și eclise (b).

În cazul celei de-a doua serii de încercări experimentale (vezi Fig. 3b și Fig. 9), au fost considerate două tipuri de îmbinări sudate: cu secțiunea redusă a grinzii (Fig. 9a) și cu eclise pe talpă (Fig. 9b). Au fost investigate un număr de 16 ansamble de noduri grindă-stâlp la scara reală, variind parametrii precum: regimul de încărcare (monoton, ciclic), tipul îmbinărilor (secțiunea redusă, plăci pe talpă), marca oțelului din stâlp (S460, S700) și modul de cedare (grinda, îmbinarea). Considerând cele două tipuri de îmbinări și cele două mărci de oțel – au fost proiectate un număr de patru noduri grindă-stâlp. Adițional, pentru evaluarea suprarezistenței îmbinării și pentru a observa componentele de bază ale nodurilor, au fost considerate încercări

experimentale asupra nodurilor echivalente pentru care au fost întărite grinzile cu scopul de a evita formarea articulației plastice în grindă și pentru a forța dezvoltarea deformațiilor plastice în zona de îmbinare. Încercările experimentale au arătat o bună concepție și proiectare a nodurilor, justificate de răspunsul elastic al zonei de îmbinare și formarea articulației plastice în grindă. Nodurile au fost caracterizate de o suprarezistență semnificativă, și pe baza încercărilor în regim ciclic, nodurile au evidențiat capacități de rotire de 50 mrad (în cazul grinzii cu secțiune redusă) și respectiv 40 mrad (eclise pe tălpi).

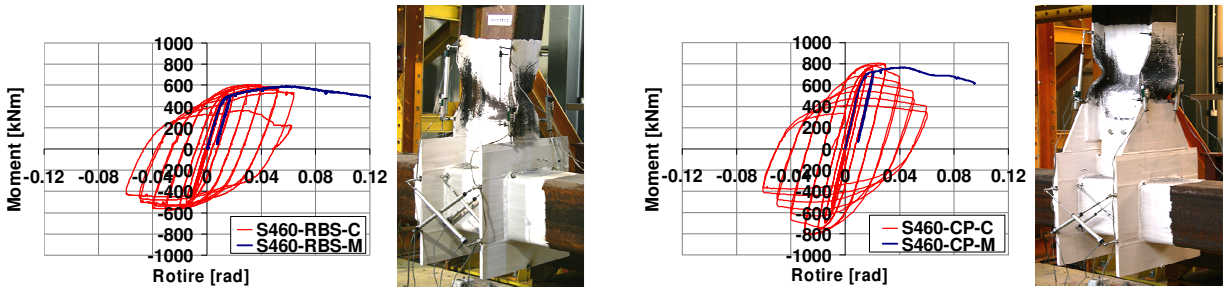


Fig. 9. Răspunsul monoton și ciclic al nodurilor sudate cu secțiune redusă (a) și eclise pe tălpi (b), și ilustrarea modului de cedare.

În plus, au fost efectuate un număr de șase încercări experimentale pentru studiul conexiunii dintre oțel și beton în cazul secțiunilor tubulare umplute cu beton, conexiunea realizându-se prin bolțuri împușcate (vezi Fig. 10). S-au variat parametri precum: regimul de încărcare (monoton și ciclic), tipul de conexiune (frecarea dintre oțel și beton, respectiv frecarea în combinație cu utilizarea conectorilor de tipul bolțurilor împușcate), și marca oțelului (S460, S700). Unul dintre obiective a reprezentat evaluarea eficienței conectorilor în asigurarea conexiunii dintre cele două materiale (oțel și beton) la transferul încărcărilor aplicate în regim monoton și ciclic. Rezultatele încercărilor experimentale au arătat faptul că efortul unitar tangențial dezvoltat la interfața dintre oțel și beton a fost de 0.4 N/mm^2, valoare egală cu cea recomandată de EN 1994-1-1 [3] pentru cazul țevilor de formă rectangulară. Conectorii au pus în evidență o capacitate semnificativă la transferul încărcărilor de la oțel la beton atât sub încărcări în regim monoton cât și în regim ciclic.

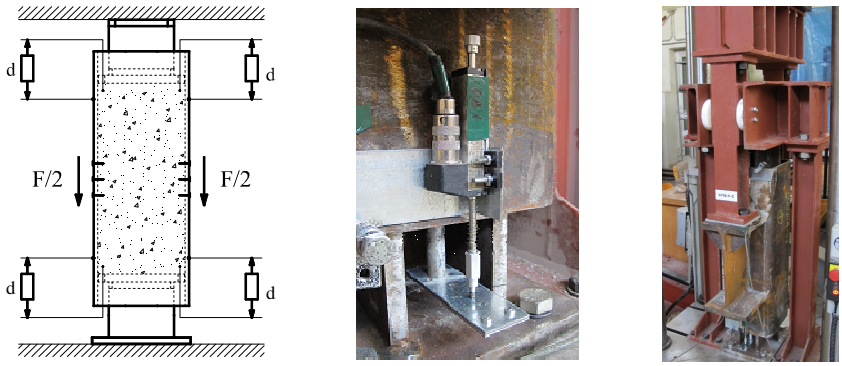


Fig. 10. Instrumentarea și standul experimental pentru studiul conexiunii oțel-beton prin intermediul bolțurilor împușcate.

4.6. Ghid pentru proiectarea cadrelor "dual-steel" sub acțiuni seismice (WP6)

WP6 a cuprins elaborarea unui ghid pentru proiectarea cadrelor "dual-steel" sub acțiuni seismice. Principalele sarcini au cuprins procedurile de proiectare și soluțiile de detaliere pentru îmbinări și noduri grindă-stâlp, metode și criterii de proiectare pentru cadrele necontravântuite, cadrele contravântuite centric și cadrele contravântuite excentric.

4.7. Evaluarea eficienței tehnice și economice a soluției "dual-steel" (WP7)

WP7 a cuprins evaluarea eficienței tehnice și economice a cadrelor realizate în soluție "dual-steel" comparativ cu soluția tradițională. Principalele sarcini au cuprins evaluarea eficienței tehnice și economice a cadrelor necontravântuite, a cadrelor contravântuite centric și a cadrelor contravântuite excentric.

5. Concluzii

Lucrarea a prezentat principalele activități întreprinse și rezultate obținute în cadrul proiectului european "HSS-SERF" - High Strength Steel in Seismic Resistant Building Frames, coordonat de către Universitatea Politehnica din Timișoara. Proiectul s-a desfășurat pe o perioadă de patru ani și a implicat zece parteneri europeni. Acesta și-a propus să analizeze posibilitatea utilizării oțelului de înaltă rezistență la structurile multietajate amplasate în zone seismice prin adoptarea unei soluții "dual-steel", ce presupune adoptarea oțelului de înaltă rezistență (S460 până la S700) în elementele nedispative și a oțelului carbon convențional (S235 până la S355) în elementele disipative. În prezent normele de proiectare antiseismică limitează utilizarea oțelului de până la S355 în structurile amplasate în zone seismice. Astfel, pentru a răspunde provocării legate de această soluție inovativă, s-a întreprins un vast studiu numeric, analitic și, în special, experimental, care a analizat problema pornind de la nivel de structură, trecând prin nivelul de subansamble (noduri grindă-stâlp) și terminând cu nivelul de detaliu (îmbinări cu șuruburi, tehnologie de sudare). Simulările numerice efectuate pe trei tipuri de structuri (cadre necontravântuite cu noduri rigide, cadre contravântuite centric și cadre contravântuite excentric) au permis identificarea componentelor structurale pentru care utilizarea oțelului de înaltă rezistență să fie eficientă (stâlpii cadrelor contravântuite centric și excentric). Au fost concepute mai multe soluții inovative de îmbinări grindă-stâlp: trei cu șuruburi și patru sudate. Toate au parcurs un drum complet de la alcătuire, la dezvoltarea unui model de calcul, verificarea performanței prin simulări numerice și validarea acesteia prin încercări experimentale. Au fost dezvoltate proceduri de sudare pentru componente de tip "dual-steel", verificate printr-un amplu program experimental. Ca urmare, au fost create toate premisele pentru adoptarea la o scară mai largă a oțelurilor de înaltă rezistență la structurile multietajate amplasate în zone seismice.

Mențiuni

Activitățile de cercetare care au condus la rezultatele prezentate în lucrare au fost finanțate de Fondul Comunității Europene pentru Cărbune și Oțel (RFCS) prin acordului de finanțare numărul RFSR-CT-2009-00024 "High strength steel in seismic resistant building frames".

Bibliografie

[1] EN1998-1, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance - Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2004.
[2] EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, CEN, European Committee for Standardization, 2005.
[3] EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2004.

COMPORTAREA LA ACȚIUNI SEISMICE A STRUCTURILOR METALICE ECHIPATE CU DIFERITE TIPURI DE CONTRAVÂNTUIRI

THE BEHAVIOR UNDER SEISMIC ACTIONS OF STEEL STRUCTURES EQUIPPED WITH DIFFERENT BRACING TYPES

KÖBER HELMUTH[1], BOGDAN CĂTĂLIN ŞTEFĂNESCU[2]

***Rezumat**: Prezenta lucrare urmăreşte să ilustreze câteva avantaje şi dezavantaje pentru diferite tipuri de structuri (cadre contravântuite centric, cadre contravântuite excentric, cadre cu diagonale cu flambaj împiedicat), utilizate frecvent pentru cadrele contravântuite ale construcțiilor amplasate în zone seismice. S-au efectuat analize dinamic neliniare cu fiecare configurație structurală. S-a impus prin proiectare un mecanism global favorabil de cedare pentru fiecare tip de cadru analizat. S-a comparat cantitatea de energie disipată prin amortizare şi deformații plastice. S-a urmărit istoria formării articulațiilor plastice şi mărimea deformațiilor plastice. S-au analizat valorile extreme înregistrate pentru forțe tăietoare de bază, pentru deplasările laterale ale planşeelor, pentru solicitările maxime din diferite elemente structurale.*

Cuvinte cheie: contravântuiri centrice, contravântuiri excentrice, diagonale cu flambaj împiedicat, analize dinamic neliniare, consum estimat de oțel

Abstract: *The present work is intended to illustrate some advantages and disadvantages of different structure types (centrically braced frames, eccentrically braced frames, buckling restrained braced frames), frequently used in the braced frames of buildings located in seismic areas. Dynamic nonlinear analyses were performed for each structural configuration. A favorable global plastic failure mechanism was sized by design for each analyzed frame type. The amount of energy dissipated through damping and inelastic deformations was compared. The history of the plastic hinges occurrence and the values of the plastic deformations were observed. The extreme recorded values of the base shear forces, the lateral floor displacements, the member forces in the different structural elements were analyzed.*

Keywords: centrically bracing, eccentrically bracing, buckling restrained braces, dynamic nonlinear analysis, estimated steel consumption

1. Introducere

Lucrarea de față urmăreşte să pună în evidență anumite caracteristici favorabile sau defavorabile ale principalelor tipuri de contravântuiri utilizate în cazul structurilor metalice antiseismice. S-au avut în vedere cadre contravântuite centric, contravântuite excentric şi cadre contravântuite cu diagonale cu flambaj împiedicat (vezi figura 2). S-a considerat o clădire de birouri cu 10 niveluri (vezi figura 1), amplasată în Bucuresti, la care s-au prevăzut pe rând cele 3 tipuri de contravântuiri menționate anterior.

[1] Conf. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcții Bucureşti (Associated Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcții Civile, Industraile şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: helmutkober2022@yahoo.com

[2] Conf. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcții Bucureşti (Associated Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcții Civile, Industraile şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: bocastef@utcb.ro

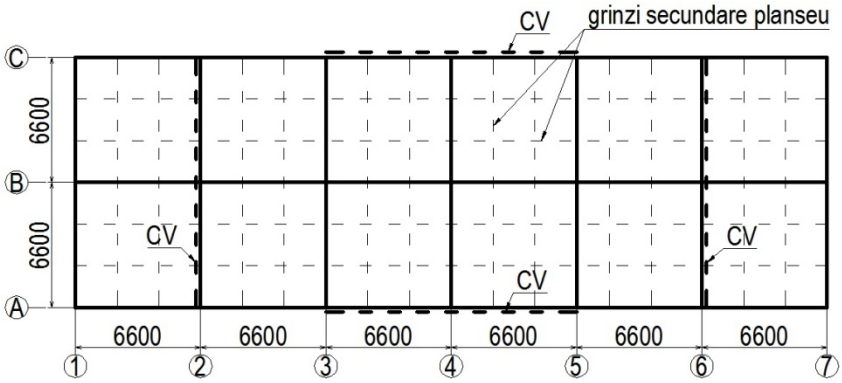
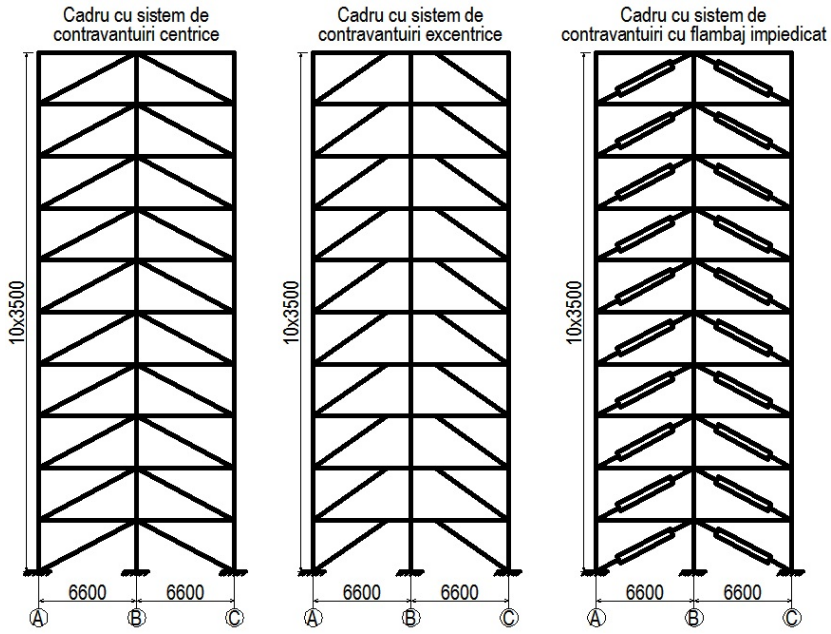


Fig. 1. Dispunerea cadrelor contravântuite

Cele 3 tipuri de cadre contravântuite au 2 deschideri de 6,6 m şi înalțimea de nivel de 3,5m. Diagonalele sistemului de contravântuire au fost dispuse în sistem DC (cu diagonale ascendente de la stâlpii marginali către stâlpul central).



Cadrul **1** Cadrul **2** Cadrul **3**

Fig. 2. Cadrele contravântuite analizate

Pentru dimensionarea diferitelor sisteme de contravântuire s-a utilizat aceeaşi valoare a încărcării seismice de proiectare şi s-au respectat prevederile cuprinse în Eurocode 8, *Proiectarea structurilor pentru rezistență la cutremur - Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice şi reguli pentru clădiri* [1] şi codul de proiectare seismică românesc P100-1/2012, *Cod de proiectare seismică - Partea 1: Prevederi de proiectare pentru clădiri* [2]. Diferitele elemente structurale au fost dimensionate folosindu-se relațiile de verificare din Eurocod 3, *Proiectarea structurilor de oțel - Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri* [3].

Pentru toate tipurile de cadre analizate, s-a urmărit ca prin proiectare să se impună un mecanism plastic global favorabil de disipare a energiei induse în structură de seism. În cazul cadrului contravântuit excentric (cadrul 2) după plastificarea tuturor barelor disipative se acceptă dezvoltarea de zone potențial plastice în vecinătatea bazei stâlpilor şi diagonalelor de la primul nivel. În cazul cadrului contravântuit centric (cadrul 1) şi a celui prevăzut cu diagonale cu flambaj împiedicat (cadrul 3), după ieşirea din lucru a diagonalelor [4], s-au dirijat zone potențial

plastice în apropierea capetelor tuturor riglelor de cadru (în vecinătatea prinderilor riglă/stâlp), după care sunt acceptate deformații postelastice în vecinătatea bazei stâlpilor de la primul nivel.

Secțiunile transversale pentru riglele şi stâlpii celor trei cadre au fost de tip „I (dublu -T)". Diagonalele cadrelor 1 şi 2 au fost tot de tip „I", cele din cadrul 1 fiind orientate cu inima perpendicular pe planul cadrului (lucrează în planul cadrului în raport cu axa slabă a secțiunii „I"), iar cele cel din cadrul 2 având inima orientată paralel cu planul cadrului (lucrează în planul cadrului în raport cu axa tare a secțiunii „I"). Diagonalele cadrului 3 au avut secțiuni transversale de tip „cruce", introdu-se în țevi rectangulare pentru a preveni flambajul [5].

2. Comportarea în timpul analizelor dinamic neliniare

Fiecare cadru având un sistem de contravântuire distinct a fost supus unei analize dinamic neliniare [6], utilizând aceeaşi accelerogramă (componenta Nord-Sud a cutremurului înregistrat în zona Vrancea în data de 4 Martie 1977. Pentru analiza dinamic neliniară valoarea de vârf maximă a accelerației a fost calibrată la o valoare egală cu 0.24g. S-a luat în considerare amortizarea de tip Rayleigh [6].

2.1. Valori extreme pentru forțe tăietoare de bază şi deplasări laterale

Valorile extreme ale forței tăietoare de bază, înregistrate în cazul cadrului contravântuit centric şi în cazul celui echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat, au fost destul de apropiate, diferențele fiind de până la 5%. Față de aceste valori, forțele tăietoare de bază extreme constatate în cazul cadrului contravântuit excentric sunt cu până la 30% mai reduse (vezi figura 3).

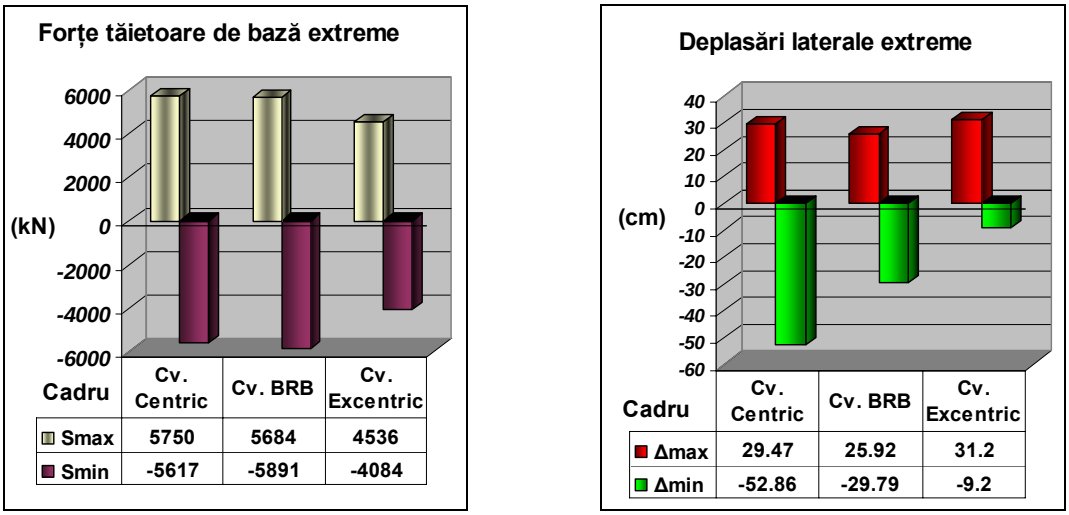
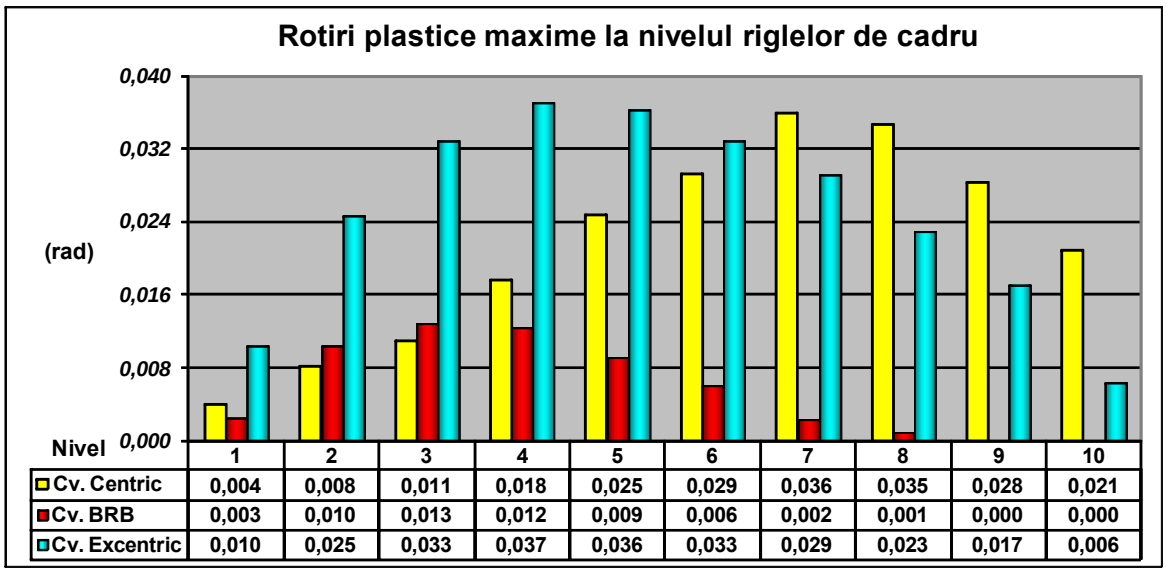


Fig. 3. Valori extreme pentru forțe tăietoare de bază şi deplasări laterale (în timpul analizelor dinamic neliniare)

În ceea ce priveşte deplasările orizontale extreme suferite de construcție în timpul analizelor dinamic neliniare, valorile cele mai mari s-au observat în cazul cadrului contravântuit centric, iar cele mai reduse în cazul cadrului contravântuit excentric (vezi figura 3). Deplasările extreme ale cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat sunt cele mai simetrice.

2.2. Deformații plastice maxime în elementele disipative

Toate cele trei cadre au avut o comportare favorabilă în timpul analizelor dinamic neliniare, incursiunile în domeniul postelastic concentrându-se doar la nivelul zonelor potențial plastice din rigle şi diagonale. Deformațiile plastice cele mai semnificative la nivelul riglelor de cadru au fost observate în cazul linkurilor cadrului contravântuit excentric (nivelurile 1 ÷ 6) şi în cazul zonelor potențial plastice din riglele cadrului contravântuit centric (nivelurile 7 ÷ 10, vezi figura 4).



Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv. Centric	0,004	0,008	0,011	0,018	0,025	0,029	0,036	0,035	0,028	0,021
Cv. BRB	0,003	0,010	0,013	0,012	0,009	0,006	0,002	0,001	0,000	0,000
Cv. Excentric	0,010	0,025	0,033	0,037	0,036	0,033	0,029	0,023	0,017	0,006

Fig. 4. Deformații plastice maxime în riglele de cadru

Cu excepția nivelurilor 2 şi 3, în zonele potențial plastice din grinzile cadrului contravântuit centric, se observă deformații plastice mai mari decât în cazul riglelor cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat (cadrul 3). La ultimele 2 niveluri nu se constată incursiuni în domeniul postelastic în riglele cadrului prevăzut cu diagonale cu flambaj împiedicat. Deformațiile plastice mai reduse de la nivelul riglelor cadrului 3, conduc pe de-o parte la o cantitate mai mică de energie disipată prin deformații plastice la nivelul riglelor (vezi figurile 6 şi 7), dar pe de altă parte au avantajul unor deformații remanente mai reduse la nivelul planşeelor, la finalul analizelor dinamic neliniare.

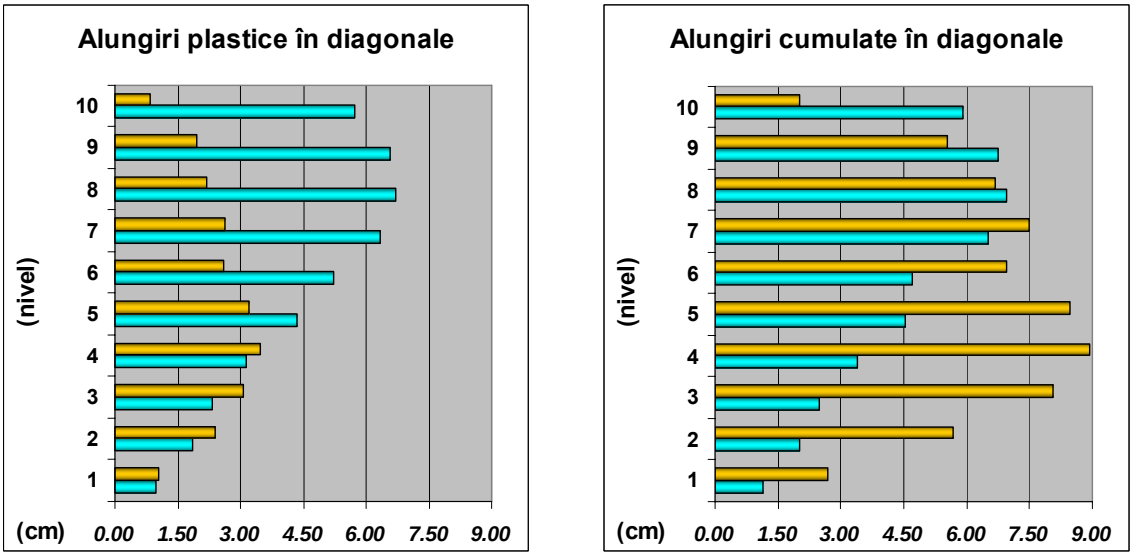


Fig. 5. Deformații plastice maxime în diagoanlele cadrelor 1 şi 3

În ceea ce priveşte lungirile maxime ale diagonalelor se constată, în raport cu cadrul contravântuit centric, lungiri mai mari în diagonalele de la primele 6 niveluri ale cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat. În schimb, în cazul ultimelor 4 niveluri, diagonalele cadrului contravântuit centric (cadrul 1) suferă lungiri mult mai semnificative în raport cu cele din cadrul echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat (cadrul 3). În ceea ce priveşte însă deformațiile plastice cumulate la nivelul diagonalelor la finalul analizelor dinamic neliniare, se observă în general deformații cumulate mai mari în cazul cadrului echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat (vezi figura 5).

Acest fapt se explică în special prin modul de comportare diferit al diagonalelor din cele 2 cadre. În cazul cadrului contravântuit centric, diagonalele suferă doar deformații plastice de întindere. În cazul cadrului echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat, în contravantuiri apar, pe lângă deformații plastice de întindere, și deformații plastice de compresiune. În figurile 6 și 7 suprafața 1 (galbenă) reprezintă energia consumată prin amortizare, suprafața 2 (neagră) reprezintă energia cinetică, suprafața 3 (albă) constituie energia disipată prin deformații elastice, suprafața 4 (verde) constituie energia disipată prin deformațiile plastice la nivelul diagonalelor, suprafața 5 (roșie) este energia consumată prin deformații plastice în zone nedorite (elemente care nu au constituit la proiectare zone potențial plastice) și suprafața 6 (albastră) reprezintă energia disipată prin deformațiile plastice la nivelul zonelor potențial plastice din grinzi.

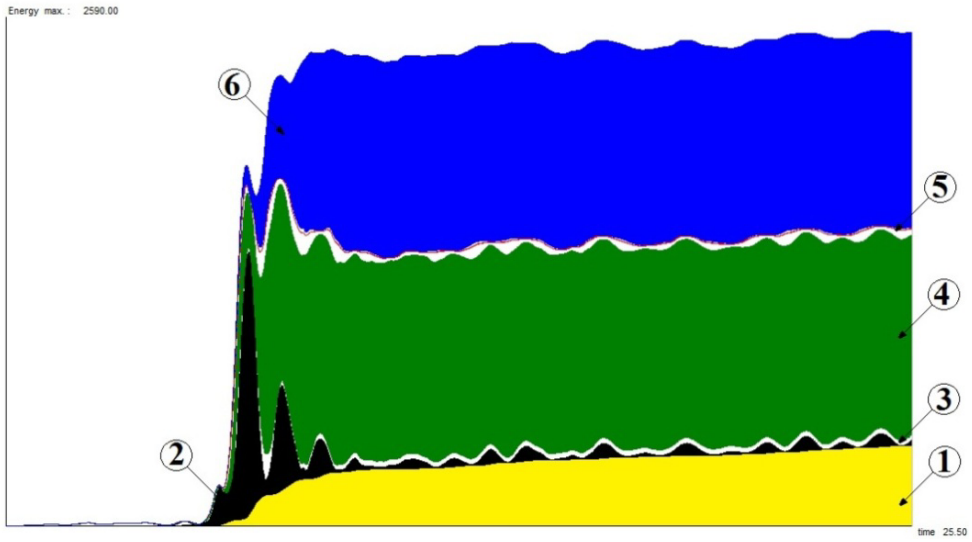


Fig.6. Energia disipată de cadrul contravântuit centric în urma analizei dinamic neliniare

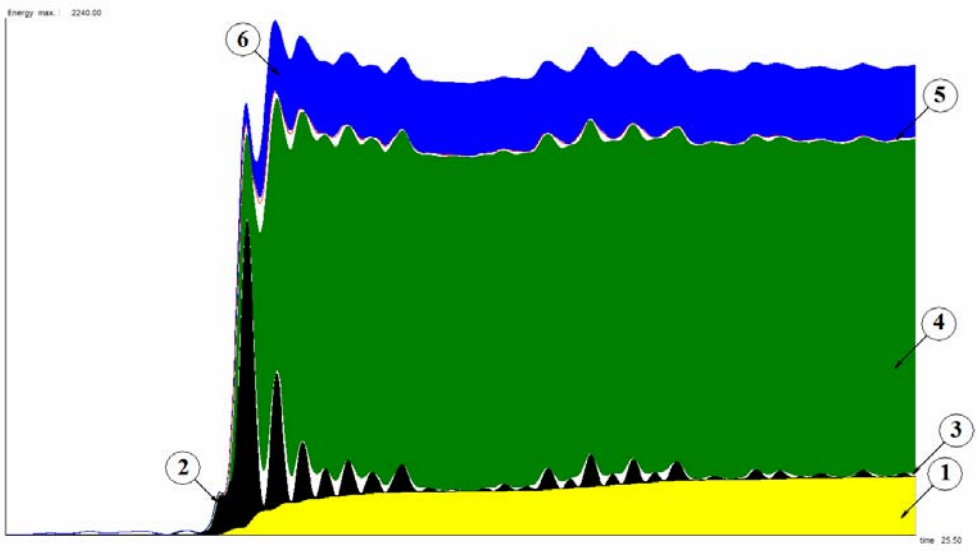


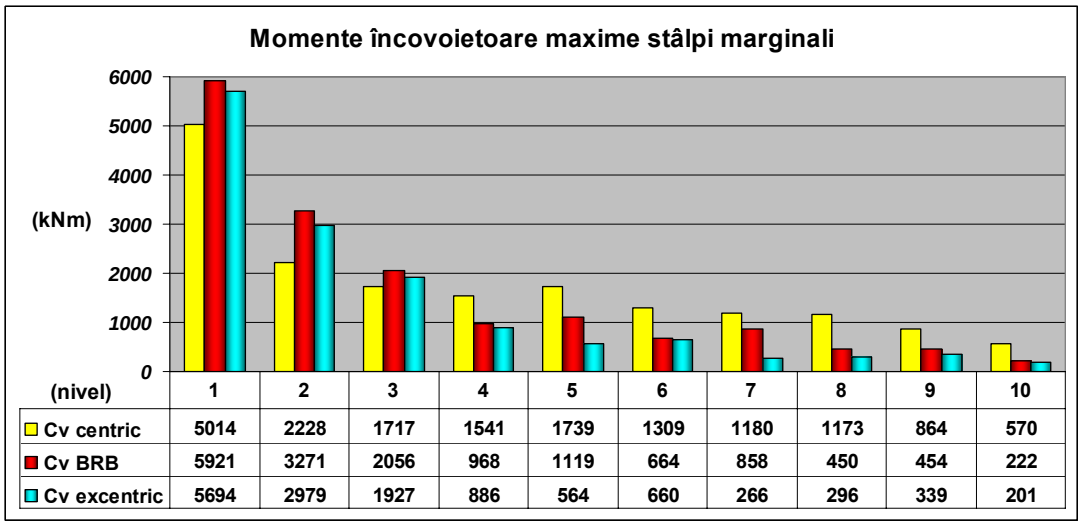
Fig.7. Energia disipată de cadrul cu diagonale cu flambaj împiedicat în urma analizei dinamic neliniare

Dacă se analizează graficele cu energiile consumate în timpul analizelor dinamic neliniare (vezi figurile 6 și 7), se constată o pondere mult mai mare a energiei disipate prin deformații plastice în diagonale în cazul cadrului cu flambaj împiedicat (cadrul 3), în raport cu cadrul contravântuit centric (cadrul 1). Aria suprafeței 4 este mult mai mare în cazul cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat! Contravântuirile cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat, lucrând în domeniul postelastic, atât la întindere cât și la compresiune, ajung să consume mai multă energie prin

deformații plastice decât diagonalele cadrului contravântuit centric, care consumă energie doar prin deformații plastice de întindere. Energia mai mare consumată prin deformații plastice din diagonale face ca ponderea energiei consumate prin deformații plastice concentrate în riglele cadrului 3 să fie mai redusă decât în cazul cadrului 1. Aria suprafeței 6 este mai mică în cazul cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat (vezi figura 7), decât în cazul cadrului contravântuit centric (vezi figura 6)!

2.3. Valorile solicitărilor din diferite categorii de elemente structurale

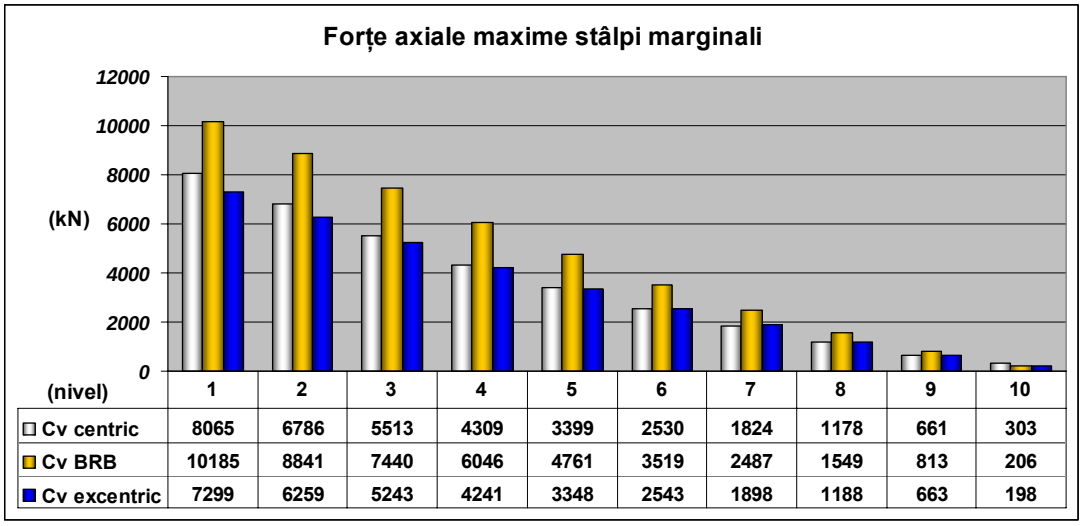
În cazul primelor 3 niveluri, momentele încovoietoare maxime din stâlpii marginali apar în cadrul contravântuit centric echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat, iar cele mai reduse apar la nivelul cadrului contravântuit centric (vezi figura 8). În cazul nivelurilor 4 ÷ 10, valorile cele mai mari pentru momentele încovoietoare din stâlpii marginali se înregistrează în cadrul contravântuit centric, iar cele mai reduse, în cadrul contravântuit excentric.



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	5014	2228	1717	1541	1739	1309	1180	1173	864	570
Cv BRB	5921	3271	2056	968	1119	664	858	450	454	222
Cv excentric	5694	2979	1927	886	564	660	266	296	339	201

Fig.8. Momente încovoietoare maxime în stâlpii marginali

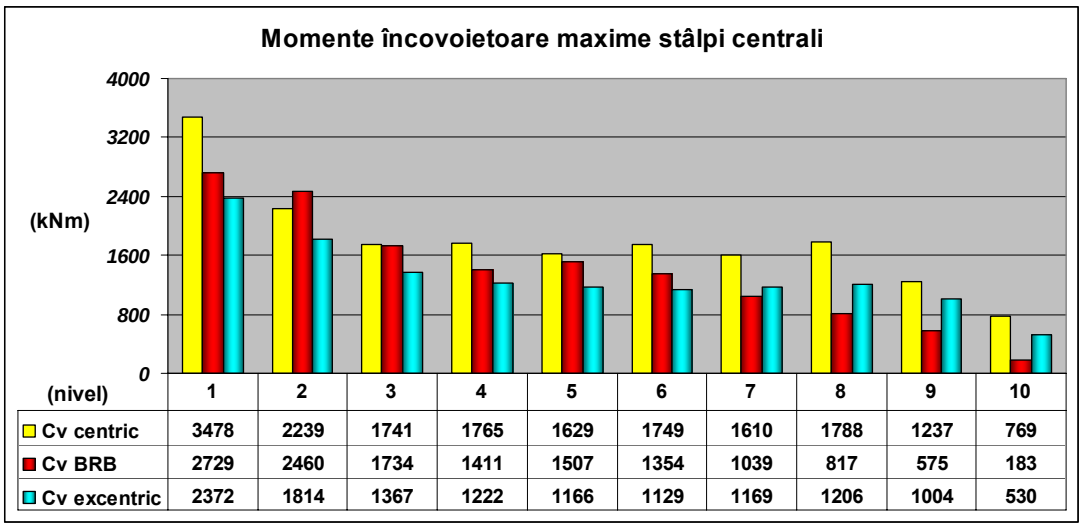
În stâlpii marginali, forțele axiale cele mai mari apar, cu execpția ultimului nivel, în cazul cadrului contravântuit centric echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat (vezi figura 9). Valorile forțelor axiale din stâlpii marginali din celelalte cadre analizate sunt destul de apropiate (diferențele dintre valori sunt sub 15% pentru toate nivelurile).



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	8065	6786	5513	4309	3399	2530	1824	1178	661	303
Cv BRB	10185	8841	7440	6046	4761	3519	2487	1549	813	206
Cv excentric	7299	6259	5243	4241	3348	2543	1898	1188	663	198

Fig.9. Forțe axiale maxime în stâlpii marginali

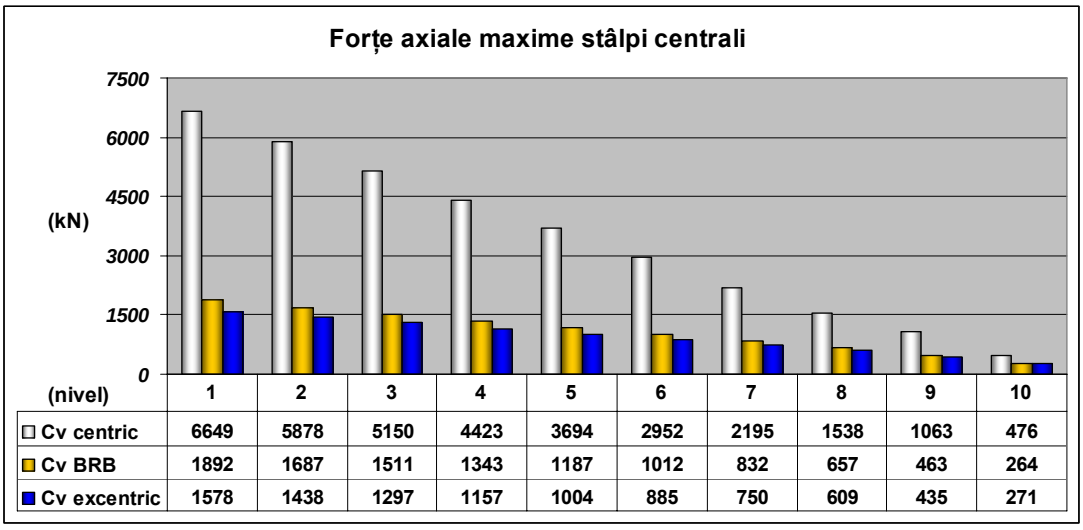
Cu excepția nivelului 2, în timpul analizelor dinamic neliniare, în stâlpul central momentele încovoietoare cele mai mari apar în cazul cadrului contravântuit centric. Valorile cele mai reduse se constată în cazul cadrului contravântuit excentric (nivelurile 1÷6), şi în cazul cadrului contravântuit cu diagonale cu flambaj împiedicat (nivelurile 7÷10).



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	3478	2239	1741	1765	1629	1749	1610	1788	1237	769
Cv BRB	2729	2460	1734	1411	1507	1354	1039	817	575	183
Cv excentric	2372	1814	1367	1222	1166	1129	1169	1206	1004	530

Fig.10. Momente încovoietoare maxime în stâlpii centrali

Valorile forțelor axiale maxime din stâlpii centrali sunt mult mai mari în cazul cadrului contravântuit centric (vezi figura 11) valorile sunt de 2 ÷ 4 ori mai mari față de celelalte două cadre analizate. Valorile cele mai reduse ale forțelor axiale se constată în cazul cadrului contravântuit excentric.



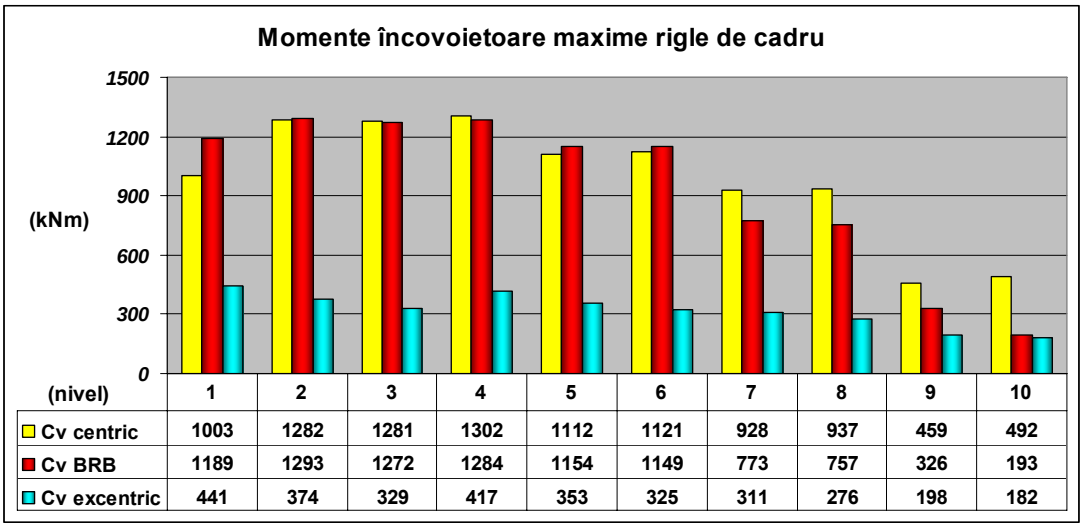
(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	6649	5878	5150	4423	3694	2952	2195	1538	1063	476
Cv BRB	1892	1687	1511	1343	1187	1012	832	657	463	264
Cv excentric	1578	1438	1297	1157	1004	885	750	609	435	271

Fig.11. Forțe axiale maxime în stâlpii centrali

Momentele încovoietoare maxime apar în riglele cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat şi în cele ale cadrului contravântuit centric. La primul nivel valorile sunt mai mari pentru cadrul contravântuit BRB. În cazul nivelurilor 2 ÷ 6, valorile momentelor încovoietoare ce apar în riglele cadrului contravântuit centric sunt destul de apropiate de cele observate în cazul cadrului contravântuit cu diagonale cu flambaj împiedicat. Diferențele sunt destul de reduse (până la 4%). În schimb, la ultimele 4 niveluri apar valori cu 20 ÷ 35% mai mari în cazul riglelor cadrului contravântuit centric, față de riglele cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat.

Cu excepția ultimelor două niveluri, valorile cele mai reduse ale momentelor încovoietoare apar în lungul riglelor cadrului contravântuit excentric. În cazul cadrului contravântuit excentric

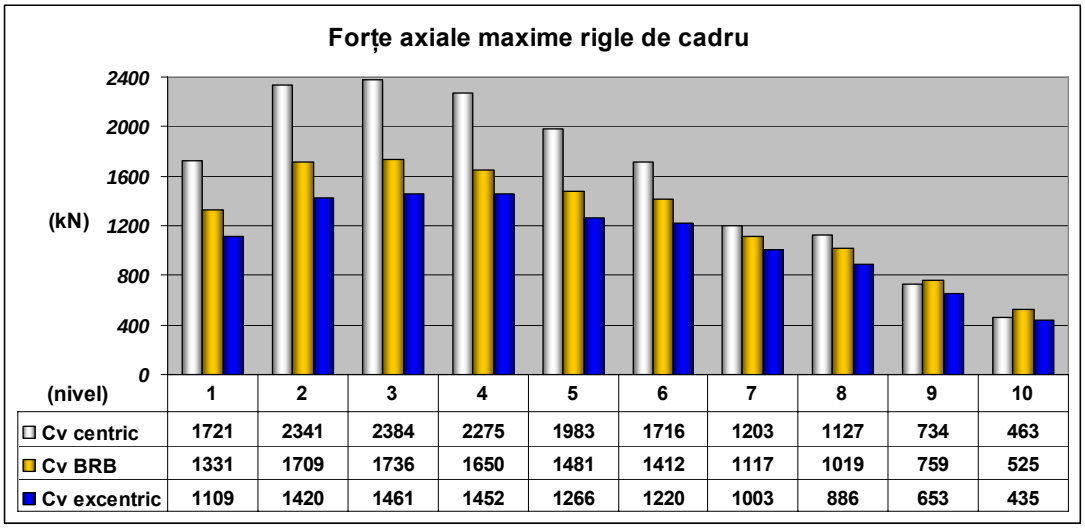
momentele încovoietoare maxime din rigle se concentrează la nivelul barelor disipative. Fiind echipat cu bare disipative scurte, adică lucrând preponderent la forță tăietoare, momentele încovoietoare din linkurile cadrului contravântuit excentric sunt mult mai reduse în general decât în cazul celorlalte două cadre analizate, în care apar deformații plastice în special datorită momentului încovoietor.



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	1003	1282	1281	1302	1112	1121	928	937	459	492
Cv BRB	1189	1293	1272	1284	1154	1149	773	757	326	193
Cv excentric	441	374	329	417	353	325	311	276	198	182

Fig.12. Momente încovoietoare maxime în riglele de cadru

În grinzi, forțele axiale cele mai mari apar de regulă în cazul cadrului contravântuit centric, doar la ultimele două niveluri constatâdu-se valori ceva mai mari în cazul cadrului echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat (vezi figura 13). Valorile cele mai reduse ale forțelor axiale din grinzi se observă în cazul cadrului contravântuit excentric. Diferențele sunt mai mari în cazul nivelurilor inferioare (de până la 40%).



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cv centric	1721	2341	2384	2275	1983	1716	1203	1127	734	463
Cv BRB	1331	1709	1736	1650	1481	1412	1117	1019	759	525
Cv excentric	1109	1420	1461	1452	1266	1220	1003	886	653	435

Fig.13. Forțe axiale maxime în riglele de cadru

Diagonalele cadrului contravântuit centric (cadrul 1) au zveltețe destul de ridicată în planul cadrului (peste 120). Prin urmare flambajul acestor diagonale are loc în domeniul elastic de comportare la valori destul de reduse ale forței axiale de compresiune. Ieşirea prematuă din lucru, prin flambaj, a diagonalelor comprimate în cazul cadrului 1 explică valorile mai mari ale forțelor axiale observate în cazul riglelor şi mai ales a stâlpilor centrali față de celelate două cadre analizate (vezi figurile 11 şi 13).

3. Consumul de material estimat

Consumul de oțel estimat pentru cadrele analizate este indicat în tabelul 1 şi în graficul din figura 14. Cele trei tipuri de cadre au avut acelaşi amplasament şi au fost dimensionate la solicitările generate de aceeaşi valoare a încărcării seismice de cod.

Tabelul 1

Estimarea consumului de oțel

Elemente	Consum estimat de oțel (kg)		
	Cadru **1** cv. centric	Cadru **3** cv. BRB	Cadru **2** cv.excentric
Rigle	22714	25857	17607*
Diagonale	9615	6415	21172
Manşoane diagonale	-	9420	-
Stâlpi M	23788	25774	20614
Stâlpi C	11501	9945	9559
Total	67.618 kg	77.411 kg	68.952 kg

Observație: Cosnumul pentru rigle cuprinde în cazul cadrului 2 consumul de oțele estimat pentru barele disipative şi segmentele de grindă adiacente!

Analizînd valorile din tabelul 1 se pot face observațiile:

- valoarea cea mai mare a consumului de oțel se obține pentru cadrul contravântuit cu diagonale cu flambaj împiedicat, consumul fiind cu aproximativ 14% mai mare decât pentru cadrul contravântuit centric şi cu peste 11% mai mare față de cadrul contravântuit excentric;

- consumul de oțel cel mai ridicat pentru rigle se obține în cazul cadrului 3 cu diagonale cu flambaj împiedicat (în riglele cadrelor 1 şi 3 se dezvoltă zone potențial plastice care lucrează predominant la încovoiere, ceea ce conduce la momente încovoietoare mai ridicate în rigle față de cadrul 2; solicitările ridicate de încovoiere ce apar concomitent cu forțe axiale semnificative conduc la secțiuni mai dezvoltate în cazul cadrului 3; forțele axiale mai mari constatate în cazul riglelor cadrului 1 nu apar concomitent cu valori semnificative ale momentelor încovoietoare);

- consumul de oțel cel mai redus pentru rigle şi stâlpi se obține pentru cadrul 2 contravântuit excentric (barele disipative ale cadrului 2 lucrând preponderent la forță tăietoare, au condus la momente încovoietoare mai reduse în rigle şi stâlpi şi la secțiuni mai reduse pentru aceste elemente);

- consumul de oțel cel mai mare în diagonale apare în cazul cadrului 2 contravântuit excentric (în cazul cadrului 2 diagonala este dimensionată să preia în domeniul elastic de comportare forțe de compresiune împreună cu o cotă parte importantă din momentul încovoietor care se dezvoltă la extremitatea linkului, ceea ce conduce la secțiuni mai dezvoltate pentru acestea);

- consumul de oțel cel mai redus apare în diagonalele cadrului 1 contravântuit centric (având secțiuni „I”cu moment de inerție redus în planul cadrului, diagonalele cadrului 1 se încarcă cu momente încovoietoare foarte reduse, fiind practic dimensionate să preia în special forțe axiale de întindere, ceea ce conduce la secțiuni mai reduse pentru acestea); în cazul diagonalelor cadrului 3, manşoanele care împiedică flambajul contravântuirilor conduc în ansamblu la un consum mai ridicat de oțel la nivelul diagonalelor (bare de contravântuire şi manşoane);

- consumul de oțel cel mai ridicat pentru stâlpii centrali se obține pentru cadrul 1 contravântuit centric (atunci când diagonalele comprimate adiacente stâlpului central ies din lucru prin flambaj în vreme ce diagonalele întinse adiacente lucrează încă, acesta este supus la o stare de solicitări defavorabilă, ceea ce explică secțiunile mai dezvoltate obținute pentru acesta);

- consumul de oțel cel mai ridicat pentru stâlpii marginali se obține pentru cadrul 3 prevăzut cu diagonale cu flambaj împiedicat (forțele axiale cele mai mari apar în cazul cadrului 3 concomitent cu momente încovoietoare ridicate, ceea ce explică secțiunile mai mari obținute).

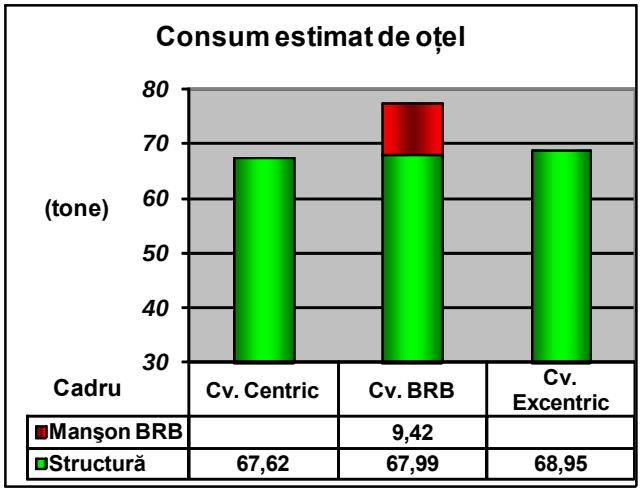


Fig. 14. Estimarea consumului de oțel

4. Concluzii

În ceea ce priveste starea de eforturi ce apare în stâlpi şi grinzi, sistemul de contravântuire excentric pare a fi cel mai avantajos deoarece conduce la valorile cele mai reduse pentru momente încovoietoare şi forțe axiale în grinzi, stâlpi marginali şi stâlpi centrali. Din acest punct de vedere sistemul de contravântuire centric apare cel mai dezavantajos. Ieşirea din lucru bruscă, prin flambaj, a diagonalelor comprimate conduce în special în cazul stâlpilor centrali şi grinzilor cadrului contravântuit centric la valori mai mari ale forțelor axiale şi momentelor încovoietoare.

Deformațiile plastice cele mai reduse la nivelul riglelor (rotiri plastice de nod, rotiri plastice de axe de bară) au fost observate în cazul cadrului echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat, prin urmare, la nivelul riglelor acestuia se vor constata deformațiile remanente cele mai reduse. De asemenea contravântuirile cadrului cu diagonale cu flambaj împiedicat suferă lungiri plastice mai reduse decât cele ale cadrului contravântuit centric.

Din punct de vedere al consumului estimat de oțel, cadrul contravântuit centric apare cel mai economic, iar cadrul echipat cu diagonale cu flambaj împiedicat cel mai neeconomic (cu aproximativ 14%). Cadrul contravântuit excentric are un conum estimat de oțel apropiat de cel al cadrului contravântuit centric (diferențe de aproximativ 2%).

Din punct de vedere al costului eventualelor măsuri de intervenție cadrul cu diagonale cu flambaj împiedicat pare cel mai avantajos (deformațiile inelastice constatate la nivelul riglelor şi diagonalelor sunt mai reduse).

Bibliografie

[1] Eurocode 8, EN 1998-1:2004, Design of structures for earthquake resistance, Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
[2] Ministry of Transportations, Public Works and Territory Planning, Code for aseismic design - Part I - Design prescriptions for buildings, P100-1/2006, Bucureşti Romania 2006.
[3] Eurocode 3, EN 1993-1-1:2005, Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005.
[4] Köber, H. and Bețea, Ş., An Alternative Method for the Design of Centrically Braced Frames, *Proc. Eurosteel 2008 - 5th European Conference on Steel and Composite Structures*; September 03-05, 2008, Graz, Austria (Volume B): 1425-1430, Paper No.267, 6pp, 2008.
[5] Pedro Romero, Lawrence D. Reavelay, *Full scale testing of WC Series Buckling Restrained Braces. Final Report.* Department of Civil & Enviromental Engineering of Utah, 2007.
[6] K.C.Tsai; J.W. Li, Drain2D+ A General Purpose Computer program for Static and Dynamic Analyses of Inelastic 2D Structures, 1994.

COMPORTAREA STRUCTURILOR METALICE CONTRAVÂNTUITE EXCENTRIC CU PENDULI VERTICALI

THE BEHAVIOR OF ECCENTRICALLY BRACED STEEL STRUCTURES WITH VERTICAL TRUSSES

HELMUTH KÖBER[1], MIHAI COVEIANU[2], STELIAN CONSTANTINESCU[3]

***Rezumat**: Prezenta lucrare umăreşte să evidenţieze comportarea sub acţiuni seismice severe a unor sisteme constructive contravântuite excentric prevăzute cu elemente suplimetare de legătură (penduli verticali între extremităţile barelor disipative care nu sunt fixate direct de stâlpi). Fiecare sistem structural considerat (cu sau fără penduli verticali suplimentari) a fost supus unor analize dinamic neliniare utilizând trei accelerograme ale unor cutremure cu focarul în zona Vrancea. S-au comparat valorile mai multor parametri înregistraţi în timpul analizelor dinamic neliniare: forţele tăietoare de bază extreme, deformaţiile plastice maxime de la nivelul barelor disipative, valorile cele mai mari ale eforturilor secţionale din diferite categorii de elemente structural, deplasările orizontale extreme ale planşeelor (cu sau fără penduli verticali). S-a analizat cantitatea de energie disipată prin deformaţii plastice şi consumul de oţel estimat pentru fiecare tip de cadru considerat.*

Cuvinte cheie: cadre contravântuite excentric, penduli verticali, analize dinamic neliniare, deformaţii plastice

Abstract: *The present paper is intended to relieve the behavior under severe seismic actions of some eccentrically bracing systems equipped with additional vertical connection elements (vertical truss elements between the ends of all dissipative members that are not connected directly to columns) compared to the seismic behavior of traditional eccentrically bracings. Each considered structural type (with and without additional vertical truss elements) was subjected to three dynamic nonlinear analyses using Vrancea earthquakes acceleration records. The values of different parameters recorded during nonlinear analyses were compared: extreme base shear forces, maximum plastic deformations in the dissipative members, greatest member forces in different structural elements, extreme horizontal floor displacements. The ammount of dissipated energy and the estimated steel consumption for each considered frame was analyzed.*

Keywords: eccentrically braced frames, vertical trusses, dynamic nonlinear analyses, plastic deformations

1. Introducere

Obiectul acestei lucrări este o analiză comparativă a două sisteme structurale şi anume: cadre contravântuite excentric obişnuite şi cadre contravântuite excentric la care se adaugă elemente suplimentare de legătură de tip penduli verticali între extremităţile barelor disipative situate la toate nivelurile cu excepţia parterului. S-au avut în vedere trei sisteme de contravântuire excentrică cu sau fără penduli verticali (vezi figura 1), cu barele disipative amplasate între două

[1] Conf. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associated Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: helmutkober2002@yahoo.com

[2] Şef lucr. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Lecturer, PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: mimi@unet.ro

[3] Asist. drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Assistant Professor, PhD Candidate, Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: S_Ctinescu@yahoo.com

diagonale (sistemul K), lângă stâlpii marginali (sistemul DM) sau în vecinătatea stâlpului central (sistemul DC). Cadrele analizate au avut zece niveluri de 3.5m şi două deschideri de 6.6m. Toate cadrele contravântuite excentric (cu s-au fără penduli) au fost echipate cu bare disipative scurte având o lungime interax de 1,2m la toate nivelurile.

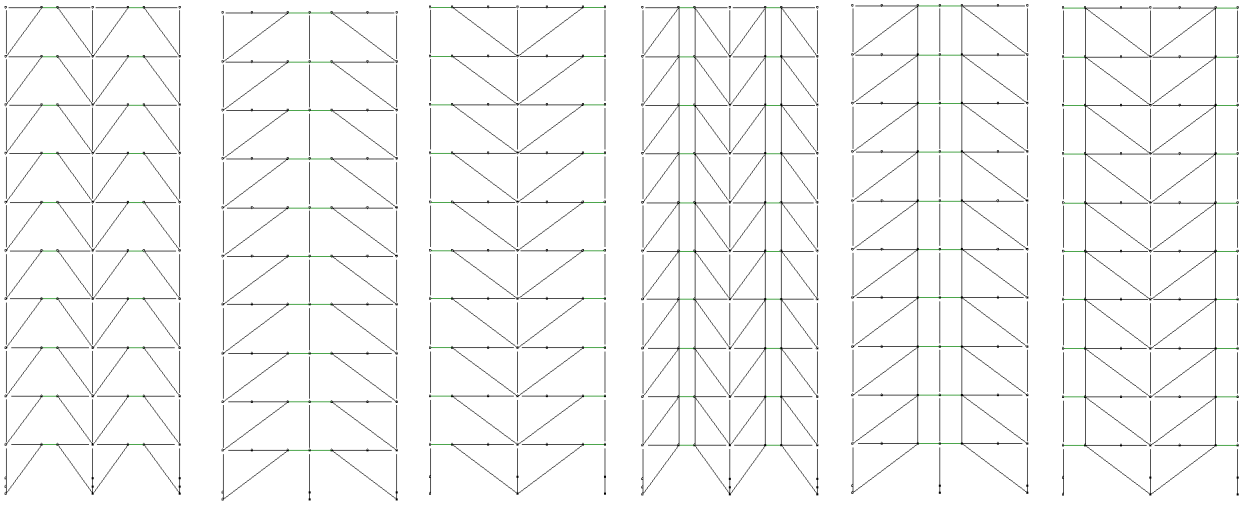


Fig. 1. Cadrele analizate

Cele şase cadre au fost proiectate la solicitările produse de aceeaşi încărcare seismică, evaluată conform normativului românesc P100-1/2006 [1] şi conform prescripţiilor de proiectare din norma europeană Eurocode 8, EN 1998-1:2004 [2]. Toate secţiunile transversale ale diferitelor categorii de elemente structurale (stâlpi, diagonale, penduli, bare disipative şi segmente de grindă adiacente) au fost de tip dublu T şi alcătuite din table sudate. Verificarea acestor secţiuni s-a efectuat respectând prevederile standardului european Eurocode 3, EN 1993-1-1:2005 [3].

2. Comportarea în timpul analizelor dinamic neliniare

Fiecare cadru având un sistem de contravântuire distinct a fost supus unor analize dinamic neliniare [4] utilizând trei accelerograme ale unor seisme cu focarul în zona Vrancea înregistrate la INCERC Bucureşti (componentele Nord-Sud ale cutremurelor din anii 1977, 1986 şi 1990). Pentru analizele efectuate valoarea de vârf a acceleraţiei a fost calibrată la aproximativ 0.24g. Au fost luate în considerare doar primele 25.5 secunde din cele 3 accelerograme deoarece s-a presupus că aproape toate incursiunile în domeniul postelastic au loc în acest interval de timp.

Pasul de discretizare al accelerogramelor a fost de 0.02s; analizele dinamic neliniare fiind efectuate cu un pas de timp de 0.01s. Amortizarea Rayleigh a fost luată în considerare cu o valoare a fracţiunii de amortizare critică de 2,5% pentru modul propriu 1 de vibraţie şi de 5% pentru modul 3 de vibraţie [5].

2.1. Valori extreme pentru forţe tăietoare de bază şi deplasări orizontale

Printr-o comparaţie a valorilor extreme înregsitrate în timpul tuturor analizelor dinamic neliniare, se poate evidenţia faptul că forţele tăietoare de bază şi deplasările orizontale cele mai mari s-au constatat în cazul analizei cu accelerograma Vrancea 1977 pentru ambele tipuri de structuri. Cadrele prevăzute cu penduli verticali se încarcă în general cu valori mai mari ale forţei tăietoare de bază în timpul tuturor analizelor dinamic neliniare efectuate, ceea ce se explică prin sporul de rigiditate adus structurii de penduli verticali. Diferenţele maxime constatate pentru forţele tăietoare de bază extreme sunt de până la 18% (vezi figura 2).

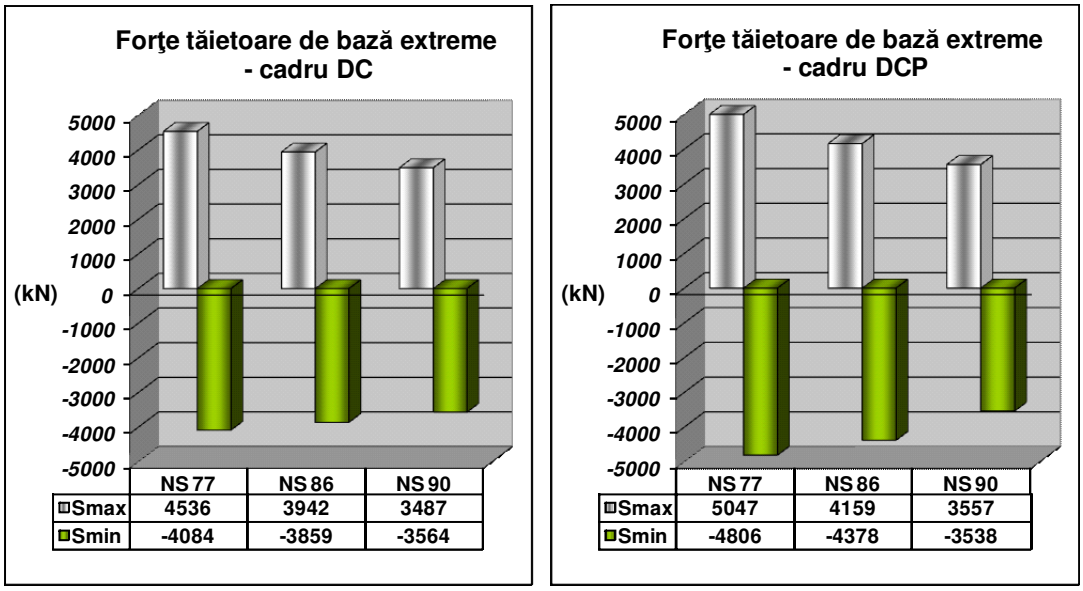


Fig. 2. Valori extreme pentru forţe tăietoare de bază înregistrate pentru cadrele DC şi DCP

Cu toate că rigiditatea laterală a cadrelor echipate cu penduli este cu până la 7% mai mare, compartiv cu aceea a cadrelor neechipate cu penduli, se constată că structurile prevăzute cu penduli verticali suferă în general deplasări orizontale cu până la 5% mai mari în timpul analizelor dinamic neliniare (vezi figura 3). Însă deşi cerinţele de deplasare în sistemul structural cu penduli sunt mai mari, se observă faptul că în acest caz valorile deplasărilor extreme Δ_{max} şi Δ_{min} sunt mai apropiate între ele (în valoare absolută), înregistrându-se astfel o comportare structurală mai uniformă; acest lucru este concludent în cazul accelerogramei Vrancea 1977.

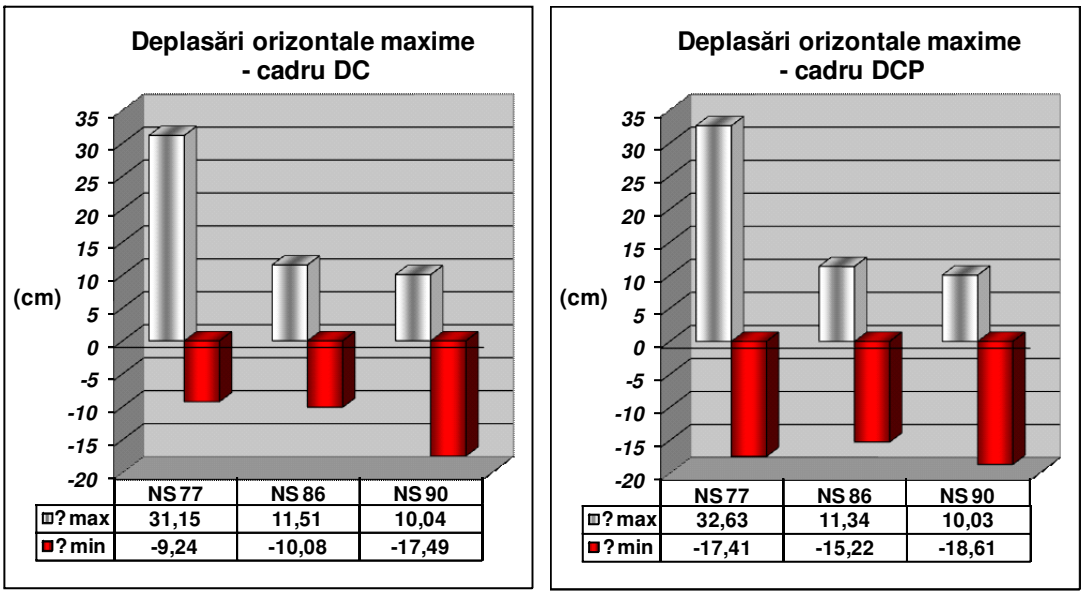
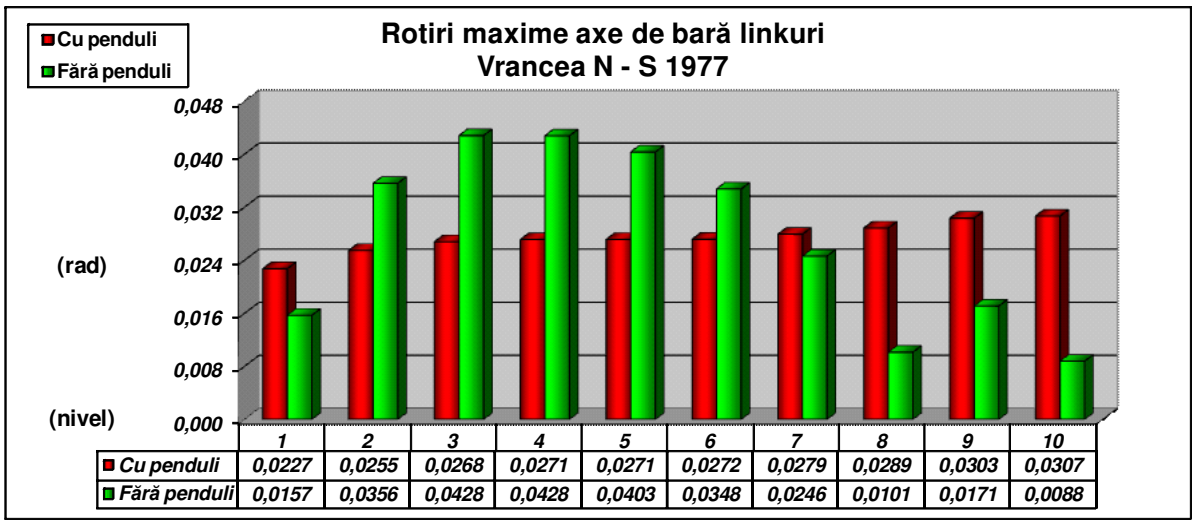
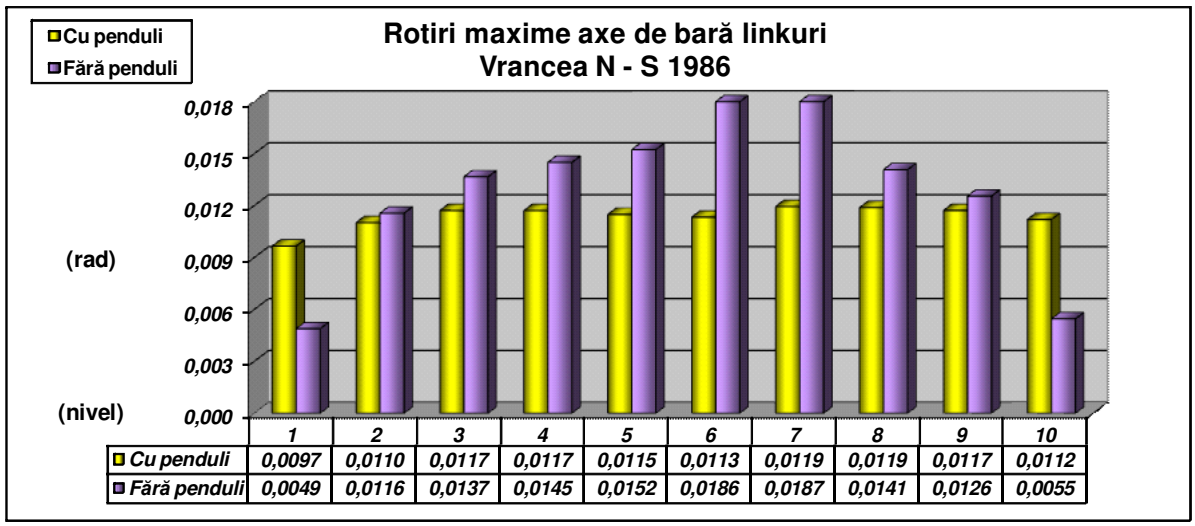


Fig. 3. Valori extreme pentru deplasările orizontale observate în cazul cadrelor DC şi DCP

2.2. Deformaţii plastice la nivelul barelor disipative

În cazul cadrelor contravantuite excentric neechipate cu penduli, distribuţia deformaţiilor plastice pe înălţimea clădirii diferă destul de mult de la o analiză dinamic neliniara la alta. Astfel în cazul cadrului K deformaţiile plastic maxime s-au constatat (vezi figura 4): în barele disipative de la nivelurile 3 şi 4 (în cazul analizei dinamic neliniare cu accelerograma cutremurului Vrancea 1977), în linkurile de la nivelurile 6 şi 7 (în urma analizei cu accelerograma Vrancea 1986) şi în barele disipative de la nivelul 5 (în cazul analizei cu accelerograma seismului Vrancea 1990).





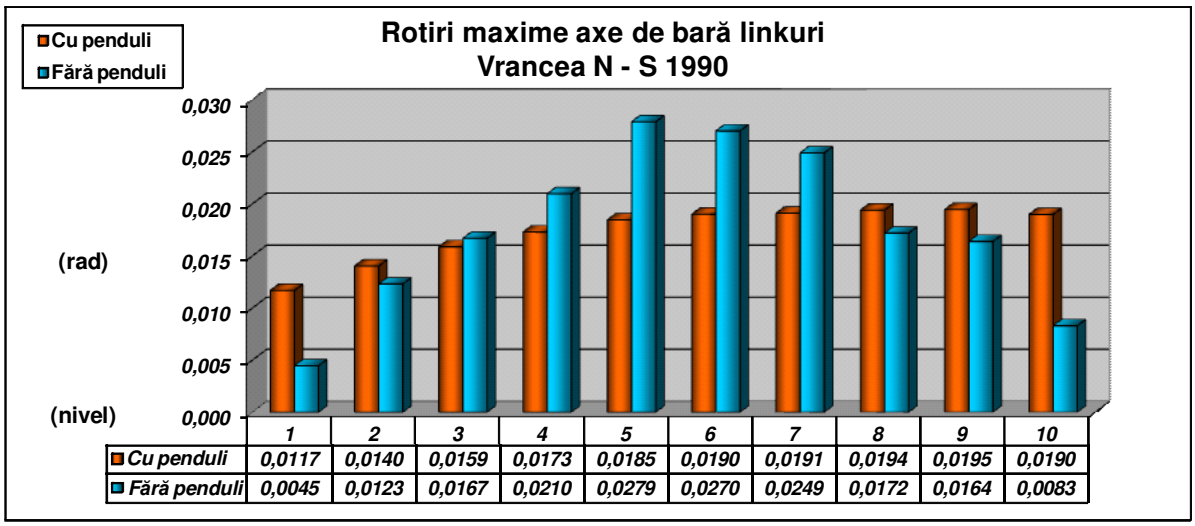
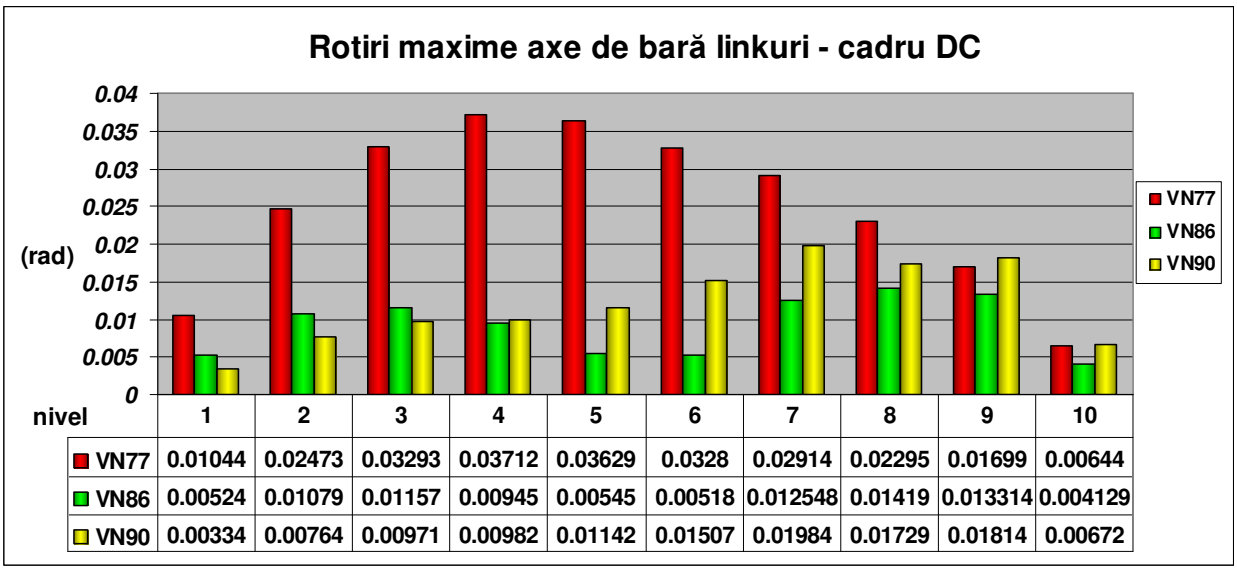


Fig. 4. Valori maxime ale deformaţiilor plastice în barele disipative ale cadrelor K şi KP

În cazul cadrului DC deformaţiile plastic cele mai mari au apărut (vezi figura 5): în linkurile de la nivelurile 4 şi 5 (Vrancea 1977), la nivelul barelor disipative de la nivelurile 8 şi 9 (Vrancea 1986) şi în barele disipative de la nivelul 7 (Vrancea 1990).

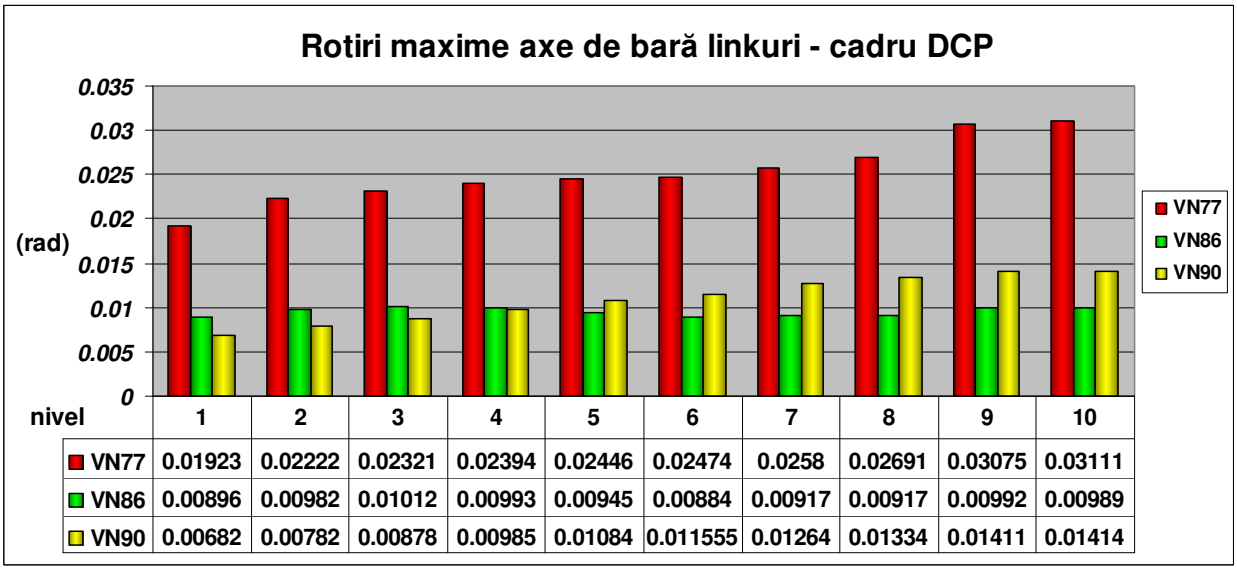
Se observă că valorile deformaţiilor plastice diferă destul de mult pe înălţimea construcţiei în cazul cadrelor neechipate cu penduli.



nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VN77	0.01044	0.02473	0.03293	0.03712	0.03629	0.0328	0.02914	0.02295	0.01699	0.00644
VN86	0.00524	0.01079	0.01157	0.00945	0.00545	0.00518	0.012548	0.01419	0.013314	0.004129
VN90	0.00334	0.00764	0.00971	0.00982	0.01142	0.01507	0.01984	0.01729	0.01814	0.00672

Fig. 5. Valori maxime ale deformaţiilor plastice în barele disipative ale cadrului **DC**

Pentru cadrul DM deformaţiile cele mai mari au putut fi observate: în linkurile de la nivelurile 3 şi 4 (Vrancea 1977), la nivelul barelor disipative de la nivelul 3 (Vrancea 1986) şi în linkurile de la nivelul 6 (Vrancea 1990).



nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VN77	0.01923	0.02222	0.02321	0.02394	0.02446	0.02474	0.0258	0.02691	0.03075	0.03111
VN86	0.00896	0.00982	0.01012	0.00993	0.00945	0.00884	0.00917	0.00917	0.00992	0.00989
VN90	0.00682	0.00782	0.00878	0.00985	0.01084	0.011555	0.01264	0.01334	0.01411	0.01414

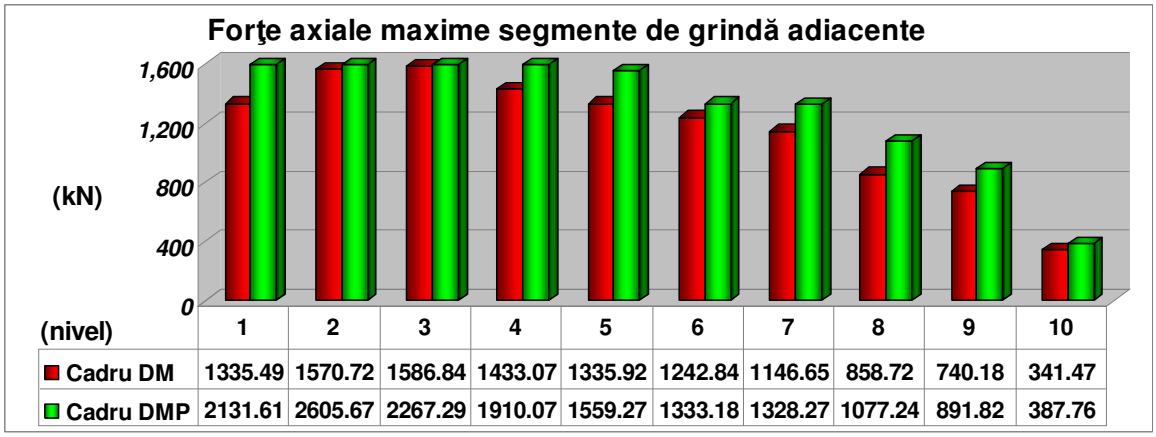
Fig. 6. Valori maxime ale deformaţiilor plastice în barele disipative ale cadrului **DCP**

În cazul cadrelor prevăzute cu penduli verticali, valorile maxime ale deformaţiilor plastice din linkuri sunt cu 25÷35% mai reduse în raport cu cele din cadrele neechipate cu penduli. În analizele dinamic neliniare aferente seismelor Vrancea 1977 şi 1990, deformaţiile plastice cele mai mari în link-uri se înregistrează în barele disipative de la ultimele două niveluri, în timp ce în cazul accelerogramei Vrancea 1986 deformaţiile plastice cele mai mari apar la mai multe niveluri (vezi figurile 3 şi 5).

Pentru toate cadrele echipate cu penduli, se constată o distribuţie mult mai uniformă a deformaţiilor postelastice pe înălţimea construcţiei, ceea ce face ca barele disipative situate la niveluri diferite să participe în măsură comparabilă la disiparea energiei indusă în structură de seism prin deformaţii plastice. Se evită astfel situaţia observată în cazul cadrelor fără penduli, la care barele disipative amplasate la ultimele niveluri suferă de regulă incursiuni mult mai reduse în domeniul postelastic, faţă de linkurile de la celelalte niveluri.

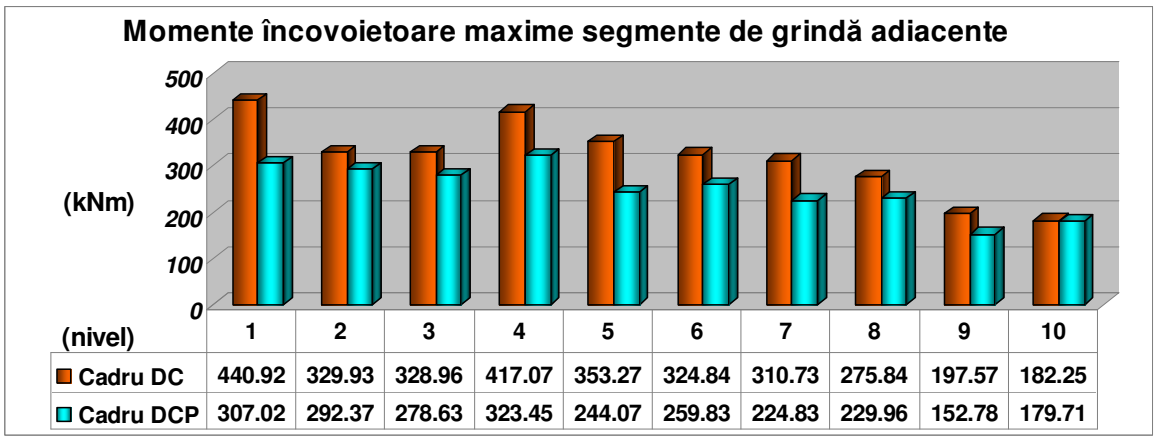
2.3. Valorile solicitărilor din diferite categorii de elemente structurale

Prevederea pendulilor verticali conduce în segmentele de grinda adiacente barelor disipative la valori mai ridicate pentru forţele axiale (în medie cu aproximativ 34% în cazul cadrului DCP şi de până la 26% în cazul cadrului DMP) şi la valori mai scăzute pentru momentele încovoietoare (în medie diferenţe de până la 27% pentru cadrul DCP şi de aproximativ 21% pentru cadrul DMP), comparativ cu sistemele de contravântuire fără penduli verticali. Pentru cadrul KP se constată o creştere medie a forţelor axiale de peste 28% şi o scădere în medie a momentelor încovoietoare de aproximativ 25%.



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru DM	1335.49	1570.72	1586.84	1433.07	1335.92	1242.84	1146.65	858.72	740.18	341.47
Cadru DMP	2131.61	2605.67	2267.29	1910.07	1559.27	1333.18	1328.27	1077.24	891.82	387.76

Fig. 7. Cadrele **DM** şi **DMP** - Valori maxime ale forţelor axiale din segmentele de grindă adiacente

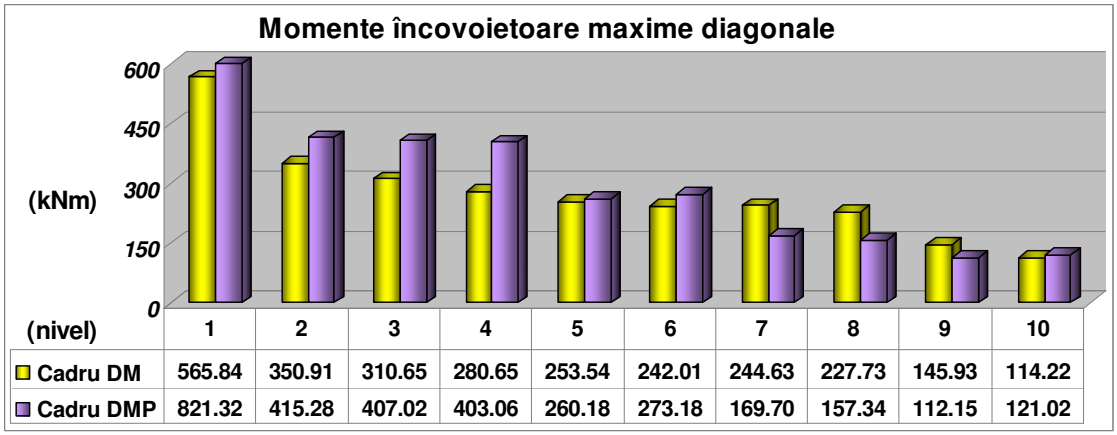


(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru DC	440.92	329.93	328.96	417.07	353.27	324.84	310.73	275.84	197.57	182.25
Cadru DCP	307.02	292.37	278.63	323.45	244.07	259.83	224.83	229.96	152.78	179.71

Fig. 8. Cadrele **DC** şi **DCP** - Valori maxime ale momentelor încovoietoare din segmentele de grindă adiacente

Şi în cazul diagonalelor în prezenţa pendulilor se constată valori mai mari pentru forţele axiale, în medie cu până 36% pentru cadrul DCP, cu peste 32% în cazul cadrului DCP şi cu aproximativ 17% pentru cadrul KP (faţă de cadrele neechipate cu penduli). În diagonalele cadrelor cu penduli se dezvoltă însă şi momente încovoietoare mai mari, în medie cu peste 25% în cazul cadrului DMP, respectiv cu aproximativ 6% pentru cadrul KP. Pentru cadrele DCP şi DC valorile momentelor încovoietoare din diagonale sunt apropiate cu excepţia celor de la primul nivel.

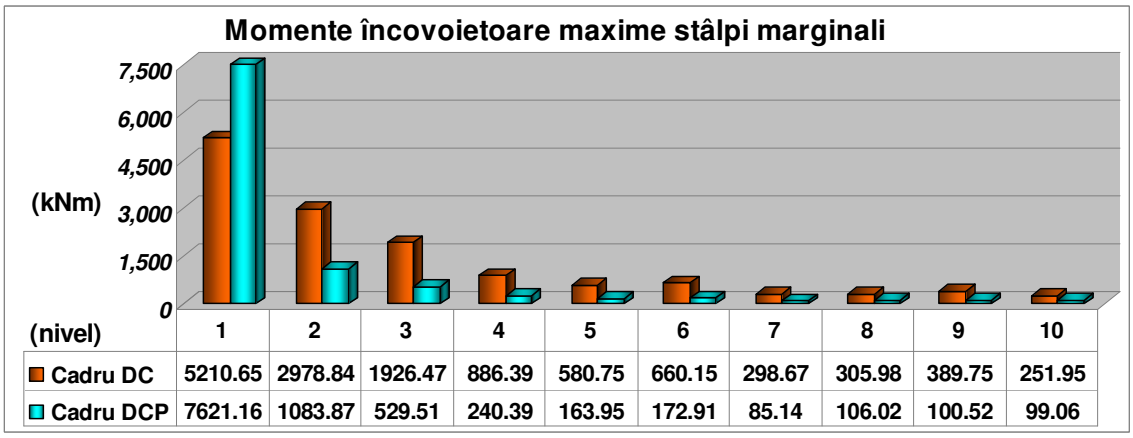
În cazul diagonalelor de la primul nivel, se constată creşteri mai semnificative ale momentelor încovoietoare şi forţelor axiale (uneori chiar şi cu peste 100%) la toate sistemele de contravântuire analizate, datorită absenţei pendulilor verticali de la primul nivel. Fenomenul se explică prin faptul, că în cazul sistemului structural echipat cu penduli, diagonalele de la primul nivel trebuie să echilibreze forţa axiala din pendulii de la nivelul superior. La celelalte niveluri, forţa axiala din pendulii de la nivelul de deasupra este echilibrată în mare parte de forţa axială din pendulii de la nivelul de dedesupt.



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru DM	565.84	350.91	310.65	280.65	253.54	242.01	244.63	227.73	145.93	114.22
Cadru DMP	821.32	415.28	407.02	403.06	260.18	273.18	169.70	157.34	112.15	121.02

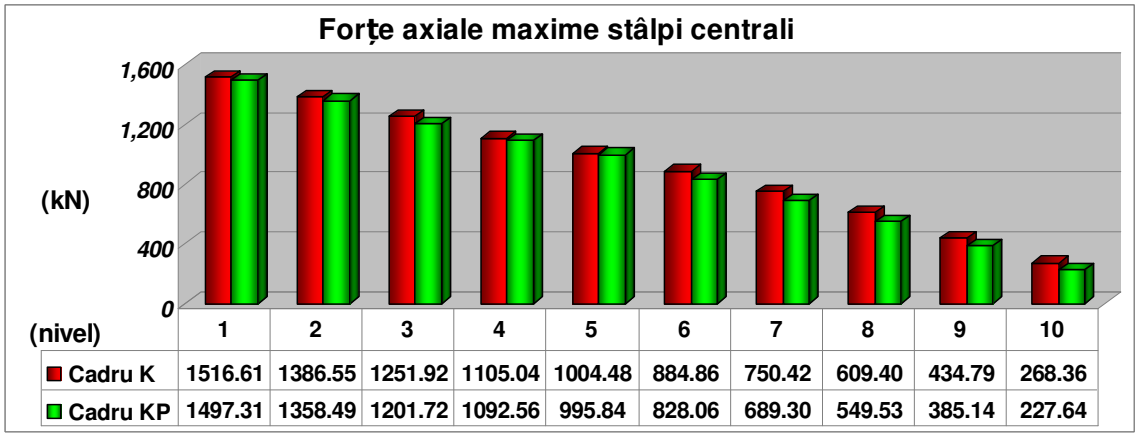
Fig. 9. Cadrele **DM** şi **DMP** - Valori maxime ale momentelor încovoietoare din diagonale

În cazul stâlpilor marginali se constată în varianta echipării structurii cu penduli verticali, valori mai mari pentru forţele axiale (în medie cu până la 14% în cazul cadrului DCP şi cu aproximativ 8% în cazul cadrului KP), şi cu excepţia primului nivel valori mai scăzute pentru momentele încovoietoare (în medie cu până la 32% pentru cadrul DCP, cu aproximativ 26% pentru cadrul DMP şi cu peste 17% în cazul cadrului KP). La primul nivel absenţa pendulilor verticali conduce la o creştere a momentelor încovoietoare înregistrate (în unele situaţii cu peste 76%) în cazul tuturor analizelor dinamic efectuate (pentru cadrele KP, DCP şi DMP). Valorile forţelor axiale asociate stâlpilor marginali în cazul cadrelor DC şi DCP sunt asemănătoare, neînregistrându-se diferenţe majore la nici unul dintre nivelurile structurii.



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru DC	5210.65	2978.84	1926.47	886.39	580.75	660.15	298.67	305.98	389.75	251.95
Cadru DCP	7621.16	1083.87	529.51	240.39	163.95	172.91	85.14	106.02	100.52	99.06

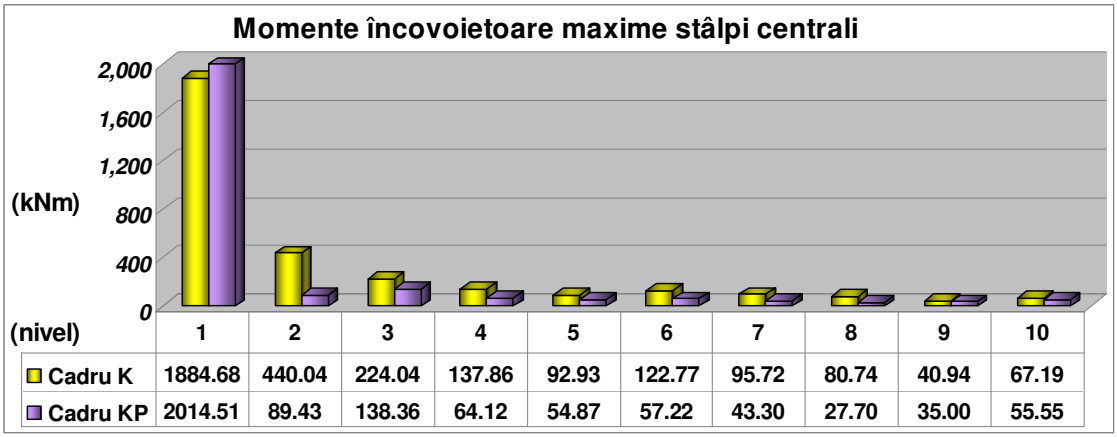
Fig. 10. Cadrele **DC** şi **DCP** - Valori maxime ale momentelor încovoietoare din stâlpii marginali



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru K	1516.61	1386.55	1251.92	1105.04	1004.48	884.86	750.42	609.40	434.79	268.36
Cadru KP	1497.31	1358.49	1201.72	1092.56	995.84	828.06	689.30	549.53	385.14	227.64

Fig. 11. Cadrele **K** şi **KP** - Valori maxime ale forţelor axiale din stâlpii centrali

Pentru stâlpii centrali, efectele favorabile ale echipării cadrului contravântuit excentric cu penduli verticali se evidenţiază prin scăderea valorilor momentelor încovoietoare (cu excepţia stâlpilor de la primul nivel). Scăderea este în medie cu 24% în cazul cadrului KP, cu 23% pentru cadrul DMP, cu 16% în cazul cadrului DCP. Pentru cadrele DCP şi KP se constată şi o scădere a forţelor axiale cu aproximativ 4% şi respectiv 3%. În cazul cadrelor DMP şi DM valorile forţelor axiale sunt comparabile (la nivelurile inferioare forţele axiale sunt în general mai mari în cazul cadrului DCP în timp în cazul nivelurilor superioare valorile forţelor axiale sunt mai ridicate pentru cadrul DC).



(nivel)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cadru K	1884.68	440.04	224.04	137.86	92.93	122.77	95.72	80.74	40.94	67.19
Cadru KP	2014.51	89.43	138.36	64.12	54.87	57.22	43.30	27.70	35.00	55.55

Fig. 12. Cadrele **K** şi **KP** - Valori maxime ale momentelor încovoietoare din stâlpii centrali

Prin prevederea de penduli verticali suplimentari în cadrul contravantuit excentric, elementele cadrului ajung să lucreze mai mult la eforturi axiale şi mai puţin la momente încovoietoare (asemănător barelor unei grinzi cu zăbrele). Astfel se explică valorile mai reduse ale momentelor încovoietoare constatate în toate categoriile de elemente structural cu excepţia diagonalelor.

2.4. Energia disipată prin deformaţii plastice

Din graficele figurilor următoare se poate observa, că în cazul ambelor tipuri de sisteme structural, cea mai mare parte a energiei induse în structură de seism este disipată prin deformaţii plastice la nivelul barelor disipative (linkurilor).

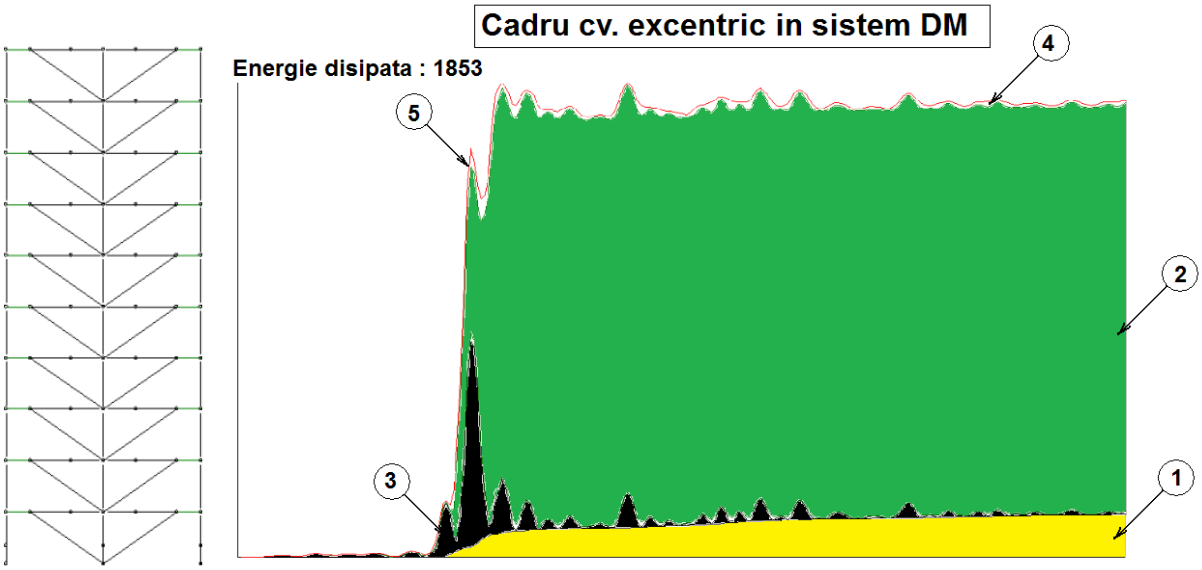


Fig. 13. Energia disipată de cadrul DM în urma analizei dinamic neliniare cu accelerograma Vrancea 1977

În figurile 13 şi 14 s-au utilizat următoarele reprezentări convenţionale: suprafaţa galbenă (1) = energia consumată prin amortizare; suprafaţa verde (2) = energia disipată prin deformaţii plastice la nivelul barelor disipative; suprafaţa neagră (3) = energia consumată ca energie cinetică; suprafaţa albă (4) = energia consumată prin deformarea în domeniul elastic a elementelor structurale; suprafaţa (linia) roşie (5) = energie consumată prin deformaţii plastice în celelalte elemente.

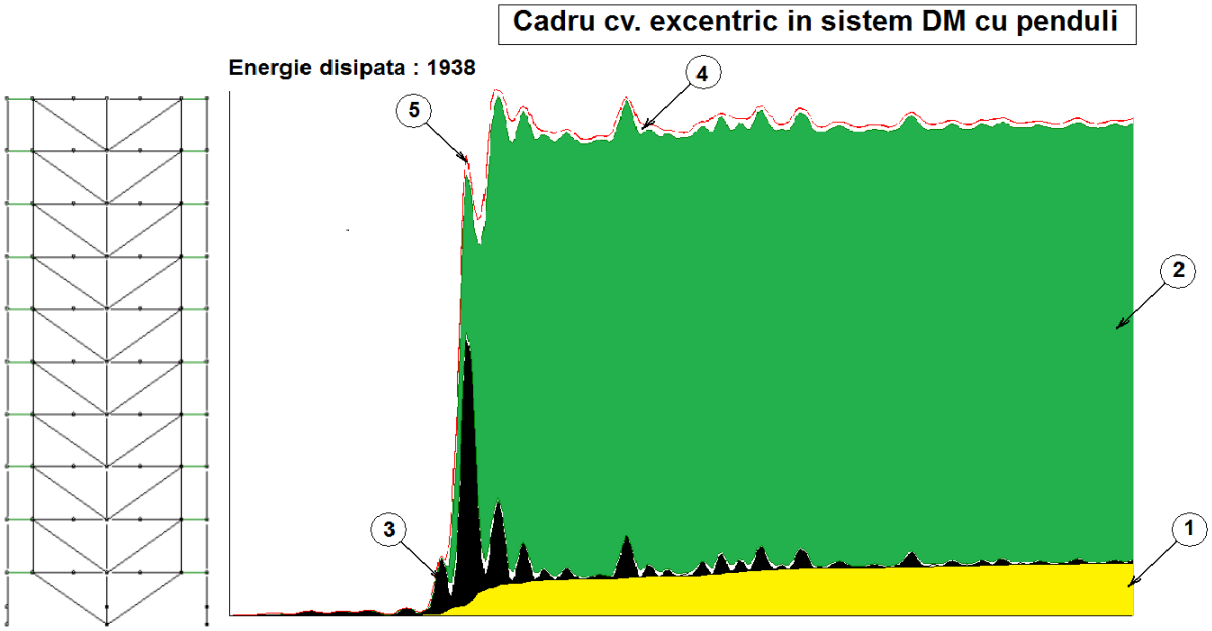


Fig. 14. Energia disipată de cadrul DMP în urma analizei dinamic neliniare cu accelerograma Vrancea 1977

În cazul analizelor dinamic neliniare cu accelerograma Vrancea 1977 se observă că energia disipată la nivelul cadrului DMP este cu proximativ 4.5% mai mare comparativ cu valoarea constatată în cazul cadrului DM.

3. Estimarea consumului de oţel

În figura 15 este indicat consumul estimat de oţel pentru cele două tipuri de sisteme structurale analizate, luându-se în considerare secţiunile obţinute în urma dimensionării cadrelor la aceeaşi valoare a încărcării seismice de calcul.

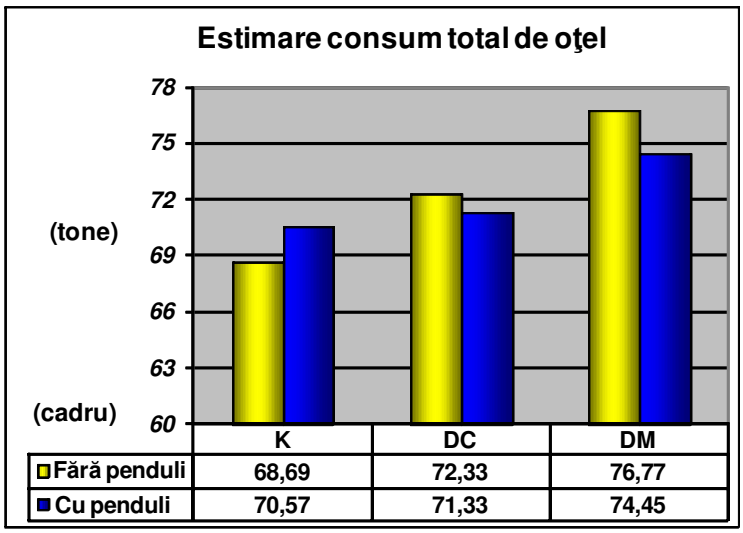


Fig. 15. Estimarea consumului de material pentru cadrele analizate

În cazul cadrelor echipate cu penduli consumuri mai reduse de oţel se obţin în cazul stâlpilor marginali şi centrali, în timp ce pentru diagonale se obţin consumuri mai ridicate. În cazul riglelor de cadru consumul estimate de material are valori apropiate pentru cadrele echipate sau neechipate cu penduli verticali.

Soluţia constructivă cu penduli verticali s-a dovedit mai avantajoasă din punct de vedere al consumului de material în cazul sistemelor de contravântuire DC şi DM de aproximativ 1.7% şi respectiv 3.5%. În cazul acestor sisteme de contravântuire doar câte un singur capăt de bară disipativă este fixat de o diagonală.

În cazul sistemului de contravântuire excentrică de tip K (la care barele disipative sunt dispuse între două diagonale în zona centrală a riglelor), sistemul de contravântuire excentric tradiţional s-a dovedit a fi mai economic cu aproximativ 2.7%. Acest fapt se explică prin numărul mai mare de diagonale [6] şi penduli verticali folosiţi în cazul sistemului K de contravântuire şi care conduc la o uşoară creştere a consumului, în raport cu sistemele DC şi DM.

4. Concluzii

Din punct de vedere al consumului estimat de oţel valorile obţinute rezultă destul de apropiate pentru cadrele prevăzute sau nu cu penduli verticali.

Cadrele echipate cu penduli verticali au o rigiditate la acşiuni laterale ceva mai ridicată decât cadrele contravântuite excentric tradiţional.

În cadrele prevăzute cu penduli verticali se constată o creştere a valorilor forţelor axiale în toate categoriile de elemente structurale şi o reducere a momentelor încovoietoare din stâlpi şi segmentele de grindă adiacente barelor disipative. Se poate spune că structurile echipate cu penduli lucrează mai mult prin solicitări axiale, asemănător unei grinzi cu zăbrele.

Prevederea de penduli verticali pe toată înălţimea construcţiei cu excepţia primului nivel conduce la accentuarea solicitărilor (momente încovoietoare şi forţe axiale) din stâlpii şi diagonalele de la primul nivel.

Principalul avantaj al echipării cadrului contravantuit excentric cu penduli verticali constă în distribuţia mult mai uniformă a deformaţiilor postelastice pe înălţimea construcţiei, ceea ce face că barele disipative de la niveluri diferite să participe în măsură comparabilă la disiparea energiei induse în structură de seism prin deformaţii plastice.

Principalul neajuns al echipării cu penduli verticali îl constituie constrângerile suplimentare aduse dispunerii golurilor de uşi şi ferestre în planul cadrului.

Bibliografie

[1] Ministry of Transportations, Public Works and Territory Planning, Code for aseismic design - Part I - Design prescriptions for buildings, P100-1/2006, Bucureşti Romania 2006.
[2] Eurocode 8, EN 1998-1:2004, Design of structures for earthquake resistance, Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
[3] Eurocode 3, EN 1993-1-1:2005, Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005.
[4] K.C.Tsai; J.W. Li, Drain2D+ A General Purpose Computer program for Static and Dynamic Analyses of Inelastic 2D Structures, 1994.
[5] Dynamics of Structures. Theory and Aplications to Earthquakes Engineering – 3rd Edition – Anil K. Chopra, 2004.
[6] H.Köber, B.Ştefănescu, "Bracing Systems in Eccentrically Braced Frames", Eurosteel 2005 - 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Maastricht, Netherlands, 2005.

CONCEPŢIA STRUCTURALĂ ŞI PROIECTAREA PE BAZA CONTROLULUI MECANISMULUI DE CEDARE A STRUCTURILOR MULTIETAJATE SUPUSE LA ACŢIUNI ACCIDENTALE

STRUCTURAL CONCEPTION AND COLLAPSE CONTROL PERFORMANCE BASED DESIGN OF MULTISTOREY STRUCTURES UNDER ACCIDENTAL ACTIONS

DINU FLOREA[1], DUBINĂ DAN[2], MĂRGINEAN IOAN[3], PETRAN IOAN[4], PĂSTRAV MIRCEA[5], KOVACS ATTILA[6], AŞCHILEAN DORIN[7],

***Rezumat**: Lucrarea prezintă proiectul de cercetare cu titlul "Concepţia structurală şi proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acţiuni accidentale", care se desfăşoară în cadrul Programului PN II Parteneriate. Programul a început în anul 2012 şi se va încheia în anul 2015. Cele cinci instituţii partenere în cadrul proiectului sunt Universitatea Politehnica din Timişoara, în calitate de coordonator, Universitatea Tehnica din Cluj Napoca, Urban Incerc Filiala Cluj Napoca, INCD Insemex Petroşani şi ACI Cluj SA în calitate de parteneri. Programul de cercetare are ca obiectiv principal dezvoltarea unor prevederi de calcul şi alcătuire pentru reducerea riscului de cedare a clădirilor în cazul producerii unor acţiuni accidentale. Cercetările cuprind analize teoretice, studii numerice şi încercări experimentale realizate pe elemente şi subansambluri de structuri pentru clădiri în cadre multietajate.*

Cuvinte cheie: colaps progresiv, acţiune accidentala, robustețe, structuri în cadre

***Abstract:** The paper presents the cooperative work developed within CODEC project "Structural conception and COllapse control performance based DEsign of multistorey structures under aCcidental actions", developed within Partnerships Program PN II. The project started in 2012 and will end in 2015. The five institutions members of the consortium are Politehnica University of Timisoara, as coordinator, Technical University of Cluj Napoca, Urban Incerc Cluj Napoca Branch, INCD Insemex Petrosani and ACI Cluj SA as partners. The main objective of the project is the development of design guidelines and detailing rules for reducing the risk of progressive collapse of multi storey frame buildings under accidental actions. The research program includes theoretical and numerical studies, as well as experimental tests on members and sub-assemblies.*

Keywords: progressive collapse, accidental action, robustness, frame structures

[1] Conferenţiar dr. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (Assoc. Professor, PhD, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: florea.dinu@ct.upt.ro;
Academia Romana Filiala Timisoara (Romanian Academy, Timisoara)
[2] Profesor dr. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (Professor, PhD, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro;
Academia Romana Filiala Timisoara (Romanian Academy, Timisoara)
[3] Drd. ing. Universitatea Politehnica din Timisoara (PhD student, Politehnica University of Timisoara), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: ioan.marginean@ct.upt.ro
[4] Conferenţiar dr. ing. Universitatea Tehnica din Cluj Napoca (Assoc. Professor, PhD, Technical University of Cluj Napoca), Facultatea de Constructii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: ioan.petran@bmt.utcluj.ro
[5]Cercetător dr.ing. Urban Incerc, Cluj Napoca (Researcher, PhD, Urban Incerc, Cluj Napoca), e-mail: mircea.pastrav@incerc-cluj.ro
[6]Cercetator dr. ing. INCD Insemex Petrosani (Engineer, PhD, INCD Insemex Petrosani), e-mail: attilakovacspetrosani@yahoo.com
[7] Dr. ing. ACI Cluj SA (Engineer, PhD, ACI Cluj SA), e-mail: aci@acicluj.com

1. Introducere

Structurile pentru clădiri pot fi supuse de-a lungul duratei lor de viață la o varietate mare de acțiuni. Proiectarea și execuția clădirilor trebuie să țină cont însă de faptul că unele dintre aceste solicitări pot atinge valori extrem de mari, cu mult peste valorile considerate în calcul. În aceste situaţii, clădirile trebuie să fie capabile să preia aceste solicitări, fără să sufere avarii majore, pentru a proteja viața ocupanților și a echipelor de intervenție și pentru a reduce pagubele materiale. Un exemplu în acest sens este dat de exploziile de gaze produse în clădirile de locuințe din cauza unor defecțiuni sau din cauza utilizării necorespunzătoare a instalațiilor. În astfel de situații, structura de rezistență poate fi grav avariată, ceea ce poate conduce la cedări parțiale sau totale, cum a fost cazul clădirii Ronan Point, din Londra, în anul 1968 (Fig. 1.a) sau, mai recent, cu un bloc de locuințe din Zalău, în anul 2007 (Fig. 1.b). Un caz special este cel al exploziei de gaz produse într-o clădire publică din Sighetul Marmației, în data de 19.02.2012, când s-au produs explozii succesive și a fost pusă în pericol și viața echipelor de intervenție (Fig. 2). Prima explozie s-a produs din cauza acumulării de gaze într-una dintre încăperile clădirii. Ulterior, în dimineaţa aceleiaşi zile a avut loc o altă explozie într-un spaţiu situat în acelaşi imobil. Evenimentele produse s-au soldat cu accidentarea a 21 de persoane, dintre care 17 persoane spitalizate (ulterior, înregistrându-se un deces) și pagube importante (distrugerea imobilului în proporţie de 75%). Cauza primei exploziei a constituit-o aprinderea amestecului inflamabil gaz metan-aer de aproximativ 20 m^3, la limita inferioară de explozivitate, urmată apoi de o destindere de aproximativ şase ori a gazelor rezultate, adică un volum final de cca. 120 m^3 gaze de ardere. În urma reacțiilor de ardere, la nivelul spațiului s-a creat o suprapresiune care a acționat asupra elementelor clădirii (Fig. 3). Cea de-a doua explozie s-a produs în timpul inspecției realizate de către echipele de intervenție (Fig. 4). Concluziile au scos la iveala numeroase probleme ce pot servi ca lecții pentru viitor, cum ar fi nerespectarea normelor tehnice pentru proiectarea şi executarea sistemelor de alimentare cu gaze naturale, acoperirea cu asfalt a aerisitoarelor de pe aliniamentul traseului gazului, măsurarea defectuoasă a concentraţiilor de metan în timpul cercetării primului eveniment, reținerea mercaptanului în sol, fapt ce a făcut ca gazul metan care a pătruns în încăperile imobilului să nu poată fi sesizat olfactiv de către victime.



Fig. 1 Explozii de gaze în clădiri: a) clădirea Ronan Point, Londra, 1968; b) bloc de locuințe, Zalău, 2007



Fig. 2 Imobil avariat de explozia de gaze, Sighetul Marmației, 19.02.2012

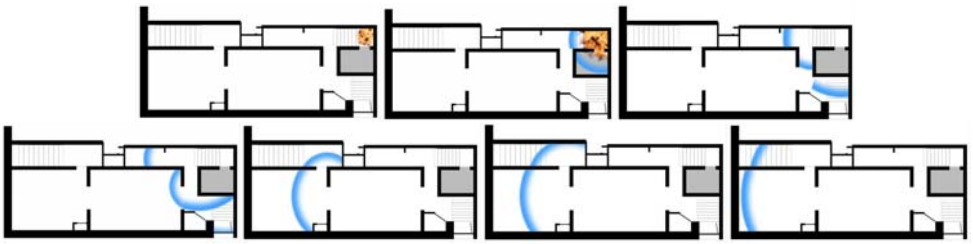


Fig. 3 Fazele propagării primei explozii

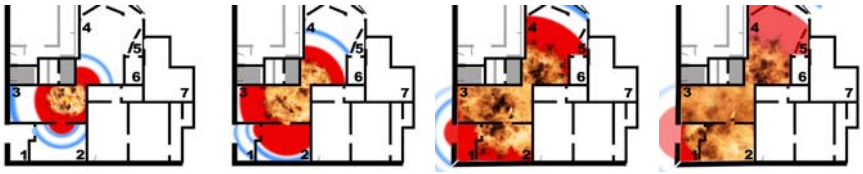


Fig. 4 Fazele propagării celei de-a doua explozii

Pe lângă exploziile de gaze, se mai pot enumera aici solicitările de tip impact, explozii externe, incendii, cedări de reazeme, dar și greșeli de proiectare sau execuție, schimbarea destinației, deteriorarea în timp a materialelor sau a prinderilor elementelor structurale, etc. Cutremurul poate de asemenea intra în aceasta categorie, deoarece poate fi urmat de incendii prelungite, cum a fost cazul cutremurului de la Kobe, din 1995. Unele dintre aceste evenimente extreme se pot produce simultan sau la un interval mic de timp, cum ar fi de exemplu cazul turnurilor WTC, în 2001, unde impactul inițial a fost urmat de explozie și apoi de incendiu. Luarea în considerare a tuturor scenariilor posibile la proiectarea clădirilor este o sarcină dificilă, deoarece nu se poate estima cu precizie tipul de solicitare extremă, modul și frecvența de producere sau intensitatea maximă. În astfel de cazuri, chiar dacă structura a fost proiectată să reziste la anumite situații extreme, nu poate fi garantată o comportarea corespunzătoare la alte situații extreme. Se poate observa deci că proiectarea structurii pe baza unor solicitări predefinite nu poate garanta un nivel corespunzător al robusteții structurii. Normele naționale sau europene actuale conțin câteva prevederi care iau în considerare faptul că, pe durata de viața a construcției, se pot produce anumite accidente. Astfel, conform prevederilor din EN 1990 [1], robustețea structurii poate fi asigurată prin următoarele mijloace: (i) eliminarea sau reducerea probabilității de producere a unei acțiuni extreme (hazard); (ii) selectarea unei forme structurale cu sensibilitate redusă la o acțiune extrema; (iii) selectarea unui sistem structural și a unei metodologii de proiectare care să reducă riscul de cedare a unui element sau a unei părți din structură; (iv) evitarea folosirii sistemelor structurale fără redundanță sau cu redundanță redusă, care pot ceda din cauză că nu pot asigura o redistribuire a eforturilor; (v) asigurarea unei conlucrări la nivelul structurii și prevederea unor legături adecvate între elementele structurale.

Toate aceste măsuri sunt gândite să asigure o robustețe suficientă, care să permită structurii sa supraviețuiască în cazul producerii unor acțiuni extreme. Problema principală constă în asigurarea cu un grad rezonabil de încredere, a unei eficacități reale a acestor măsuri. Pe plan mondial au fost realizate numeroase cercetări în scopul îmbunătățirea robusteții clădirilor la acțiuni extreme. Una dintre metodele noi dezvoltate este cea care se bazează pe controlul mecanismului de cedare și ține cont de faptul că anumite evenimente extreme pot cauza avarii locale semnificative, care se pot propaga la nivel global și pot produce colapsului structurii. Aplicarea unui astfel de concept de proiectare poate să asigure o robustețe ridicată la orice solicitare cu caracter extrem care scoate din lucru anumite elemente structurale.

Proiectul de cercetare CODEC are ca obiectiv principal dezvoltarea unei metodologii bazate pe controlul mecanismului de cedare, care să poată fi folosită la proiectarea structurilor în cadre pentru clădiri. Cercetările cuprind studii teoretice și numerice dar și un amplu program

experimental pe materiale, detalii de îmbinare și subansamble. În lucrare se prezintă rezultatele parțiale obținute în cadrul proiectului și concluziile analizelor numerice.

2. Studii privind robustețea clădirilor la acțiuni extreme

Structurile pentru clădiri trebuie să fie proiectate astfel încât să prevină producerea și extinderea avariilor cauzate de o acțiune extremă. O astfel de structură trebuie să posede unele caracteristici importante cum ar fi redundanță structurală, legături între elemente sau ductilitate. Lipsa unor astfel de caracteristici poate conduce la cedarea structurii ca urmare a unor avarii locale. În cazul clădirilor multietajate, un astfel de fenomen se numește colaps progresiv și definește situația în care o avarie (sau cedare) locală, care a fost declanșată de un eveniment extrem, se propagă din element în element, rezultând în final cedarea întregii structuri sau a unei mari părți din structură (disproporționat de mare în raport cu avariile inițiale). În Europa, primele studii referitoare la colapsul progresiv au fost inițiate în urma cedării structurii Ronan Point, din Marea Britanie, în anul 1968, când o explozie de gaz la unul din etajele superioare ale clădirii a dus imediat la cedarea unui panou marginal, iar în final, la cedarea unei zone extinse din structura, vezi Fig. 1.a. Primele recomandări, apărute în 1970, cu ediţiile ulterioare din 1974 și 1976 au adus o anumită îmbunătățire a robusteții, fapt confirmat de performanța structurilor supuse acțiunilor accidentale, inclusiv explozii, impact, etc. și proiectate pe baza acestor reglementări (Fig. 2). Eforturile de cercetare continue au condus la îmbunătățirea prevederilor de proiectare și la publicarea unei noi versiuni a standardului în 1991, urmat de alte ediții în 2004, 2010 și 2013. Cerințele prevăzute în aceste standarde conduc la structuri mai robuste, cu o rezistență mai mare la acțiuni extreme, de exemplu impact sau explozie (externă sau internă). O metodologie de evaluare a robusteții clădirilor multietajate a fost recent dezvoltată în Marea Britanie [2]. Metoda combină influența ductilității, redundanței și capacității de absorbție a energiei și cuantifică robustețea structurală printr-o măsură unitară și anume capacitatea pseudo-statică a sistemului structural.

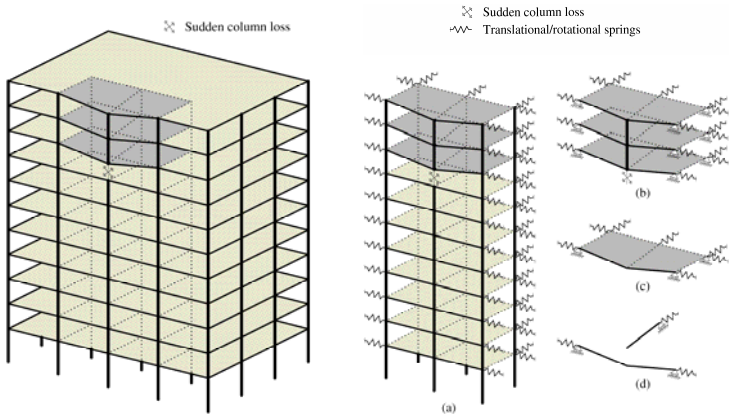
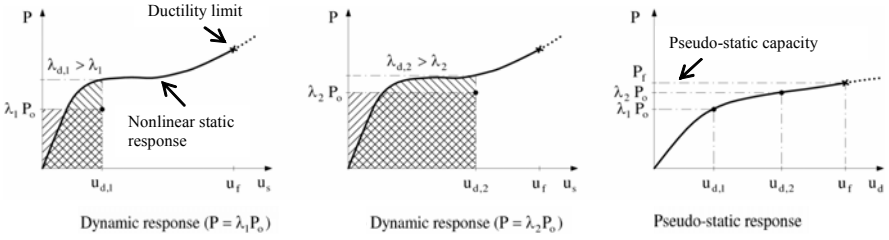


Fig. 2 Clădire supusă la cedarea unui stâlp și modelarea sub-componentelor



a) b) c)

Fig. 2 Transformarea raspunsului neliniar static in raspuns dinamic maxim (pseudo-static)

În afară de Marea Britanie, studii similare asupra colapsului progresiv au fost efectuate în Suedia, Danemarca și de asemenea în Germania, Olanda și Franța. Cooperarea la nivel european și prevederile din diferite standarde naționale au condus mai târziu la dezvoltarea prevederilor din normele Eurocod. In ultimii ani, cercetările realizate în domeniul structurilor în cadre metalice au vizat în special anumite mecanisme specifice cum ar fi dezvoltarea efectului catenar, ductilitatea elementelor și a îmbinărilor [3].

În SUA, primele studii asupra colapsului progresiv au început în anii '70 și s-au concentrat pe evaluarea riscului de cedare la structurile din elemente mari prefabricate din beton în cazul exploziilor de gaz. Primele cerințe au fost cele referitoare la asigurarea rezistenței la foc și a integrității structurale pentru asigurarea rezistenței la colaps progresiv și au apărut în 1972. În urma atentatelor din anii `90 (WTC, 1993; Murah Building, Oklahoma 1995) și mai ales a celui de la WTC, din septembrie 2001, au apărut mai multe recomandări și prevederi de calcul și alcătuire. Cele mai importante sunt cele elaborate de General Services Administration [4] și Department of Defense [5]. Recomandările GSA sunt folosite atât la proiectarea clădirilor noi cât și la evaluarea celor existente. Standardul UFC se aplică în principal la proiectarea clădirilor care sunt in administrarea Departamentului Apărării, dar poate fi utilizat și la alte aplicații, inclusiv civile. Ultima versiune (UFC, 2010) oferă, în afară de reguli generale și proceduri detaliate de proiectare, cerințe specifice pentru evaluarea rezistentei la colaps progresiv a clădirilor din beton armat, a clădirilor metalice, a clădirilor din cărămidă sau a celor din lemn.

În Japonia, istoria îndelungată a evenimentelor seismice a făcut ca prevenirea colapsului progresiv sub acțiuni extreme, altele decât seismul, să fie considerată mai puțin importantă. Prăbușirea turnurilor WTC din 2001 a tras un semnal de alarmă cu privire la consecințele dramatice ale colapsului progresiv în cazul clădirilor înalte. Evenimentele de la WTC au demonstrat că în cazul producerii simultane sau succesive a unor acțiuni extreme, de exemplu explozie după impact sau incendiu după explozie, efectele sunt devastatoare, deoarece scenariile inițiale de proiectare bazate pe un singur hazard sunt insuficiente diferite. De asemenea incendiile care se produc în clădirile avariate ca urmare a cutremurelor pot fi considerate scenarii multi-hazard. Lista de exemple poate continua cu cel mai mare dezastru natural care a afectat Japonia în ultimul secol și anume cutremurul urmat de tsunami din 11 martie 2011. In urma colaborării dintre Japanese Society of Steel Construction (JSSC) și Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) au apărut primele recomandări pentru îmbunătățirii redundanței și a rezistenței la colapsul progresiv. Documentul introduce noi tipuri de oțel cu proprietăți îmbunătățite sub încărcări extreme [6], [7] si prezintă măsuri pentru creșterea rezistenței la colapsul progresiv.

3. Analiza de robusteţe a structurilor în cadre pentru clădiri. Proiectul CODEC

Proiectul de cercetare CODEC cuprinde 7 activități principale, grupate în 3 etape distincte, vezi Fig. 2:

- etapa 1: Studii preliminare, situaţia actuala în domeniul robusteţii structurilor pentru clădiri.

- etapa 2: Studii numerice și încercări experimentale pe materiale, componente și structuri.

- etapa 3: Recomandări privind calculul și alcătuirea structurilor în cadre pentru clădiri pentru prevenirea cedării sub acţiuni extreme.

In lucrare se prezintă principale rezultate obţinute în prima etapă precum și rezultatele parţiale obţinute în cea de a doua fază, aflată încă în desfăşurare, in special pregătirea programului experimental si simulările numerice preliminare folosite in faza de proiectare a specimenelor si a standurilor experimentale.

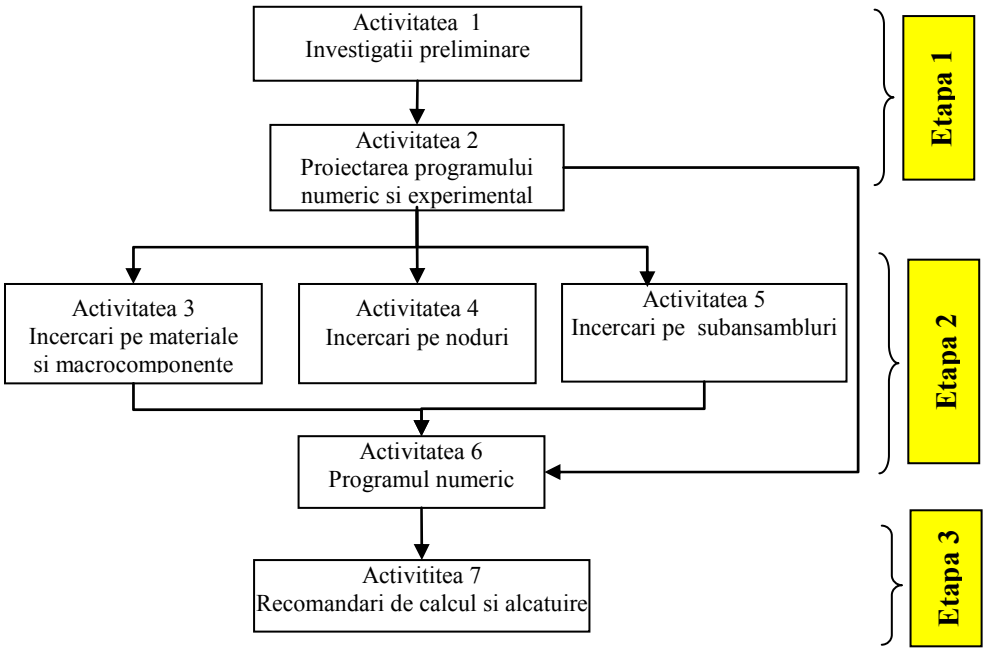


Fig. 2 Prezentarea activităţilor din cadrul proiectului

3.1. Studii preliminare în domeniul robusteţii structurilor pentru clădiri

Rezultatele preliminare obţinute în urma studierii răspunsului structurilor la acţiuni extreme au arătat că sistemele proiectate la acţiuni seismice pe baza conceptului de capacitate au o robusteţe corespunzătoare, care creşte cu creşterea acceleraţiei de proiectare, vezi Fig. 5. Un factor important îl reprezintă legăturile în noduri dintre elemente. Astfel, structurile cu legături rigide în noduri pe două direcţii pot suporta pierderea a doi stâlpi fără iniţierea colapsului progresiv. În situaţia celor cu legături pe o singura direcţie însă, pierderea a doi stâlpi poate conduce la cedarea structurii, mai ales la structurile care sunt proiectate la acceleraţii seismice reduse (Fig. 6).

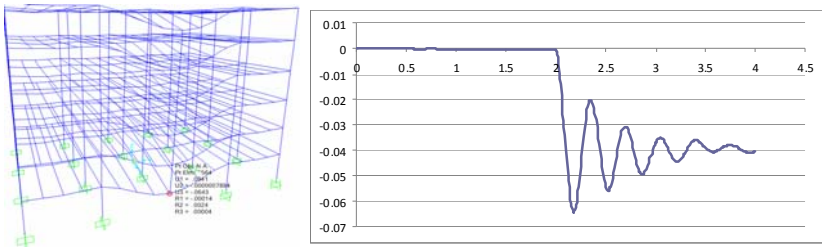


Fig. 5 Analiza colapsului progresiv pentru structura necontravântuită, proiectata în zona seismica a_g=0.32g, legături pe doua direcţii

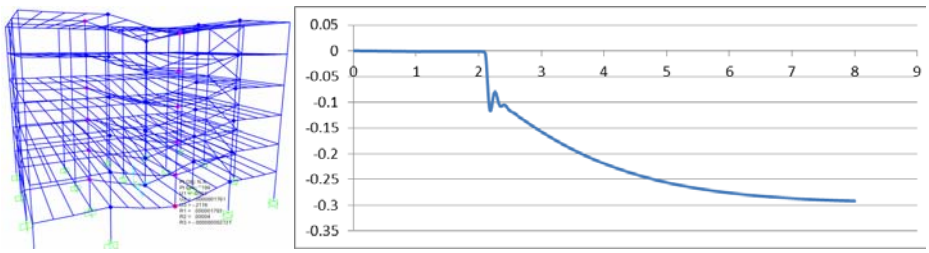
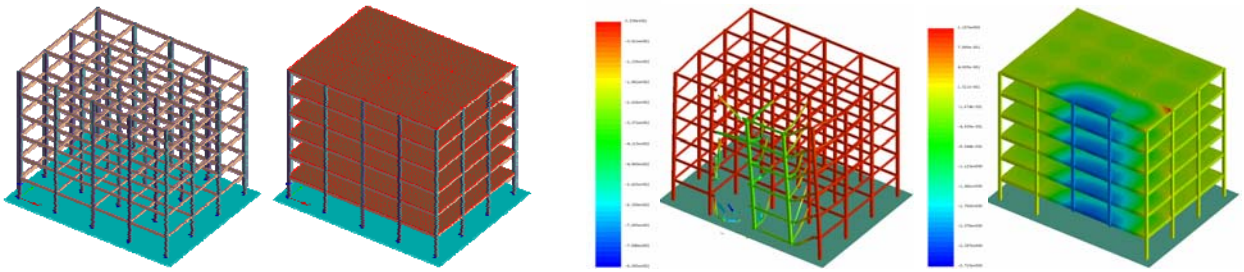


Fig. 6 Analiza colapsului progresiv pentru structura contravântuită, proiectata în zona seismica a_g=0.08g, legături pe o singura direcţie

O importanță deosebită în prevenirea colapsului o are capacitatea îmbinării de a permite dezvoltarea efectului catenar în cazul unor deformații mari. Studiile au arătat că îmbinările cu placa de capăt și șuruburi au o capacitate suficientă dacă sunt dimensionate să cedeze în modul 2, adică cedarea să se producă prin încovoierea plăcii de capăt concomitent și ruperea șurubului. Pentru a studia capacitatea îmbinării la întindere, aceasta poate fi descompusă în macro-componente care apoi sunt studiate numeric și experimental. De asemenea, o contribuție importantă la creșterea rezistenței la colaps progresiv o are realizarea conlucrării între grinzile metalice și planșeul din beton și de asemenea armarea suficientă a planșeului. În cazul unor structuri cu redundanță redusă, realizarea unui sistem de planșee cu armare pe două direcții și o legătură solidă cu structura de susținere poate asigura redistribuția eforturilor din zonele afectate, inclusiv prin dezvoltarea efectului catenar (membrană) în planșeu. Planșeele au de asemenea un rol important în izolarea compartimentelor afectate de incendiu și împiedicarea propagării la compartimentele adiacente.

3.2. Studii numerice și încercări experimentale pe materiale, componente și structuri solicitate la acțiuni extreme

Programul de cercetare din cea de-a doua faza a proiectului a cuprins studii privind robusteţea structurilor în cadre multietajate, cu diferite regimuri de înălțime, cu sau fără contravântuiri, care folosesc diverse soluţii de îmbinări grinda-stâlp și mai multe soluţii de planşee. Structurile studiate au fost proiectate în conformitate cu normele actuale, la acţiuni din situaţiile normală și seismică, dar fără luarea în considerare a acţiunilor din situaţia de proiectare accidentală. Pentru analiza de robusteţe, au fost considerate diverse scenarii de cedare a unor stâlpi. Pentru analiză s-a folosit programul de calcul ELS [8], care are capacitatea de a modela fenomenele complexe care apar în structură în cazul unor solicitări extreme (efectul catenar în grinzi, efectul de membrană în planşee) și care poate modela cu acurateţe interacţiunea dintre structura metalică și planșeul din beton armat (vezi Fig. 7). Pentru modelarea comportării macro-componentelor a fost folosit de asemenea programul de calcul cu element finit Abaqus [9].



a) b)

Fig. 7 Analiza robusteții structurilor în cadre: a) modelul 3D cu și fără conlucrare cu planșeul; b) starea deformată, 2 stâlpi perimetrali cedați, structură cu legături pe o singură direcție, cu și fără conlucrare cu planșeul

Din aceste structuri proiectate, s-au extras subansamblurile, nodurile și componentele de îmbinări pentru studiile experimentale, care cuprind:

- încercări de tracţiune pe elemente T-stub prinse cu şuruburi și pe suduri la temperatura ambiantă și la temperatură ridicată, cu diferite viteze de deformare (Fig. 8);

- încercări la pierderea unui stâlp pe noduri grindă-stâlp (Fig. 9);

- încercări la pierderea unui stâlp pe subansambluri alcătuite din două travei și două deschideri (Fig. 10);

- încercări la explozie pe îmbinări grindă-stâlp.

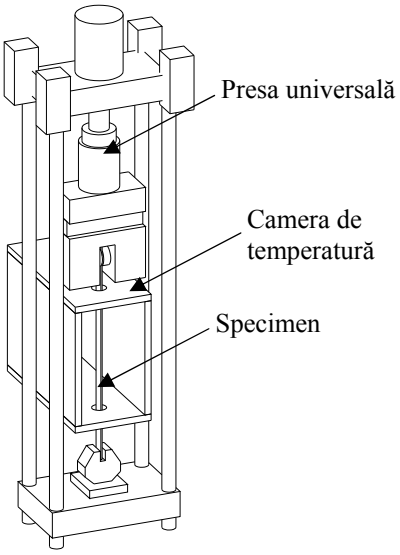


Fig. 8 Stand şi specimen experimental pentru încercarea pe macro-componente

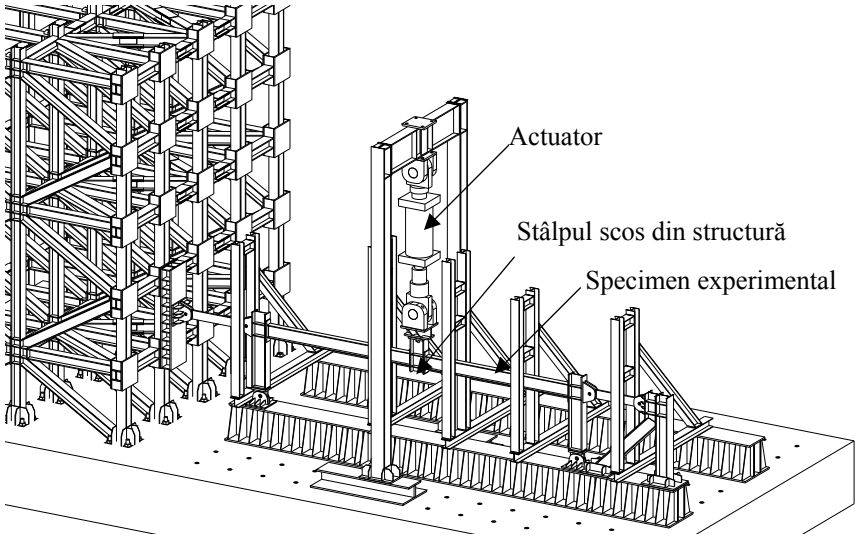


Fig. 9 Stand şi specimen experimental pentru încercarea pe noduri la cedarea unui stâlp

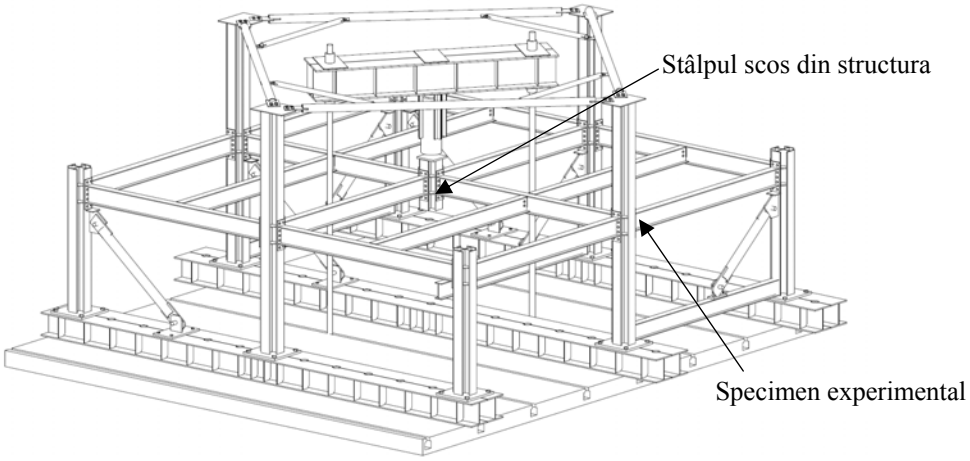


Fig. 10 Stand şi specimen experimental pentru încercarea pe subansamble la cedarea unui stâlp

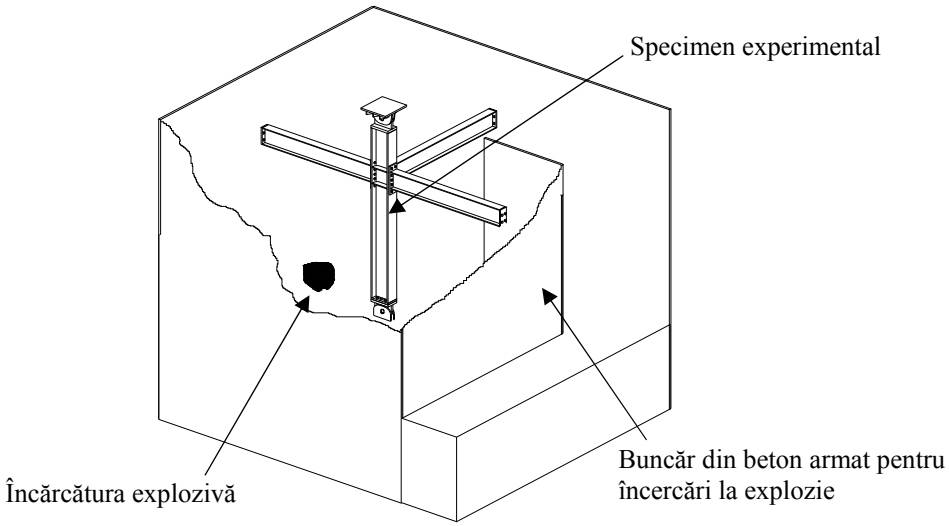
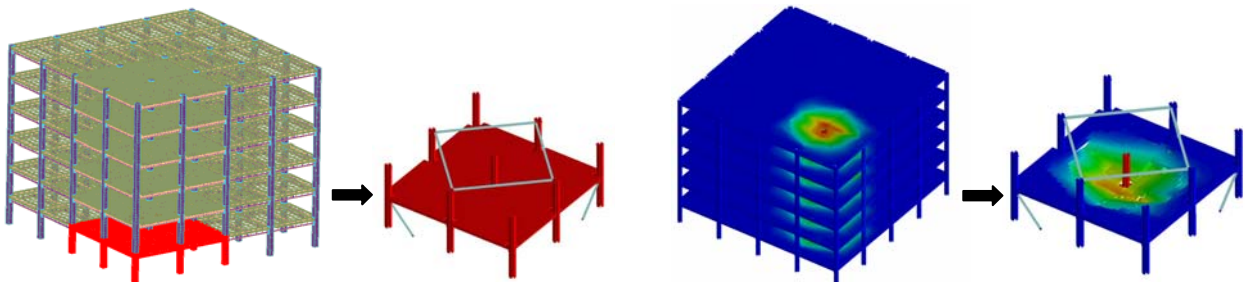


Fig. 11 Stand și specimen experimental pentru încercări la explozie

Fiecare program experimental prezentat mai sus a fost precedat de studii numerice care au avut ca scop evaluarea parametrilor de comportare și modul de cedare sub acțiunile considerate. În cazul încercărilor pe noduri și subansambluri la cedarea unui stâlp, au fost de asemenea investigate condițiile de similitudine dintre încercarea experimentală și structura reală din care au fost extrase specimenele. Astfel, au fost dispuse legături laterale care să asigure specimenelor încercate un mod de comportare similar cu cel al structurii întregi. S-au realizat modele numerice pentru fiecare tip de specimen și au fost simulate condițiile de margine și modul de încărcare.



a) b)

Fig. 12 Extragerea specimenelor din structura reală a) și simularea comportării pe structura reală și pe modelul experimental (modelare în ELS)

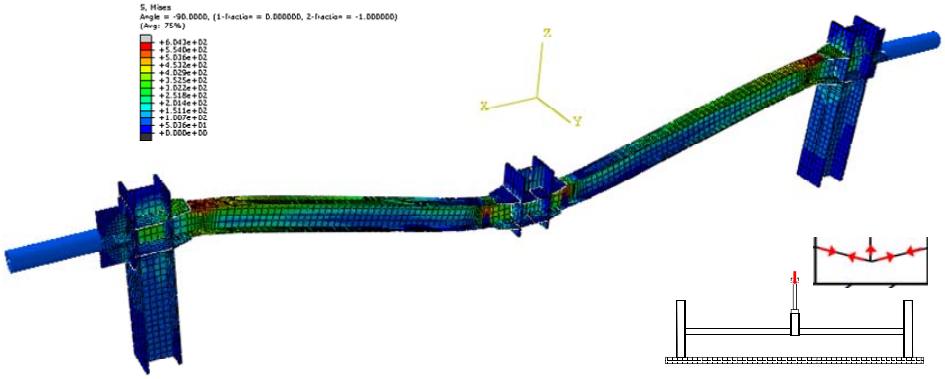
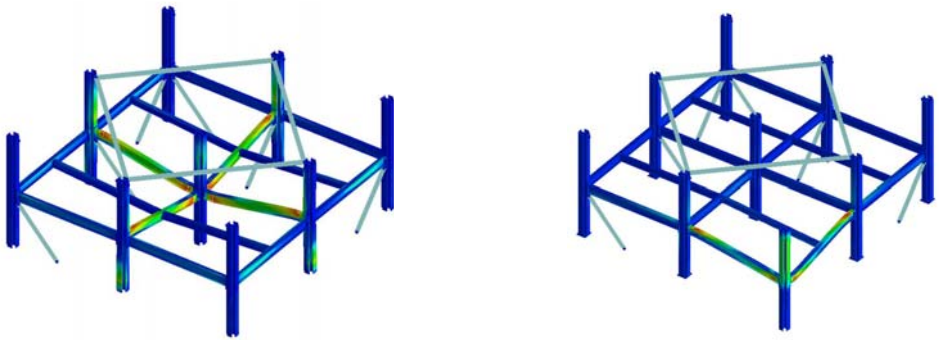


Fig. 13 Modelarea comportării nodurilor la cedarea unui stâlp (modelare în ABAQUS)



a) b)

Fig. 14 Modelarea comportării subansamblurilor la cedarea unui stâlp, structura metalică fără conlucrare cu planşeul: a) stâlp interior; b) stâlp de colț (modelare în ELS)

4. Concluzii

Răspunsul structurilor pentru clădiri sub acţiunea unor încărcări accidentale depinde de mai mulţi factori, cum ar fi tipul sistemului structural sau proprietăţile materialelor utilizate în elementele structurale şi nestructurale. O măsură de reducere a riscului de cedare o constituie proiectarea structurii pe baza controlului mecanismului de cedare şi constă în analiza şi conformarea structurii astfel încât să reziste la diferite nivele de avarie fără iniţierea colapsului. Proiectul de cercetare prezentat în lucrare, care se desfăşoară în perioada 2012-2015, are ca obiectiv principal tocmai reducerea riscului de cedare a clădirilor în cadre multietajate sub acțiuni cu caracter extrem. Cercetările efectuate până în prezent au arătat o îmbunătățire a răspunsului structural atunci când structura utilizează sisteme cu legături pe doua direcții, sau planșee în conlucrare cu structura de rezistență. În faza următoare a proiectului se vor realiza încercări experimentale pe macro-componente, elemente și subansamble, atât sub încărcări statice cât și sub acțiunea directă a exploziilor.

Menţiuni

Această lucrare a fost susținută financiar de Unitatea Executiva pentru Finantarea Invatamantului Superior, a Cercetarii, Dezvoltarii si Inovarii prin contractul PN II PCCA 55/2012 “Concepţia structurala si proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acţiuni accidentale” CODEC (2012-2015).

Bibliografie

[1] EN 1990, Eurocode 0 - Basis of structural design, 2002.
[2] Izzuddin BA, Vlassis AG, Elghazouli AY, Nethercot DA, Assessment of Progressive Collapse in Multi-Storey Buildings, Proc. ICE, Structures and Buildings, 160(4), 2007, DOI: 10.1680/stbu.2007.160.4.197.
[3] ROBUSTNESS, Robust structures by joint ductility, RFSR-CT-2004-00046, 2007.
[4] GSA 2003, General Services Administration (GSA) Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines For New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, 2003.
[5] Department of Defense DOD UFC 4-023-03, Unified Facilities Criteria (UFC), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, 2010.
[6] JSSC 2005a, Guidelines for collapse control design - Construction of steel buildings with high redundancy, Jap. Soc. of Steel Const. & Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2005.
[7] JSSC 2005b, Guidelines for collapse control design - High performance steel products for building const., Jap. Soc. of Steel Const. & Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2005.
[8] Extreme Loading for Structures, Ver. 3.1, Applied Science International, Durham, NC, 2010.
[9] Abaqus/CAE 6.11-1, Dassault Systemes, 2011.

PERFORMANȚELE SEISMICE ALE STRUCTURILOR MIXTE OȚEL-BETON

SEISMIC PERFORMANCES FOR STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

ALINA HAUPT-KARP[1], CRISTINA CÂMPIAN[2], GABRIEL URIAN[3], NICOLAE CHIRA[4]

***Rezumat**: În lucrare se prezintă un studiu de caz, realizat pe structuri mixte oțel-beton în cadre. Stâlpii sunt cu secțiune mixtă oțel-beton, cu profil metalic complet înglobat, iar grinzile metalice. Cadrele studiate sunt cu 2 etaje, 6 etaje și respectiv 10 etaje, având același plan de nivel. Studiul de caz se bazează pe un model numeric realizat în programul FineLg (program de element finit dezvoltat în cadrul Universității din Liège, Belgia), model calibrat și validat pe baza a cinci încercări experimentale preluate din literatura internațională de specialitate. Pentru studiul performanțelor seismice au fost executate trei tipuri de analize, și anume: analiză pushover, analiză ciclică prin deplasări impuse și analiză dinamică time-history. Diferite comentarii și comparații sunt prezentate la finalul lucrării.*

Cuvinte cheie: cadre compuse oțel-beton, performațe seismice

***Abstract:** The paper presents a study case, made on steel-concrete composite frames. The columns are fully encased composite columns and the beams are metallic. The study deals with three types of frames with two, six and ten levels. The floor plan is the same for all cases. The case study is based on o numerical model developed in the finite element program FineLg (developed at University of Liège, Belgium), calibrated and validated using five experimental programs taken from the international literature. For the study of seismic performances on the analysed frames were performed three types of analysis: pushover analysis, cyclic analysis with imposed displacements and dynamic time-history analysis. Some comments and comparison conclude the paper.*

Keywords: steel-concrete composite frames, seismic performances

1. Introducere

Lucrarea își propune studierea performanțelor seismice a structurilor compuse în cadre, cu stâlpi cu profil metalic complet înglobat în beton și grinzi metalice. Soluția de stâlp compus complet înglobat în beton este una competitivă datorită multiplelor avantaje, precum capacitate portantă sporită, ductilitate, capacitate de disipare a energiei și nu în ultimul rând protecție la foc. Astfel pe baza unui model numeric validat prin intermediul a mai multor programe experimentale preluate din literatura de specialitate a fost efectuat un studiu de caz pe structuri compuse oțel-beton în cadre.

2. Modelarea numerică a stâlpilor compuși oțel-beton

[1] Drd. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (PhD student, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: Alina. HAUPT@dst.utcluj.ro
[2] Profesor dr. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: Cristina.Campian@dst.utcluj.ro
[3] Asistent drd. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Assistant, PhD student, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: Cristina.Campian@dst.utcluj.ro
[4] Profesor dr. ing. Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca (Professor, PhD, Technical University of Cluj-Napoca), Facultatea de Construcții (Faculty of Civil Engineering), e-mail: n_chira11@yahoo.com

Modelul numeric a fost dezvoltat în programul de element finit FineLg [1], program dezvoltat în cadrul departamentului ArGenCo al Universității din Liège. Modelul a fost calibrat și validat prin intermediul mai multor programe experimentale preluate din literatură. Studiul de caz pe structuri în cadre implică secțiuni mari de stâlpi, astfel pentru validarea modelului numeric a fost ales studiul experimental realizat pe stâlpi cu secțiune pătrată de 600 mm (figura 1).

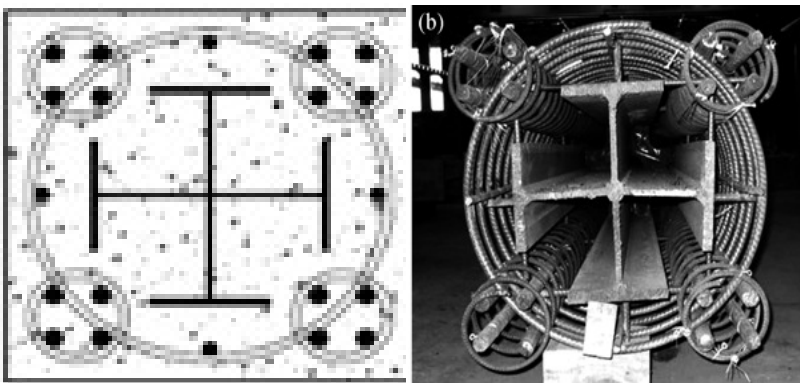
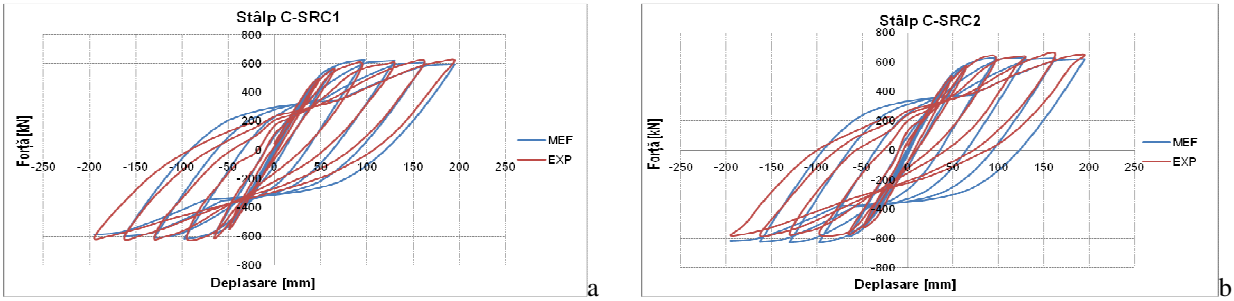


Fig. 1. Secțiune transversală stâlpi testați experimental

Încercările experimentale realizate de către Weng ChengChiang, Yin YenLiang, Wang JuiChen și Liang ChingYu [2] au fost efecutate în cadrul laboratorului departamentului de Inginerie Civilă al Universității Chiao Tung din China. Stâlpii micști încercați de către aceștia au avut aceiași secțiune transversală, și anume 600 mm x 600 mm, cu lungimea de 3250 mm. Stâlpii au avut înglobat în beton un profil cruce 2H350x175x6x9 (figura 1). Armătura longitudinală a fost realizată din 16 bare Ø25 mm dispuse câte patru la fiecare colț și 4 bare suplimentare Ø13 mm dispuse diametral. Spiralele perimetrale au avut diametrul de Ø13 mm, iar cele de colț de Ø10 mm. Spiralele au fost poziționate în zona formării articulației plastice la o distanță cuprinsă între 95-115 mm pe o lungime de 1.00 m, iar în rest la 150 mm. Limita de curgere a oțelului structural și al armăturii longitudinale și transversale, obținute experimental a fost de 435.3 MPa și respectiv 437 MPa. Rezistența la compresiune a betonului a fost de 37.3 MPa. Modelul numeric propus utilizează elemente de tip multi-fibră cu legi neliniare pentru beton, oțelul structural și oțelul din armătura longitudinală. Validarea modelului numeric este prezentată în figura 2 prin comparația curbelor forță-deplasare pentru două tipuri de stâlpi testați experimental.



a b

Fig. 2. Validare model numeric

3. Studiu de caz

Utilizând caracteristicile reale ale elementelor putem obține informații utile și apropiate de realitate asupra răspunsului structural, prin verificarea parametrilor globali de disipare a energiei seismice, astfel urmărindu-se controlul comportamentului structural. Pe baza modelului elaborat și prezentat anterior, pentru modelarea numerică a stâlpilor cu secțiune mixtă, s-a efectuat un studiu de caz pe structuri în cadre, realizate cu stâlpi cu secțiune mixtă oțel-beton și grinzi metalice. Structurile analizate au regimul de înălțime de 2 etaje, 6 etaje și respectiv, 10 etaje (vezi figura 3). Modelarea a fost realizată tot în programul de element finit FineLg. Planul de nivel curent este identic pentru toate structurile analizate și anume 5 deschideri de 6.00 m și 5 travei de 6.00 m. Înălțimea de nivel este aceeași pentru toate etajele de

3,40 m. Riglele sunt considerate încastrate în stâlpi. Conformarea structurii a fost aleasă asfel încât articulațiile plastice să se formeze în grinzi și la baza stâlpilor. Zona seismică considerată are valoarea maximă a acceleraţiei de referinţă de 0,32g şi o perioadă de colţ de 1.60 s. Încărcările luate în calcul pentru structurile analizate sunt aceleaşi pentru toate nivelele, şi anume: permanente: 6.50 kN/m^2 şi utile: 3.00 kN/m^2.

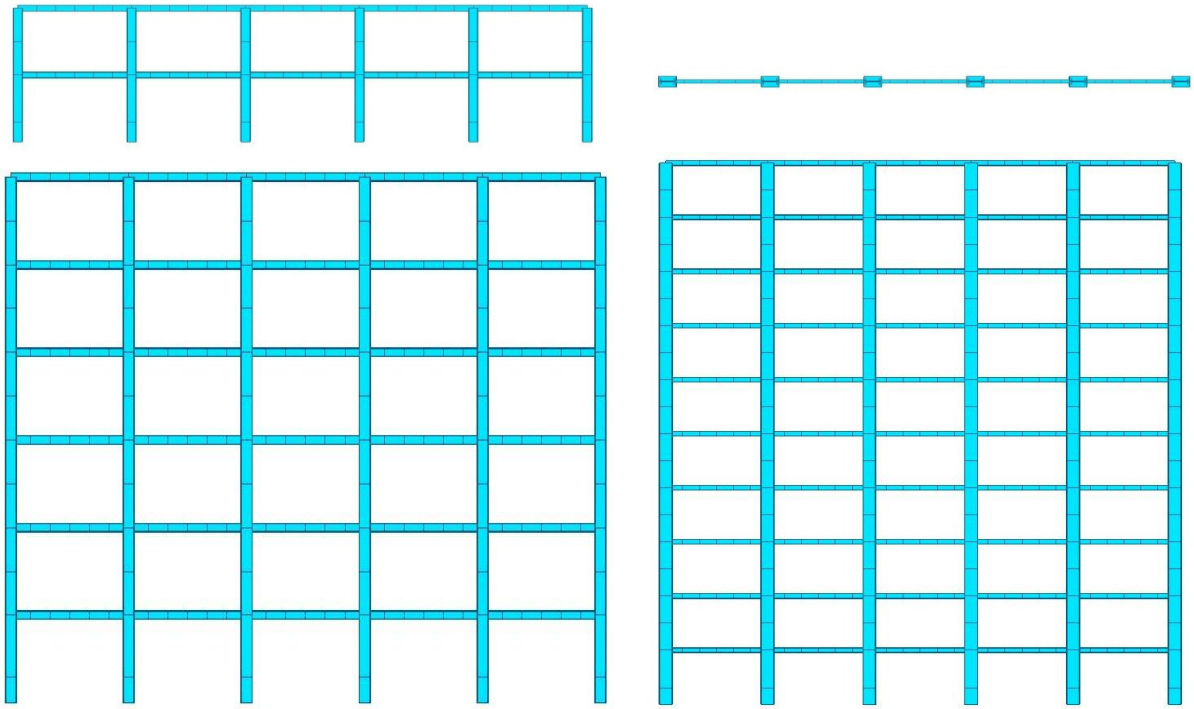


Fig. 3. Imagini cadre din FineLg

După efectuarea unei analize elastice pentru obținerea eforturilor și a deplasărilor corespunzătoare s-a realizat o predimensionare, obţinându-se secţiunile elementelor. Analiza elastică pentru predimensionare a fost efectuată tot cu ajutorul programului FineLg. Stâlpii au fost modelați pentru predimensionare ca și stâlpi metalici utilizându-se un coeficient de echivalență egal cu 7. Secţiunile stâlpilor micşti şi a grinzilor metalice, rezultate în urma predimensionării sunt prezentate în tabelul 1. Materiale alese au fost: beton clasă C40/50, armătură oțel S500 și profil oțel S355. Au fost utilizate valorile de calcul ale rezistențelor materialelor. Un coeficient de comportare q=4 [3,4] a fost considerat în evaluarea forțelor seismice, care au avut o distribuție triunghiulară. Clasa de ductilitate aleasă a fost înaltă.

Tabelul 1

Caracteristici cadre analizate

Tip structură	Secțiune stâlp [mmxmm]	Profil înglobat în beton	Profil grinzi	$M_{pl,Rdgrinda}$ [kNm]	$M_{pl,Rdstalp}$ [kNm]
2 Etaje	500 x 500	HEB 300	IPE 300	223	1145
6 Etaje	510 x 730	HEM 500	IPE 300	223	3033
10 Etaje	510 x 1050	HE 800x444	IPE 300	223	8723

4. Analiza structurilor în cadre

Pentru studiul performanţelor seismice ale structurilor analizate au fost efectuate următoarele analize: analiză de tip pushover, analiză ciclică prin deplasări impuse şi analiză dinamică time-history. Analiza pushover a fost realizată prin aplicarea unor forțe seismice cu distribuție liniar crescătoare cu înălțimea, aplicate în dreptul planșeelor și, multiplicarea acestora cu același factor de multiplicare. Analizele de tip pushover oferă o imagine globală asupra modului de comportare a unei structuri în regim plastic, prin rigiditatea inițială globală a structurii, prin nivelul forței tăietoare și panta curbei forță-deplasare.

Parametrii de răspuns consideraţi în analize, au fost: curba forță-deplasare și curba forță-deplasare relativă de nivel. Răspunsurile structurilor în urma analizelor pushover efectuate sunt prezentate în figura 3, prin curba caracteristică forță tăietoare de bază-deplasare pentru ultimele nivele (figura 3a pentru cadrul cu 2 etaje, figura 3c pentru cadrul cu 6 etaje și figura 3e pentru cadrul cu 10 etaje) și prin curba forță tăietoare de bază-deplasare relativă de nivel (figura 3b pentru cadrul cu 2 etaje, figura 3d pentru cadrul cu 6 etaje și figura 3f pentru cadrul cu 10 etaje). Sunt prezentate prin puncte îngroșate (la ultimul nivel):

- Nivelul cedării betonului, atunci cand în fibra comprimată se atinge deformația limită de 3,5‰.
- Nivelul opririi curbei, când profilul metalic înglobat atinge deformația la rupere de 1,5%.
- Nivelul când structura atinge deplasarea relativă de nivel maximă aleasă, și anume 0,008h (h=înălțimea de nivel). Valoarea de 0,008h corespunde valorii admisibile ale deplasării relative de nivel atunci când componentele nestructurale nu interacționează cu structura [3,4].

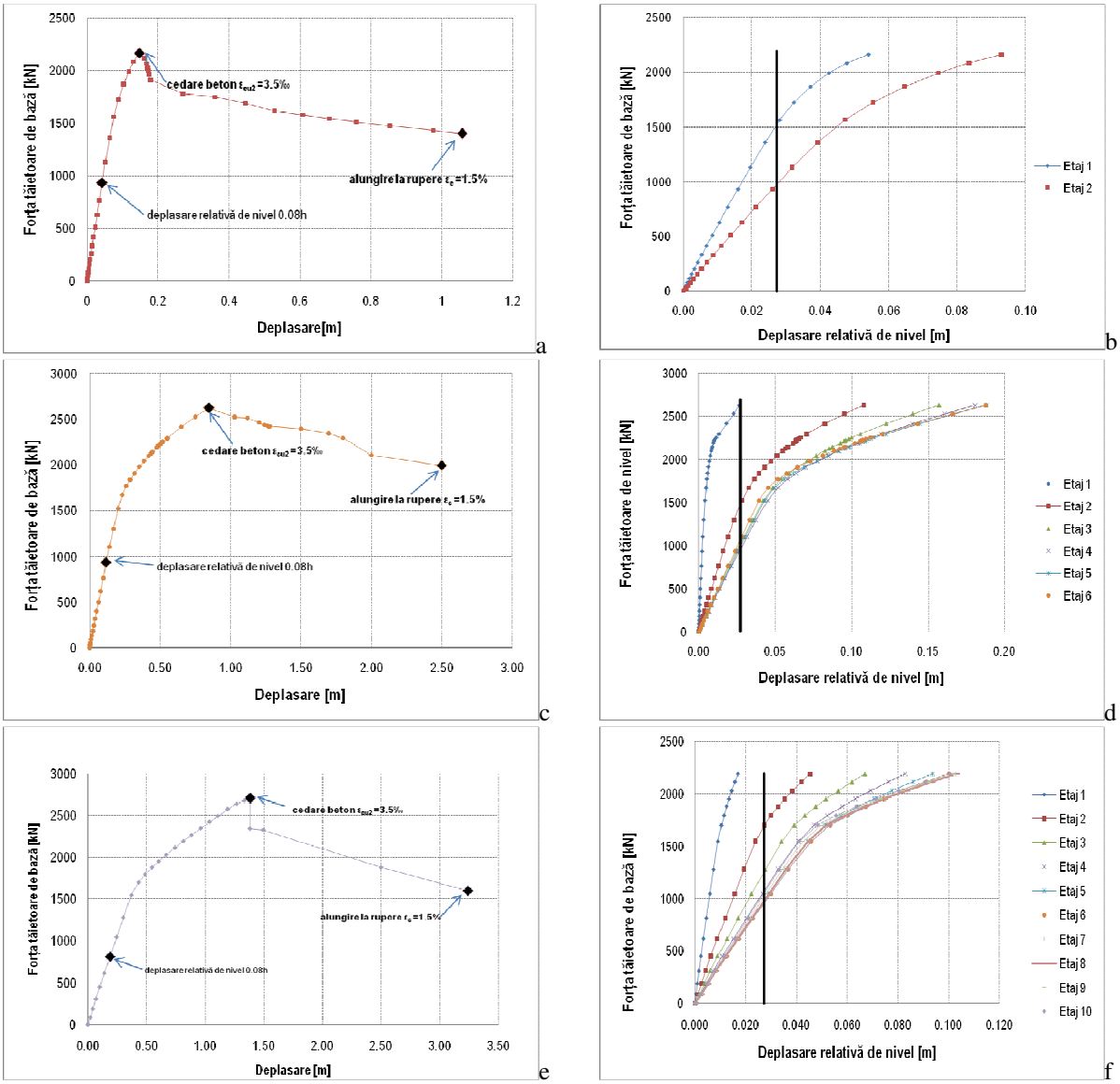


Fig. 4. Răspunsul seismic al structurilor în urma analizei pushover

Starea de limitare a degradărilor (SLS) este în toate cazurile studiate cea definitorie pentru dimensionarea cadrelor. Pe baza metodei N2 [3,4] a fost evaluat factorul de comportament q utilizat de structură în momentul cedării betonului, moment corespunzător acceleraţiei de proiectare de 0,32g (aceasta corespunde verificării la stări limită ultime). Rezultate obţinute se regăsesc în tabelul 2, coloana 4. Se poate observa că în momentul cedării betonului nici una din structuri nu atinge un factor q=4, valoare aleasă la început în predimensionare. Cel mai aproape de această valoare este structura cu 6 nivele, cu o valoare de 3.1 a factorului de comportament. Pe baza aceleiași metode a fost evaluat și factorul q la

sfârșitul curbei, adică când profilul înglobat atinge deformația la rupere de 1,5%. Valorile obținute sunt prezentate în tabelul 2, coloana 5.

Tabelul 2

Valorile factorului q pentru structurile analizate

Tip structură	d_t* [mm]	d_y* [mm]	q	q_{max}
2 Etaje	0.105	0.079	1.3	3.9
6 Etaje	0.477	0.152	3.1	6.2
10 Etaje	0.636	0.322	2.0	5.1

Conform normativului de proiectare antiseismică SR EN 1998-1-1 [3] structurile din regiunile seismice trebuie proiectate astfel încât să fie satisfăcute cerința de neprăbușire și cerința de limitare a degradărilor. Pentru îndeplinirea cerinței de neprăbușire acțiunea seismică de calcul are o probabilitate de depășire de referință de 10% în 50 de ani, cu o perioadă de revenire de 475 ani, iar pentru limitarea degradărilor o probabilitate de depășire de referință de 10% în 10 de ani, cu o perioadă de revenire de 95 ani. În tabelul 3 sunt prezentate valorile forțelor de bază atinse de structuri, cu deplasările aferente, pentru îndeplinirea condiției de limitare a degradărilor. Sunt prezentate deasemenea accelerațiile atinse de structuri la acest moment.

Tabelul 3

Valorile corespunzătoare SLS

Tip structură	$F_{bcoresp}$ [kN]	d_{coresp} [m]	a_g [g]
2 Etaje	932.053	0.042	0.183
6 Etaje	932.356	0.119	0.189
10 Etaje	828.552	0.190	0.176

În figura 5 sunt prezetate relațiile forță-deplasare obținute pe cele trei tipuri de structuri analizate în urma analizei ciclice. Figura 5a prezintă curba obținută pe cadrul de 2 etaje, figura 5b pe cadrul cu 6 etaje și respectiv figura 5c pe cadrul cu 10 etaje.

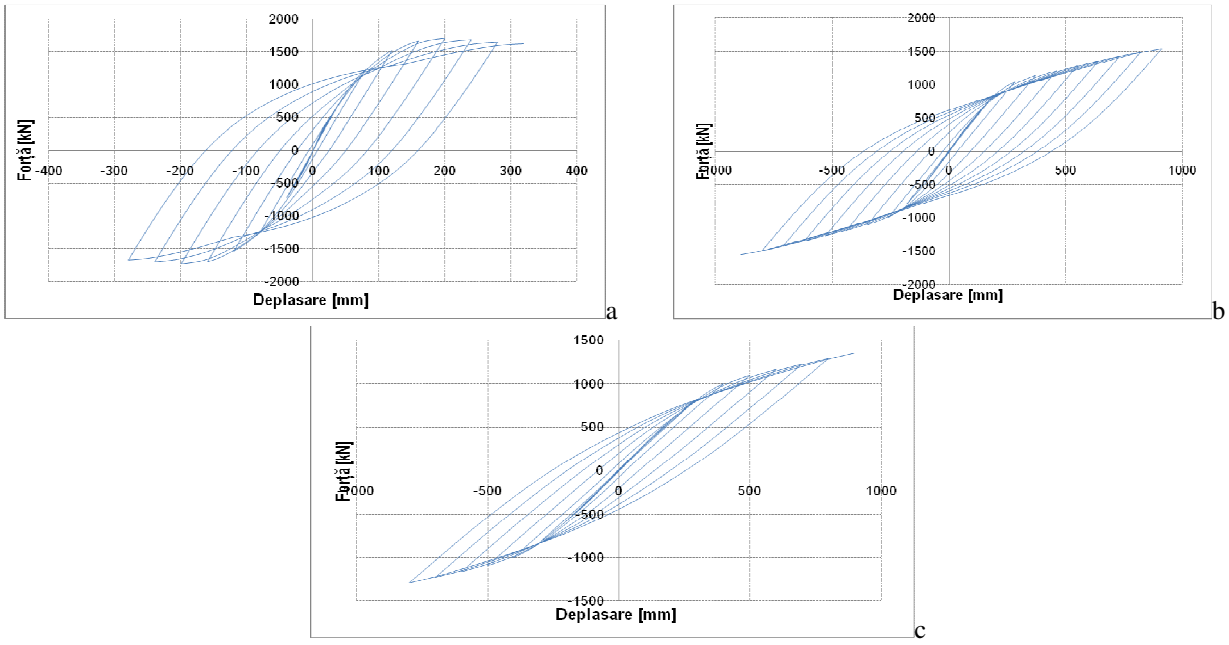


Fig. 5. Curbe forță-deplasare pentru structurile analizate în urma analizei ciclice

În urma analizei ciclice se poate observa că structurile analizate prezintă o capacitate mare de disipare a energiei, cu o comporatre histeresis stabilă, cu degradări de rigiditate și rezistență relativ scăzute.
Pentru efectuarea analizei dinamice de tip time-history au fost luate în considerare trei accelerograme generale artificial, definite pentru zona impusă (a_g=0.32g și T_C=1.60s) conform normativ P100/1-2006 [4] (figurile 6,7 și 8) și accelerograma Vrancea 1997 direcția N-S (figura 9).

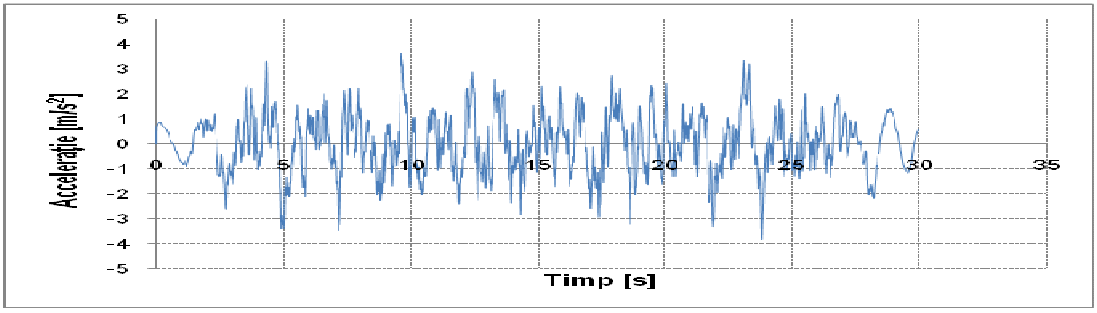


Fig. 6. Accelerograma artificială 1 conform P100-1/2006

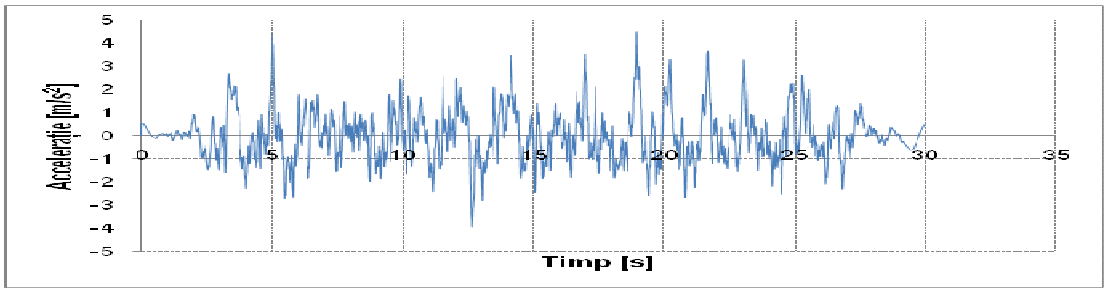


Fig. 7. Accelerograma artificială 2 conform P100-1/2006

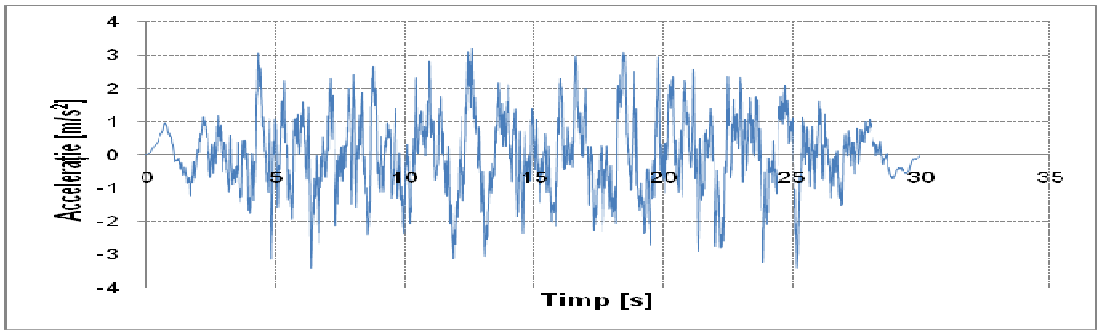


Fig. 8. Accelerograma artificială 3 conform P100-1/2006

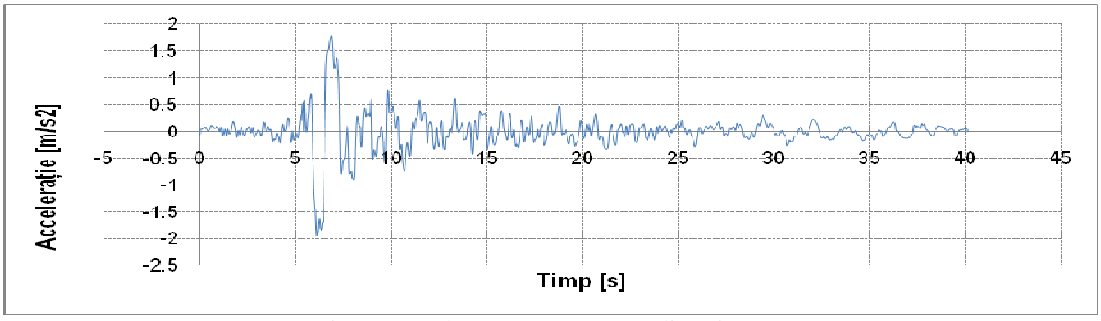


Fig. 9. Accelerograma Vrancea direcția N-S

Pe baza analizelor dinamice efectuate s-a evaluat factorul seismic de performanță al structurii η și factorul de comportament q [5-8]. Valoarea factorului de comportament a fost evaluată ca și raport între valoarea ultimă a accelerației induse pentru criteriul de cedare considerat și accelerația indusă, corespunzătoare apariției primei articulații plastice. Factorul seismic de performanță reprezintă abilitatea unei structuri de a rezista unui anumit cutremur și a fost evaluat ca și raportul între accelerația corespunzătoare criteriului considerat și accelerația de referință a terenului. Valorile obținute sunt prezentate în figurile de la 10 până

la 15.

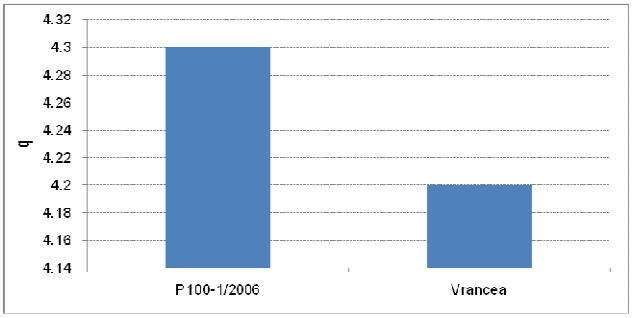


Fig. 10. Factorul de comportament q pentru structura cu 2 etaje

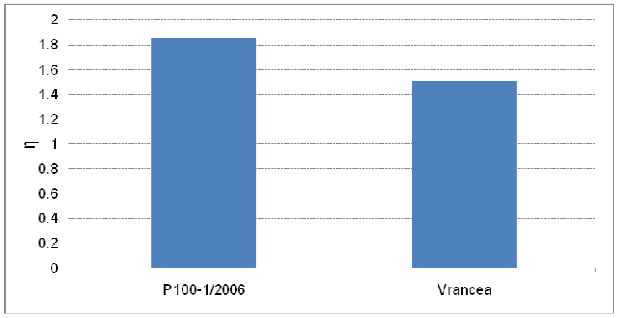


Fig. 11. Factorul seismic de perfomanță η pentru structura cu 2 etaje

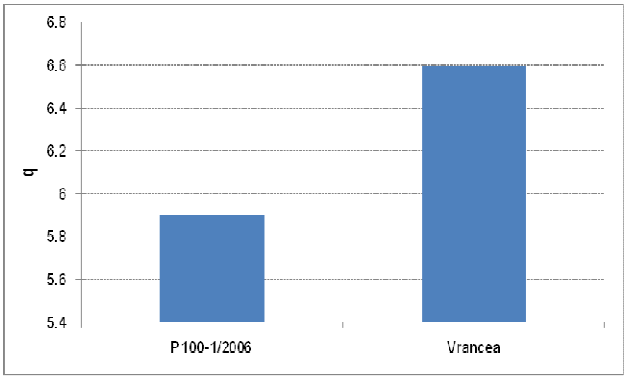


Fig. 12. Factorul de comportament q pentru structura cu 6 etaje

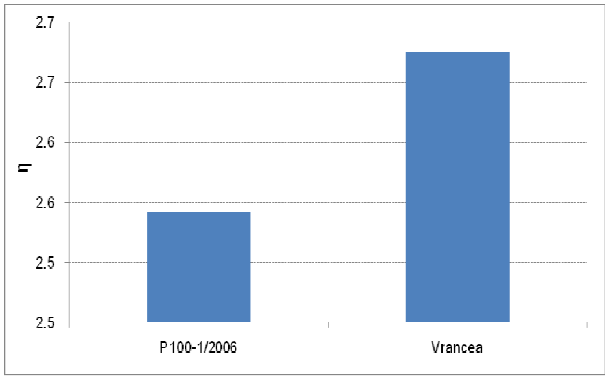


Fig. 13. Factorul seismic de perfomanță η pentru structura cu 6 etaje

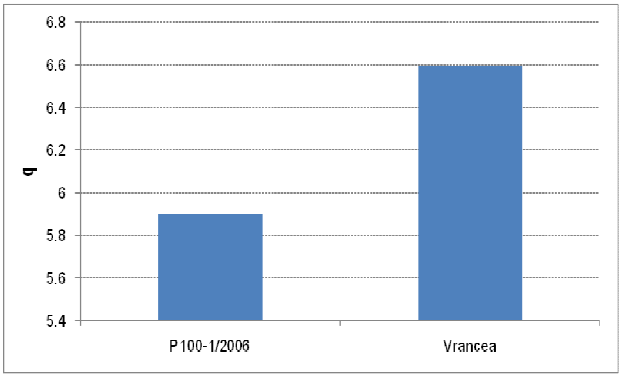


Fig. 14. Factorul de comportament q pentru structura cu 10 etaje

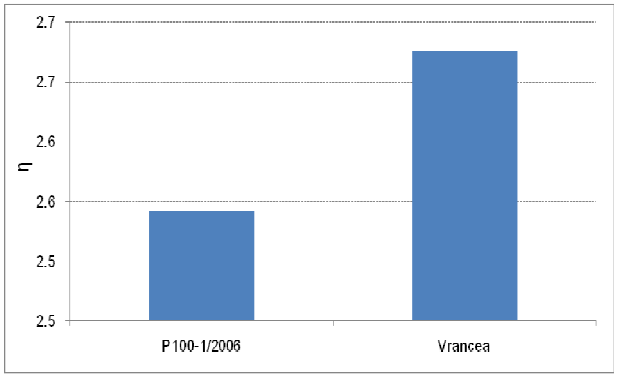


Fig. 15. Factorul seismic de perfomanță η pentru structura cu 10 etaje

5. Concluzii

Stâlpii cu secțiune mixtă oțel-beton reprezintă o soluție competitivă pentru realizarea structurilor actuale, în special pentru structurile înalte, la care este necesară pe lângă o mare capacitate de rezistență și obținerea unor secțiuni acceptabile din punct de vedere arhitectural. Soluția de stâlp cu profil metalic complet înglobat în beton, devine și mai competitivă în raport cu celelalte tipuri de stâlpi micști, datorită bunelor performanțe seismice și nu în ultimul rând pentru protecția îmbunătățită la foc.
În urma analizelor efectutate se poate observa o mare capacitate de absorbție a energiei, cu degradări relative reduse ale rezistenței și rigidității sub solicitări de tip ciclic. În ceea ce privește proiectarea actuală bazată pe criterii de performanță este necesară atribuirea unei valori ale accelerației terenului

corespunzătoare stării de limitare a degradărilor, mai mici decât valoarea de referință de proiectare, datorită faptului că forța seismică în această situație are o probabilitate de depășire de referință de 10% în 10 de ani, cu o perioadă de revenire de 95 ani. În cazul structurilor analizate valoarea accelerației de referință pentru starea de limitare a degradărilor este de 0.18g.

Bibliografie

[1] FineLg User's manual, V9.0 (2004) – University of Liège (M&S)/Design office Greisch (BEG)
[2] WENG ChengChiang, YIN YenLiang, WANG JuiChen, LIANG ChingYu, Seismic cyclic loading test of SRC columns confined with 5-spirals, Science in China Series E: Technological Sciences, Vol. 51, No. 5, pp. 529-555, May 2008
[3] ASRO. SR EN 1998-1, Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur; Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismic și reguli pentru clădiri, Mai, 2006. Bucuresti: Asociația de standardizare din România (in Romanian).
[4] P100-1/2006: Cod de proiectare seismica. Partea I - Prevederi de proiectare seismica pentru cladiri, Septembrie, 2006.
[5] Ciutină Adrian Liviu, Assemblages et comportment sismique de portiques en acier et acier-beton: experimentation et simulation numerique, Teză de doctorat, 2003.
[6] Dinu Florea, Contribuții la studiul comportării structurilor metalice în cadre multietajate cu noduri semi-rigide, Teză de doctorat, Timișoara, 2004.
[7] Dinu Florea Metode de calcul neliniar al structurilor în cadre metalice solicitate la acțiunea seismică, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara 2006, ISBN (10) 973-638-282-6; ISBN (13) 978-973-638-282-6.
[8] Dubină D., Lungu D., Aldea A., Arion C., Ciutină A., Cornea T., Dinu F., Fulop L., Grecea D., Stratan A., Văcăreanu R. Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice, Ed. Orizonturi Universitare, Timișoara 2003, ISBN 973-8391-90-3.

INFLUENŢA AMORTIZĂRII AERODINAMICE ASUPRA RĂSPUNSULUI LA VÂNT AL TURNURILOR CU ZABRELE

INFLUENCE OF AERODYNAMIC DAMPING ON THE ALONG-WIND RESPONSE OF LATTICE TOWERS

ILEANA CALOTESCU[1]

***Rezumat**: Turnurile cu zăbrele sunt structuri relativ înalte şi uşoare, acţiunea vântului fiind, ca atare, acţiunea predominantă Amortizarea aerodinamică este amortizarea produsă de viteza relativă a structurii faţă de viteza vântului. Atunci când structura oscilează, viteza relativă a structurii dă naştere unor forţe de amortizare care, în cazul analizei răspunsului pe direcţia de curgere a aerului, au un efect pozitiv, amplificând amortizarea structurală. În articol se descrie metoda factorului de rafală pentru determinarea răspunsului structurilor tip consolă pe direcţia vântului şi se aplică această metodă turnurilor cu zăbrele în vederea determinării influenţei amortizării aerodinamice asupra răspunsului la vânt a acestora.*

Cuvinte cheie: acţiunea vântului, amortizare aerodinamică, turnuri, răspuns la vânt

***Abstract:** Steel lattice towers are tall lightweight structures for which wind represents the predominant load. The aerodynamic damping is the damping caused by the relative velocity of the structure to that of the air flow. When the structure oscilates, the relative velocity gives rise to aerodynamic damping forces which, in the case of along-wind response analysis, have a positive effect, increasing the structural damping. The paper describes the gust factor technique used to evaluate the along-wind dynamic response of structures and applies this technique to lattice towers in order to evaluate the influence of aerodynamic damping on the response of such structures.*

Keywords: wind action, aerodynamic damping, lattice towers, alongwind response

1. Introducere

Pentru evaluarea acţiunii vântului şi a răspunsului la vânt al structurilor, în ingineria vântului se fac o serie de ipoteze simplificatoare şi anume: ipoteza de stabilitate neutră a atmosferei, ipoteza lui Taylor a "turbulenţei îngheţate", ipoteza lui Kolmogorov de izotropie locală, ipoteza de staţionaritate a proceselor stohastice ce definesc viteza vântului, respectiv presiunea, forţa şi răspunsul structural, şi, în fine, ipoteza de cvasi-staţionaritate ce permite definirea presiunii vântului ca sumă între o componentă medie şi o componentă fluctuantă, neglijând termenii de ordin superior.

Răspunsului structural în direcţia vântului la acţiunea rafalelor vântului turbulent se poate determina utilizând metoda factorului de rafală, pentru prima dată introdusă de Davenport [1]. Aplicat vitezei vântului, factorul de rafală al vitezei permite determinarea mediei extremelor maxime ale vitezei prin amplificarea vitezei medii a vântului. În mod similar se determină media extremelor maxime ale presiunii

[1] Asistent dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Assitent, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcţii Civile, Industriale şi Agricole (Faculty of Civil, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: ileana.calotescu@utcb.ro

vântului pe suprafeţe, ale forţei rezultante din vânt precum şi ale răspunsului deplasare prin intermediul factorului de rafală al presiunii, forţei respectiv deplasării în direcţia vântului. O generalizare a acestui procedeu a fost introdusă de Piccardo şi Solari [2] ce definesc factori de rafală tridimensionali corespunzători efectelor structurale în orice direcţie pentru o structură tip consolă cu ajutorul cărora se determină media extremelor maxime ale efectului considerat.

Articolul descrie metodele de evaluare a răspunsului construcţiilor la acţiunea vântului şi aplică aceste metode unor turnuri cu zăbrele tipice pentru turnurile de telecomunicaţii din România. De asemenea în articol se evaluează influenţa amortizării aerodinamice asupra acestor tipuri de structuri.

2. Modelarea acţiunii vântului

Viteza vântului într-un punct se exprimă ca sumă între o componentă medie şi o componentă fluctuantă de medie zero. În mod similar, conform ipotezei de cvasi-staţionaritate, se poate considera că presiunea pe suprafaţa unui corp expusă vântului se compune dintr-o parte medie şi o parte fluctuantă de medie zero. Forţa rezultantă urmăreşte fluctuaţiile vitezei vântului şi se compune, de asemenea, dintr-o parte medie şi o componentă fluctuantă de medie zero. Admiţând că $u'(t)/\overline{u} \ll 1$ [3] şi considerând numai direcţia longitudinală a vitezei, rezultă:

$$u(z;t) = \overline{u}(z) + u'(z;t) \qquad F_x(t) = \overline{F}_x(z) + F'_x(z;t) \tag{1}$$

unde $\overline{u}$, u' reprezintă componenta medie respectiv componenta fluctuantă a vitezei vântului în direcţia longitudinală iar $\overline{F}_x, F'_x$ reprezintă componenta medie respectiv componenta fluctuantă a forţei longitudinale din vânt date de:

$$\overline{F}_x(z) = \frac{1}{2}\rho\overline{u}^2(z)b(z)c_d(z)$$

$$F'_x(z;t) = \rho\overline{u}(z)u'(z;t)b(z)c_d(z) \tag{2}$$

unde *b* este o dimensiune reprezentativă a secţiunii corpului, c_d este coeficientul aerodinamic de forţă iar ρ este densitatea aerului.

Viteza medie se modelează printr-o funcţie dependentă de rugozitatea terenului, de orografie şi de temperatura atmosferică. Modelele analitice utilizate pentru a modela variaţia vitezei medii cu înălţimea deasupra terenului sunt modelul logaritmic şi modelul exponenţial [4] [5].

Turbulenţa atmosferică se modelează simplificat ca proces aleator staţionar normal de medie zero caracterizat prin următorii parametrii statistici: densitatea de repartiţie, intensitatea turbulenţei, lungimea scării integrale a turbulenţei, densitatea spectrală de putere şi densitatea spectrală de putere transversală. Densităţile transversale de putere ale componentelor longitudinale ale vitezei respectiv forţei din vânt sunt date de relaţiile [6]:

$$S_{uu}(z,z';n) = \sqrt{S_u(z;n)S_u(z';n)}Coh_u(z,z';n)$$

$$S_{FxFx}(z,z';n) = \rho^2\overline{u}(z)\overline{u}(z')b(z)b(z')c_d(z)c_d(z')S_{uu}(z,z';n) \tag{3}$$

unde *n* este frecvenţa, S_u este densitatea spectrală de putere a vitezei iar Coh_{uu} este funcţia de coherenţă a componente fluctuante a vitezei vântului la înălţimile *z*, respectiv z' dată de:

$$Coh_u(z,z',n) = \exp\left\{\frac{2nC_{zu}|z-z'|}{\overline{u}(z)+\overline{u}(z')}\right\} \tag{4}$$

unde C_{zu} este coeficientul de descreştere exponenţială.

3. Modelarea răspunsului la vânt al structurilor tip consolă

Pentru determinarea extremelor maxime ale răspunsului structural în direcţia vântului, cea mai utilizată metoda este metoda factorului de rafală, pentru prima dată introdusă de Davenport [1]. Factorul de rafală este un factor adimensional ce amplifică valoarea medie a parametrului considerat pentru determinarea valorii de vârf a acestuia. De asemenea această metodă permite determinarea unei forţe statice echivalente ce, aplicată pe structură, produce deplasarea maximă în direcţia vântului.

O generalizare a acestui procedeu a fost introdusă de Piccardo şi Solari [2] ce definesc factori de rafală tridimensionali corespunzători efectului $e = d, b, s$ (deplasare *d*, moment încovoietor *b*, forţă tăietoare *s*) în orice direcţie pentru o structură tip consolă cu ajutorul cărora se determină media extremelor maxime ale efectului considerat.

Răspunsului structural în direcţia vântului la acţiunea rafalelor vântului turbulent se poate determina utilizând fie analiza modală, atunci când se doreşte determinarea deplasării structurale, fie metoda funcţiilor de influenţă atunci când se doreşte determinarea efectelor acţiunii vântului asupra structurii.

Fie o structură tip consolă de lungime *l*, $0 \le z \le l$, al cărui model dinamic poate fi reprezentat printr-un sistem continuu cu un număr infinit de grade de libertate. Funcţia de influenţă asociată unui efect structural *e* este definită ca valoare a efectului *e* la înălţimea *r*, $0 \le r \le l$, produs de o forţă statică egală cu unitatea aplicată la înălţimea *z*. Funcţiile de influenţă pentru deplasarea generalizată (*e*=*d*), momentul încovoietor (*e*=*b*) şi forţa tăietoare (*e*=*s*) pentru o structură tip consolă sunt exprimate prin următoarele relaţii [2]:

$$\eta_x^d(r,z) = \frac{\psi_{x1}(r)\psi_{x1}(z)}{m_{x1}(2\pi n_{x1})^2} \quad \eta_x^b(r,z) = (z-r)H(z-r) \quad \eta_x^s(r,z) = H(z-r) \qquad (5)$$

unde $H(\bullet)$ este funcţia Heaviside ($H = 0$ pentru $\bullet < 0$ şi $H = 1$ pentru $\bullet \ge 0$).

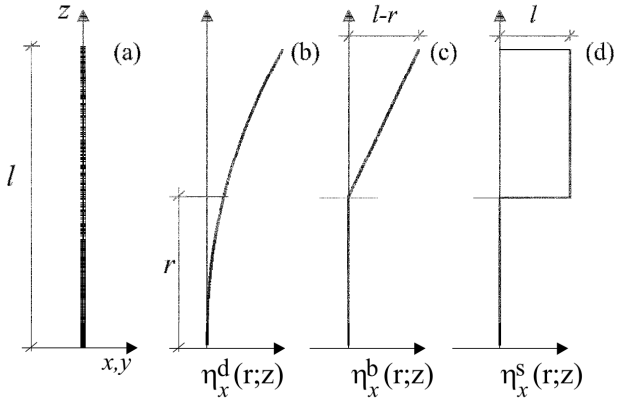


Figura 1: a) Schema structurală, b) Funcţie de influenţă pentru deplasare, b) moment încovoietor, c) forţă tăietoare

Fie $e_x(r;t)$ un efect structural la înălţimea *r*, asociat cu direcţia *x* a vitezei vântului. Ca şi forţa din vânt, efectul e_x se modelează ca proces stohastic staţionar [2]:

$$e_x(r;t) = \overline{e}_x(r) + e_x'(r;t) \qquad (6)$$

unde $\overline{e}_x$, e_x' reprezintă componenta medie, respectiv componenta fluctuantă de medie zero a efectului e_x exprimate, cu ajutorul funcţiilor de influenţă prin relaţiile:

$$\overline{e}_x(r) = \int_0^l \overline{F}_x(z)\eta_x^e(r;z)\,z \quad e_x'(r;t) = \int_0^l F_x'(z;t)\eta_x^e(r;z)\,dz \qquad (7)$$

unde η_x^e este funcţia de influenţă a efectului e_x iar $\overline{F}$, F' sunt componenta medie, respectiv componenta fluctuantă a forţei din vânt ce acţionează în direcţia *x*. Dispersia răspunsului se obţine prin integrarea densităţii spectrale de putere a răspunsului şi se exprimă, ca sumă între o componentă cvasi-statică şi o componentă rezonantă:

$$\left[\sigma_x^e(r)\right]^2 = \left[\sigma_{Qx}^e(r)\right]^2 + \left[\sigma_{Dx}^e(r)\right]^2 \tag{8}$$

unde $\sigma_{Q\alpha}^e, \sigma_{D\alpha}^e$ reprezintă abaterile standard ale componentei cvasi-statice respectiv rezonante ale răspunsului. Componenta cvasi-statică se exprimă, ca şi componenta medie a efectului, utilizând procedura funcţiilor de influenţă, în timp ce componenta rezonantă se exprimă prin intermediul analizei modale, admiţând ca doar modul fundamental de vibraţie în direcţia vântului contribuie la răspunsul dinamic al structurii. Componentele $\sigma_{Q\alpha}^e, \sigma_{D\alpha}^e$ se exprimă prin relaţiile [2], [7]:

$$\left[\sigma_{Qx}^e(r)\right]^2 = \int_0^{n_{x1}}\int_0^l\int_0^l S_{FxFx}(z,z';n)\eta_x^e(r,z)\eta_x^e(r,z')\,dzdz'dn$$

$$\left[\sigma_{Dx}^e(r)\right]^2 = \left[\frac{m_{x1}^e(r)}{m_{x1}}\right]^2 \frac{\pi n_{x1}}{4\xi_{x1}}\int_0^l\int_0^l S_{FxFx}(z,z';n_{x1})\psi_{x1}(z)\psi_{x1}(z')\,dzdz' \tag{9}$$

unde $0 \le r \le l$, l este înălţimea structurii, S_{FxFx} este densitatea spectrală de putere transversală a forţelor $F_x'(z;t)$ şi $F_x'(z';t)$, n_{x1}, ξ_{x1}, m_{x1} sunt frecvenţa, fracţiunea din amortizarea critică şi masa generalizată a modului fundamental de vibraţie în direcţia *x*, η_x^e este funcţia de influenţă a efectului e_x, ψ_{x1} este forma modală corespunzătoare modului fundamental în direcţia *x* iar m_{x1}^e se numeşte masa de influenţă a efectului.

$$m_{x1} = \int_0^l m_x(z)\psi_{x1}^2(z)\,dz \quad m_{x1}^e(r) = \int_0^l m_x(z)\psi_{x1}(z)\eta_x^e(r;z)\,dz \tag{10}$$

Media extremelor maxime ale efectului structural $e = d, b, s$ (deplasare *d*, moment încovoietor *b*, forţă tăietoare s) este dată de relaţia [2]:

$$\overline{e}_{x,\max}(r) = \overline{e}_x(r)G_x^e(r)$$

$$G_x^e(r) = 1 + g_x^e(r)\sqrt{Q_x^e(r) + D_x^e(r)} \tag{11}$$

unde $\overline{e}_x$ este valoarea medie a efectului *e* în direcţia vântului *x*, g_x^e este factorul de vârf al componentei e', G_x^e este factorul de rafală al efectului *e* în direcţia *x*. Factorul de vârf şi frecvenţa medie a vibraţiilor structurii ν_x^e, sunt date de expresiile:

$$g_x^e(r) = \sqrt{2\ln\left[\nu_x^e(r)T\right]} + \frac{0{,}5772}{\sqrt{2\ln\left[\nu_x^e(r)T\right]}}$$

$$\nu_x^e(r) = \sqrt{\frac{\left[\nu_{Qx}^e(r)\right]^2 Q_x^e(r) + n_{x1}^2 D_x^e(r)}{Q_x^e(r) + D_x^e(r)}} \tag{12}$$

Parametrii Q_x^e, D_x^e reprezintă componentele cvasi-statică respectiv rezonantă ale răspunsului egale cu:

$$Q_x^e(r) = \frac{\left[\sigma_{Qx}^e(r)\right]^2}{\left[\overline{e}_x(r)\right]^2} \qquad D_x^e(r) = \frac{\left[\sigma_{Dx}^e(r)\right]^2}{\left[\overline{e}_x(r)\right]^2} \tag{13}$$

4. Amortizarea aerodinamică

Amortizarea se defineşte în general prin capacitatea unui sistem de a disipa energie reducând astfel răspunsul structural. Amortizarea structurală include capacitatea de amortizare internă a materialului precum şi efectele de amortizare produse de configuraţia structurală şi de îmbinările între elemente. În proiectarea curentă, în domeniul liniar de comportare, se admite în general că amortizarea structurală este de natură vâscoasă, disiparea rezultând din forţe rezistente proporţionale cu viteza numite forţe de amortizare [8]. Amortizarea structurală se poate exprima fie prin intermediul fracţiunii din amortizarea critică $\xi_s = c/c_{cr}$, unde c este coeficientul efectiv de amortizare vâscoasă iar c_{cr} este coeficientul de amortizare critică, fie prin intermediul decrementului logaritmic al amortizării $\delta_s = 2\pi\xi$. Pentru turnuri metalice cu zăbrele, codurile de proiectare furnizează valori ale decrementului logaritmic al amortizării $\delta_s = 0,2 \div 0,5$ în funcţie de tipul prinderilor elementelor structurale. [11-13]

În structurile sensibile la acţiunea vântului se produc oscilaţii atât pe direcţia de curgere a aerului cât şi în direcţie perpendiculară dând naştere unor forţe de amortizare aerodinamică ce pot aduce un aport pozitiv sau negativ amortizării structurale. Considerând numai direcţia de curgere a aerului, amortizarea aerodinamică este întotdeauna pozitivă, aportul acesteia devenind semnificativ pentru structurile uşoare aşa cum este cazul turnurilor metalice cu zăbrele [9]. Amortizarea aerodinamică, în cazul sistemelor continue, se defineşte luând în considerare viteza relativă a structurii în raport cu viteza vântului. Viteza şi forţa din vânt rezultă:

$$\mathrm{u}(z;t) = \overline{u}(z) + u'(z;t) - \dot{x}(z;t) \quad F_x(t) = \overline{F}_x(z) + F_x'(z;t) - F_a(z;t) \tag{14}$$

unde $\dot{x}$ reprezintă viteza sistemului iar F_a este forţa de amortizare aerodinamică în direcţia vântului:

$$F_a(z;t) = \rho\overline{u}(z)\dot{x}(z;t)b(z)c_d(z) \tag{15}$$

Admiţând că numai modul fundamental de vibraţie contribuie la răspunsul dinamic al structurii, fracţiunea din amortizarea critică aerodinamică este egală cu [9] [10]:

$$\delta_{a1} = \frac{\rho c_d(z)b(z)}{2n_{x1}} \frac{\int_0^l \overline{u}(z)\psi_k^2(z)dz}{m_{x1}} \tag{16}$$

unde n_{x1} , m_{x1} sunt frecvenţa şi masa generalizată a modului fundamental de vibraţie în direcţia *x*, *b* este o dimensiune reprezentativă a secţiunii corpului iar c_d este coeficientul aerodinamic de forţă.

Codurile de proiectare la vânt furnizează expresia decrementului logaritmic al amortizării structurale în funcţie o masă echivalentă pe unitatea de lungime a structurii şi viteza medie evaluată la o înălţime de referinţă, reprezentând o viteză echivalentă. Acestea sunt date de:

$$m_{1,echiv} = \frac{\int_0^l m(z)\psi_k^2(z)dz}{\int_0^l \psi_k^2(z)dz} \quad \overline{u}_{1,echiv} = \frac{\int_0^l \overline{u}(z)\psi_k^2(z)dz}{\int_0^l \psi_k^2(z)dz} \tag{17}$$

unde ψ_{x1} este forma modală corespunzătoare modului fundamental în direcţia *x*.

Pentru turnuri cu zăbrele viteza echivalentă este egală cu viteza medie calculată la o înălţime de referinţă egală cu înălţimea totală a turnului [12]. Expresia decrementului logaritmic al amortizării aerodinamice rezultă:

$$\delta_{a1} = \frac{\rho c_d(z)b(z)}{2n_{x1}} \frac{\overline{u}_{1,echiv}}{m_{1,echiv}} \tag{18}$$

5. Aplicaţie numerică

Pentru determinarea influenţei amortizării aerodinamice asupra răspunsului structural al turnurilor cu zăbrele se analizează două turnuri tipice din România având înălţimi de 50 m respectiv 90 m. Răspunsul global al turnurilor în direcţia vântului se determină aplicând metoda factorului de rafală tridimensional [2]. În Tabelul 1 se prezintă parametrii vitezei vântului utilizaţi în analiza de faţă. Pentru ambele turnuri se consideră un teren caracterizat de viteza de referinţă u_{ref}=30 m/s şi lungimea de rugozitate z_0=0.3 m.

Tabelul 1

Parametrii vitezei vântului

Parametru	Expresie
ρ	1,25kg/m^3
$\overline{u}(z)$	$\overline{u}(z)=u_{ref}k_r\ln(z/z_0)$; $u_{ref}=30m/s$; $z_0=0.3m$; $k_r=0.214$
$I_u(z)$	$1/\ln(z/z_0)$
$L_u(z)$	$L_u(z)=L_t(z/z_t)^{\alpha}$; $\alpha=0.67+0.05\ln(z_0)$; $L_t=300m$; $z_t=200m$
T	600s
C_{zu}	10

Primul turn analizat are de 90 m înălţime şi secţiune în plan triunghi echilateral cu latura de 12 m la bază. Lăţimea tronsoanelor variază liniar până la cota +75 m, şi constant între cotele +75 m şi +90 m. Turnul este împărţit în 14 tronsoane, la cotele z=9 m, z=25.5 m şi z=39 m aflându-se contravântuiri orizontale în plan. Parametrii dinamici ai turnului au rezultat din analiza cu element finit. Frecvenţa în modul fundamental de vibraţie a rezultat $n_{x1}=1,303Hz$ iar forma modală poate fi aproximată cu $\psi_{x1}(z)=(z/l)^{\zeta}$ unde l=90 m este înălţimea turnului iar $\zeta=2.2$. Coeficientul din amortizarea critică structurală se consideră $\xi_{s1}=0.005$ (decrement logaritmic $\delta_{s1}=0.03$). Masa echivalentă este egală cu $m_{e,1}$=180,5 kg/m, coeficientul din amortizarea critică aerodinamică rezultând ξ_a=0.016.

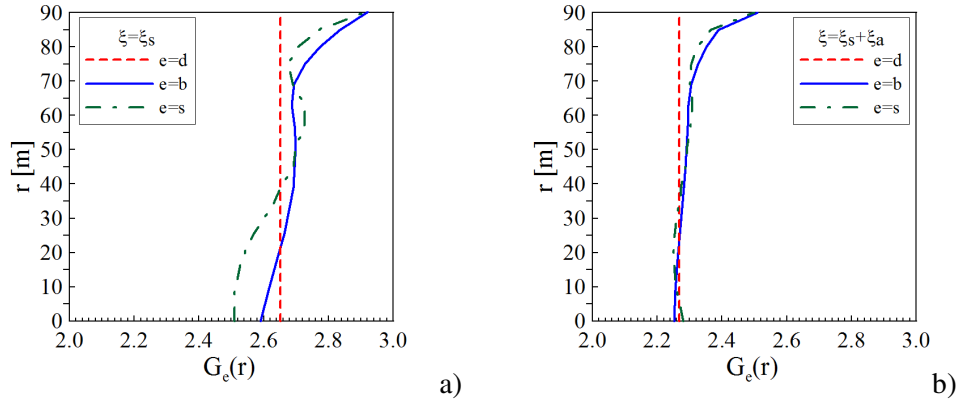


Figura 2: Turn 90m - Influenţa amortizării aerodinamice asupra factorilor de rafală pentru deplasare (e=d), moment încovoietor (e=b) şi forţă tăietoare (e=s): a) $\xi_1=\xi_s$; b) $\xi_1=\xi_s+\xi_a$

În Figura 2 se prezintă influenţa amortizării aerodinamice asupra factorilor de rafală pentru deplasare, moment şi forţă tăietoare corespunzători turnului de 90 m înălţime. Se poate observa o reducere de 15% a factorului de rafală pentru deplasare, 13% a factorului de rafală pentru moment şi 9% a factorului de rafală pentru tăietoare la baza turnului.

În codurile de proiectare la vânt, pentru determinarea răspunsului structural maxim se utilizează numai factorul de rafală pentru deplasare G_x^d:

$$\overline{e}_{x,\max}(r)=\overline{e}_x(r)G_x^d(r) \qquad (19)$$

Din figura 2a se poate observa că aceasta aproximare este acoperitoare atunci când se evaluează valorile maxime ale momentului şi forţei tăietoare la baza turnului. În cazul în care se ia în considerare şi amortizarea aerodinamică, din figura 2b se poate observa că valorile factorilor de rafală la bază sunt aproximativ egale.

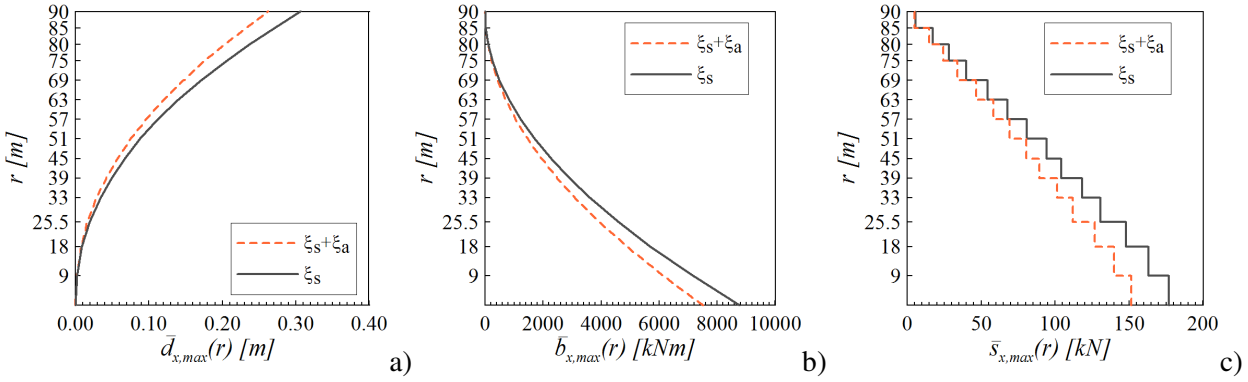


Figura 3: Turn 90m - Influenţa amortizării aerodinamice asupra răspunsului maxim:
a) deplasare; b) moment; c) forţă tăietoare

Figura 3 prezintă distribuţia valorilor maxime ale deplasării, momentului încovoietor respectiv forţei tăietoare evaluate conform relaţiei (19). Se poate observa că pentru deplasarea la vârf, momentul încovoietor şi forţa tăietoare la bază se păstrează reducerea de 15% a valorilor, reprezentând influenţa amortizării aerodinamice.

Cel de-al doilea turn analizat are 50 m înălţime şi secţiune în plan triunghi echilateral cu latura de 4.7 m la bază. Turnul este împărţit în 10 tronsoane şi nu are contravântuiri orizontale în plan. Lăţimea tronsoanelor variază liniar pe toată înălţimea turnului. Frecvenţa în modul fundamental de vibraţie a rezultat $n_{x1} = 2{,}083Hz$ iar forma modală poate fi aproximată cu $\psi_1(z) = (z/l)^{\zeta}$ unde l=50 m este înălţimea turnului iar $\zeta = 1{,}95$. Masa echivalentă este egală cu $m_{e,1}$=89,7 kg/m, coeficientul din amortizarea critică aerodinamică rezultând ξ_a=0.008.

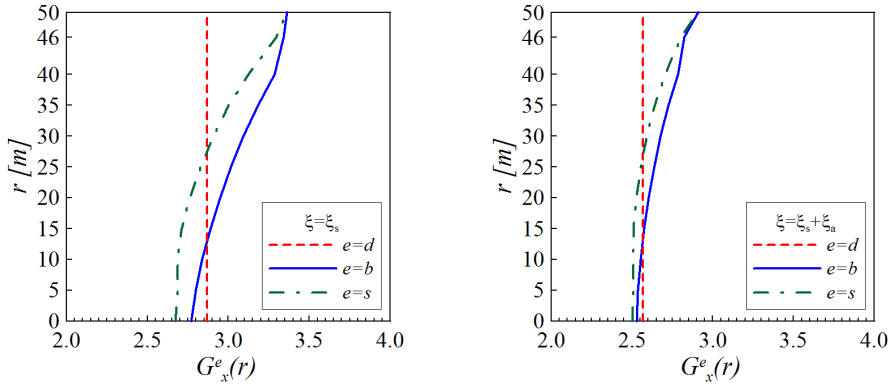


Figura 4: Turn 50m - Influenţa amortizării aerodinamice asupra factorilor de rafală pentru deplasare (e=d), moment încovoietor (e=b) şi forţă tăietoare (e=s): a) $\xi_1 = \xi_s$; b) $\xi_1 = \xi_s + \xi_a$

Pentru turnul de 50 m înălţime, influenţa amortizării aerodinamice asupra factorilor de rafală pentru deplasare, moment, tăietoare şi axială este reprezentată în figura 4. În acest caz, se poate observa o reducere de 10% a coeficientului de rafală pentru deplasare respectiv 8% şi 6% a coeficienţilor de rafală pentru moment respectiv forţă tăietoare la baza turnului.

Procedând ca în cazul anterior, în figura 5 se prezintă variaţia valorilor maxime ale deplasării, momentului şi forţei tăietoare evaluate utilizând relaţia (19). în acest caz influenţa amortizării aerodinamice implică o reducere de 10% a acestor valori, corespunzătoare reducerii coeficientului de rafală al deplasării. şi în acest caz se poate observa că amortizarea aerodinamică diminuează diferenţele între coeficienţii de rafală ai deplasării, momentului şi forţei tăietoare la baza turnului.

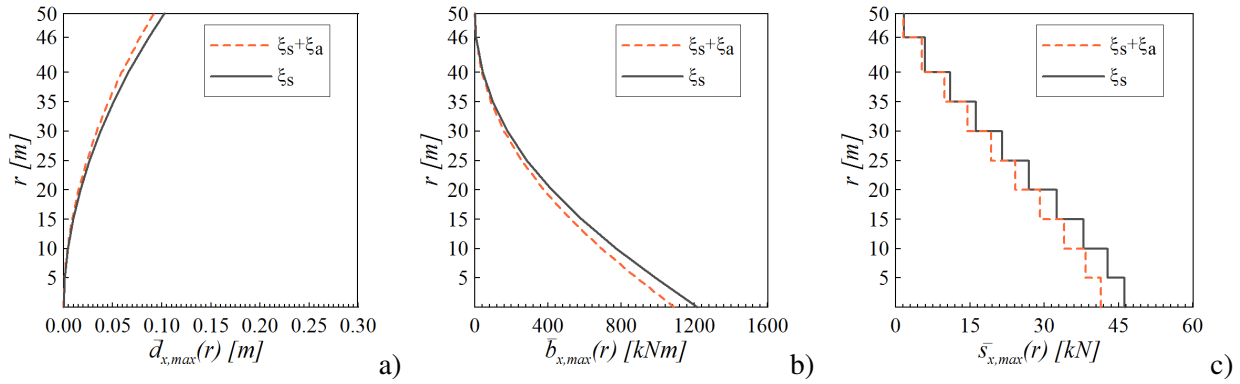


Figura 5: Turn 50m - Influenţa amortizării aerodinamice asupra răspunsului maxim:
a) deplasare; b) moment; c) forţă tăietoare

6. Concluzii

Articolul a avut ca obiectiv evaluarea influenţei amortizării aerodinamice pe direcţia vântului asupra răspunsului turnurilor cu zăbrele. Pentru aceasta au fost analizate două turnuri tipice din România având înălţimi diferite, 90 m respectiv 50 m si formă în plan triunghi echilateral. Din analiza a rezultat o reducere de 15% a valorilor maxime ale răspunsului pentru turnul de 90 m respectiv o reducere de 10% pentru turnul de 50 m înălţime. De asemenea se poate concluziona că amortizarea aerodinamică reduce diferenţa valorilor factorilor de rafală pentru deplasare, moment şi forţă tăietoare la baza turnului. Ca atare, evaluarea efectelor maxime utilizând numai factorul de rafală pentru deplasare, aşa cum se obişnuieşte în codurile de proiectare la vânt, reprezintă o aproximare validă.

Bibliografie

[1] Davenport, A.G. - Gust Loading Factors, in Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. ST3, 1964, pp. 11-34

[2] Piccardo G., Solari G. - 3-D Gust Effect Factor for Slender Vertical Structures, in Prob. Eng. Mech., 17, No. 2, 2002, pp.143-155

[3] Davenport, A.G. – The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures, Proceedings of Institution of Civil Engineering, Vol. 19, 1961, pp. 449-472

[4] Lungu D., Ghiocel D. - Acţiunea vântului, zăpezii şi variaţiilor de temperatură în construcţii, Editura Tehnică Bucuresti, 1972

[5] Simiu E., Schanlan R. – Wind Effects on Structures IInd ed., John Wiley & Sons, 1996

[6] Piccardo G., Solari G. – A Refined Model for Calculating 3-D Equivalent Static Wind Forces on Structures, J. Wind Engng. Ind. Aerod., Vol 65, 1996, pp. 21-30

[7] Solari G., Tubino F. - Dynamic Approach to the Wind Loading of Structures: Alongwind, Crosswind, and Torsional Response, in Wind Effect on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures, Stathopoulos, T., Baniotopoulos, L., Eds, Springer Verlag, Wien, New York, 2007

[8] Ifrim M. - Dinamica structurilor şi inginerie Seismică, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucuresti, 1974

[9] Holmes J.D. - Along-wind Response of Lattice Towers – II. Aerodynamic Damping and Deflections, Engineering Structures 18, 7, 1996, pp. 483-488

[10] Solari G. - Wind-Excited and Aeroelastic Vibrations of Structures, note de curs, Universitatea degli Sudi di Genova, Italia, 2012

[11] *** Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1-4: General Actions, Wind Actions, 2005

[12] ***CR 1-1-4: Cod de proiectare. Acţiuni asupra construcţiilor. Acţiunea vântului, 2012

[13] ***ESDU 91001 Structural Parameters Used in Response Calculations. Estimation of Numerical Values, London, U.K., 1991

EVALUAREA ACȚIUNII ȘI A EFECTELOR VÂNTULUI PE UN COȘ DE FUM INDUSTRIAL

EVALUATION OF WIND ACTION AND EFFECTS ON AN INDUSTRIAL CHIMNEY

EMILIAN URSU[1], DANIEL BÎTCĂ[2], PAUL IOAN[3],

Rezumat: *Evaluarea acțiunii și efectelor produse de vânt este o problemă studiată intens la nivel internațional. Acțiunea vântului poate constitui acțiunea de bază care dimensionează unele construcții și structuri, de tipul: coșurilor de fum, piloni de telecomunicații, panouri publicitare, clădiri înalte amplasate în zone neseismice. In lucrare este prezentată o manieră de calcul pentru evaluarea acțiunii dinamice a vântului pe structură unui coș de fum industrial, ţinând seama de construcţiile existente pe amplasament, precum şi de fenomenele de instabilitate aeroelastică.*

Cuvinte cheie: coș de fum, structură suport, interacţiune vânt-structură, fenomene aeroelastice

Abstract: *Wind action evaluation and effects is an intensively studied problem at an international level. Wind action can be the main load for dimensioning some buildings and structures, such as: chimneys, telecommunication masts, advertising panels, tall buildings located in areas without earthquakes. In this paper, a computational method for the assessment of dynamic wind action on a industrial chimney is presented, taking into account the existing buildings on site, and the aeroelastic instability phenomena.*

Keywords: chimney, support structure, wind-structure interaction, aeroelastic phenomena.

1. Introducere

Acțiunea dinamică a vântului este una din acțiunile climatice la care sunt supuse construcțiile. Evaluarea acțiunii și a efectelor vântului este o problemă de real interes, având în vedere faptul că, pentru anumite structuri, reprezintă acțiunea de bază pentru dimensionarea acestora. Pentru anumite structuri caracterizate prin masă și amortizare redusă, pot să apară fenomene de instabilitate aeroelastică, care odată declanșate, pot conduce la colaps structural.
Descrierea acțiunii vântului ca fenomen, mișcarea maselor de aer, circulația atmosferică precum și modelele matematice folosite, reprezintă activitatea unui domeniu dedicat al ingineriei, numit *ingineria vântului*. Ingineria vântului urmărește o modelare rațională a fenomenului de interacțiune dintre vânt și construcție. Prima observație a fenomenului de interacțiune dintre vânt şi structură a fost podul Tacoma în 1940, urmată apoi de turnurile de răcire de la Ferrybridge, Marea Britanie,în data de 5 noiembrie 1965.

[1] Drd.Ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Ph.D.c. Eng., Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering) e-mail: emilian.ursu@p-c.ro
[2] Şef lucări.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Lecturer, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: bitca@utcb.ro
[3] Conf.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associate Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: paul@p-c.ro

2. Descrierea structurii analizate

Structura supusă analizei din acest articol, este un coș de fum industrial. Acesta este alcătuit dintr-o structură suport şi un coș de fum din GRP (*glass fiber reinforced plastic*).
Structura suport este o structură metalică zăbrelită, cu o înălțime totală de 135.00m. Structura metalică este formată din 3 tronsoane. Primul tronson are o înălțime de 42.00m, iar deschiderile structurii pe cele două direcții sunt 22.10m, respectiv 20.50m. Al doilea tronson are o înălțime de 63.00m și se desfășoară între cotele +42.00m, respectiv +105.00m. Secțiunea acestui tronson este variabilă pornind cu o secțiune nesimetrică, având dimensiunile în plan de 22.10 x 20.50m și ajungând la o secțiune de 10.00 x 10.00m la cota +105.00m. Cel de-al treilea tronson are o înălțime de 30.00m și se desfășoară de la cota +105.00m până la cota +135.00m. Secțiunea acestui tronson este constantă având dimensiunile în plan de:10.00x10.00m.
Structura suport prezintă și șase platforme amplasate la următoarele cotele:+13.00m,+42.00m, +75.00m, +105.00m, +120.00 m, respectiv +135.00m. Pentru sistemul de contravântuire s-au folosit contravântuiri centrice, în „V inversat".
Coșul de fum este un cilindru drept, alcătuit din GRP. Acesta are un diametru de 7.60m. Coșul de fum se desfășoară între cota +42.00m și +150.00m, depășind structura metalică suport cu 15.00m (liber la partea superioară). Greutatea totală a coșului de fum este de 180 de tone. Având în vedere temperatura ridicată a gazelor de ardere, coșul de fum va prezenta deformații axiale mari. Din acest motiv deformarea axială datorată variațiilor de temperatură este liberă prin dispunerea în dreptul platformelor de la cotele : +75.00m, +120.00m și +135.00m, a unor puncte de ghidaj. Coșul de fum prezintă puncte fixe numai în dreptul platformei de la cota +105.00m.
Alcatuirea de ansamblu a structurii analizate este redată în figura 1.

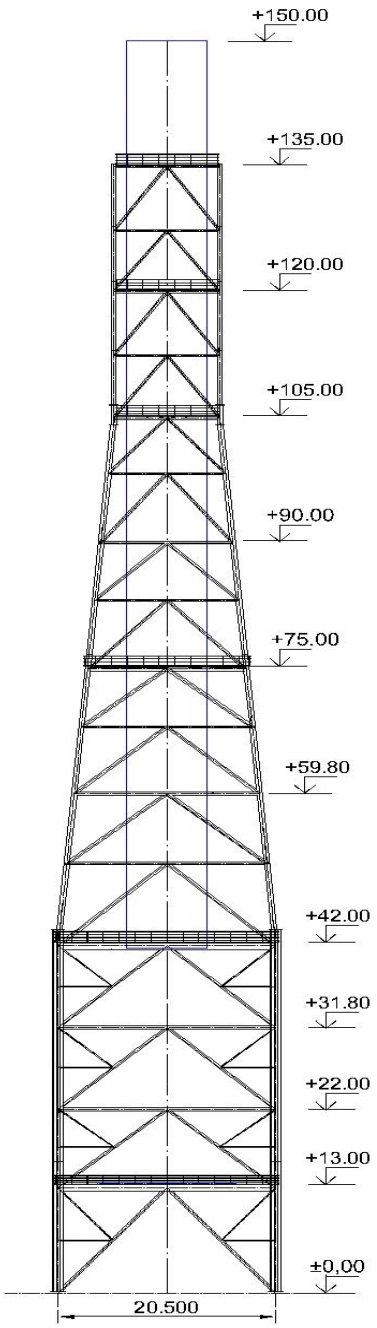


Fig. 1. Alcătuirea structurii analizate

3. Descrierea amplasamentului

Structura analizata va fi amplasată în incinta Complexului Energetic Oltenia, Sucursala Craiova, județul Dolj. Complexul energetic este amplasat la marginea orașului Craiova. Structura analizată este înconjurată atât de construcții existente din cadrul complexului, cât și de construcții noi ce vor alcătui instalația de desulfurare. Construcțiile existente sunt următoarele:

- doua blocuri de ardere cu inălțimea de 90m situate la aproximativ 150-200m de structura supusă analizei;
- estacade de cărbune, cu înălțimi de 40-50m aflată la o distanță de 100m;
- instalația fază densă cu o înălțime de 40m situată la aproximativ 40m de structură;

• un coș de fum din beton armat, cu o înălțime de 150m, situat la o distanță de 55,40m față de structura analizată.

• canale de gaze existente cu o înălțime de 20m.

Construcțiile noi care se vor realiza au înălțimi relativ reduse, cuprinse între 8 și 16m înălțime, excepție fac cele două silozuri de calcar care vor avea o înălțime de 42m.



Fig. 2. Amplasamentul coșului de fum

Din analiza vizuală a fotografiilor din amplasament, se poate observa că de pe o direcție de acțiune a vântului am avea categoria II de teren, așa cum este descris în CR 1-1-4:2012, capitolul 2.3, cu o pantă usoară, sub 3°. Pe de altă parte, având în vedere construcțiile existente, prezentate anterior, amplasamentul se încadrează în categoria III sau chiar IV de teren. Se va considera acoperitor, situația cea mai defavorabilă și anume teren categoria II-câmp deschis.

4. Particularităţi de proiectare

Evaluarea acțiunii vântului pe structura analizată s-a realizat în conformitate cu prevederile normativului: CR 1-1-4:2012-"Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor". Principalele probleme care apar la evaluarea acțiunii vântului pe o astfel de structură sunt următoarele:

• Stabilirea categoriei de teren și a lungimii de rugozitate: structura este înconjurată de o multitudine de structuri, dispuse neregulat și cu regim de înălțime diferit. S-a considerat acoperitor situația cea mai defavorabila.

• O problemă majoră o constituie evaluarea însăși a forțelor din vânt. Evaluarea acestora este îngreunată de neregularitatea structurii (prezintă secțiuni variabile), precum și de elementele structurale folosite. Această structură prezintă elemente atât cu muchii ascuțite, cât și elemente cu muchii rotunjite. Coeficienții aerodinamici de forță se determină diferit pentru fiecare caz în parte. Ca soluție de compromis, pe baza coeficientului de obstrucție s-au determinat coeficienții aerodinamici de forță, atât pentru elemente cu muchii rotunjite, cât și pentru elemente cu muchii

ascuţite, iar apoi s-a facut o medie ponderată, funcţie de aportul fiecărui tip de muchie în aria obstrucţionată.

• Evaluarea coeficientului de răspuns dinamic se realizează funcție de caracteristicile dinamice ale structurii. Această structură zabrelită are atașat și un coș de fum.

• Evaluarea măsurii în care construcțiile existente influențează câmpul de presiuni dinamice și viteze ale vântului (interacțiunea aerodinamică dintre structuri).

• Posibilitatea producerii unor fenomene aeroelastice, având o structură tipică: usoară și cu amortizare redusă.

• Evaluarea greoaie a lungimii de corelație datorită modului de rezemare al coșului de fum pe structură. Astfel, trebuie găsită o formă proprie corespunzătoare.

• Evaluarea masei echivalente pe unitatea de lungime.

• Posibilități limitate de încercare în tunel aerodinamic de vânt. Construirea în sine a unui model este o problemă : se obțin elemente cu secțiuni mici, pe care nu se pot monta senzori. O altă problemă este producerea unor incertitudini cu privire la curgerea aerului la extremități (dacă modelul este aproximativ egal cu gabaritul tunelului) - nu ne putem baza pe rezultatele obţinute la capete. O soluție de compromis ar fi modelarea doar a unui tronson.

5. Influenţa coşului de fum existent

Valorile forțelor din vânt pe coșul de fum se determină în ipoteza în care coșul de fum este singular. Atunci cand în apropierea acestuia se află o altă construcție înaltă, câmpul de presiuni datorate acţiunii dinamice a vântului se modifică.

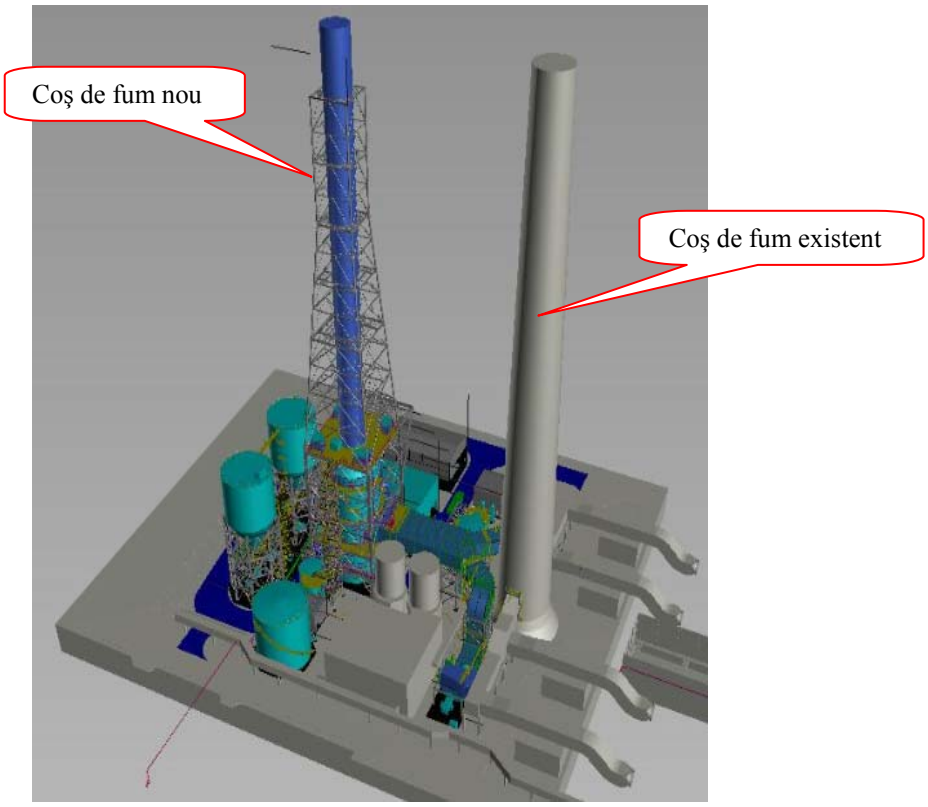


Fig. 3. Dispunerea celor două coşuri de fum

Diametrul maxim al celor două coșuri de fum (situația cea mai defavorabilă), este b = 14,00m,iar distanţa interax este a = 55,40m. Modificarea câmpului de presiuni dinamice ale vântului asupra coșului de fum se cuantifică prin sporirea coeficientului aerodinamic de forță, c_f.

Astfel, se obţine o creştere de 12,6% a forţelor din acţiunea dinamică a vântului datorită coșului de fum existent în amplasament.

6. Fenomenul de instabilitate aeroelastică „lock-in”

Pentru construcțiile zvelte şi cu amortizare redusă trebuie considerat efectul dinamic produs de desprinderea alternantă a vârtejurilor vântului. Desprinderea trenului de vârtejuri alternante, produce pe direcție perpendiculară o acțiune fluctuantă. Frecvența acesteia depinde de viteza medie a vântului, de forma şi dimensiunile în plan ale construcției.
Pentru construcțiile menționate anterior, atunci când frecvența de desprindere a vârtejurilor este apropiată de o frecvență proprie de vibrație a acestora, se produc condiții de cvasi-rezonanță. În aceste condiții se generează amplificări ale amplitudinii oscilațiilor construcției pe direcție perpendiculară. Condiția de rezonanță este îndeplinită atunci când viteza vântului este egală cu viteza critică a vântului ce provoacă desprinderea vârtejurilor. Efectul desprinderii vârtejurilor trebuie considerat atunci cand este îndeplinită condiția:

$$v_{critic,i} \le 1{,}25 \cdot v_m \qquad (1)$$

Viteza critică $v_{critic,i}$, depinde de lățimea secțiunii transversale a structurii b, de frecvența proprie a modului i pe direcție transversală $n_{y,i}$ şi de numărul lui Strouhal S_t. Pentru secțiuni circulare numărul lui Strouhal are valoarea $S_t = 0{,}18$. S-a obținut o viteza critică cu valoarea de:

$$v_{critic,i} = \frac{b \cdot n_{y,i}}{s_t} = 21{,}85 \text{ m/s} \qquad (2)$$

Un parametru adimensional ce cuantifică sensibilitatea la vibrații a structurii este *numărul lui Scuton*, S_c . Acest parametru depinde de dimensiunea secțiunii transversale acolo unde se produce desprinderea vârtejurilor b ,de densitatea aerului ρ, de decremenul logaritmic al amortizării structurale, δ_s şi de masa echivalentă pe unitatea de lungime pentru modul i de vibrație, în direcție transversală, $m_{i,e}$.

- pentru $S_c > 30$: răspuns clasic (vibrații aleatoare);
- pentru $5 \le S_c \le 30$: structură sensibilă (vibrații aleatoare împreună cu vibrații armonice);
- pentru $S_c < 5$: vibrații periculoase (doar vibrații armonice);

S-a obținut că *numărul lui Scruton* este:

$$S_c = \frac{2 \cdot m_{i,e} \cdot \delta_s}{\rho \cdot b^2} = 11{,}27 \qquad (3)$$

Pe baza tabelului 6.4 din normativul CR1-1-4:2012 s-a făcut presupunerea că structura respectă următoarea condiție:

$$\frac{y_F(s_j)}{b} < 0{,}1 \qquad (4)$$

Astfel s-a obținut o lungime de corelație L_j:

$$\frac{L_j}{b} = 6 \rightarrow L_j = 45{,}60m \qquad (5)$$

Modul propriu de vibrație al structurii zăbrelite împreună cu coşul de fum este indicat în fig.4. Pentru această formă modală, numărul zonelor în care se produce simultan desprinderea vârtejurilor este *n=1*, iar ventrele modului fundamental de vibrație *m=1* . Rezultă $L_j=L_1=45{,}6m$
Determinarea coeficientului aerodinamic de forță laterală c_{lat}, se face funcție de raportul dintre viteza critică a vântului şi viteza vântului în centrul lungimii de corelație. S-a obținut:

$$v_{m,Lj} = 41{,}92 \text{ m/s şi } \frac{v_{critic,i}}{v_{m,Lj}} = 0{,}521 \rightarrow c_{lat} = c_{lat,0} = 0{,}3$$

Factorul lungimii de corelație K_w se determină cu relația următoare:

$$K_w = 3 \cdot \frac{\frac{L_j}{b}}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{\frac{L_j}{b}}{\lambda} + \frac{1}{9} \cdot \left(\frac{\frac{L_j}{b}}{\lambda}\right)^2\right] = 0{,}063 \qquad (6)$$

$$\lambda = \frac{\ell}{b} = 19{,}737 \qquad (7)$$

Factorul formei modale de vibrație K, are valoarea *K=0,13*
Deplasarea maximă obținută la vârful structurii, pe direcție transversală, este:

$$y_{F,max} = b \cdot \frac{1}{s_t^2} \cdot \frac{1}{s_0} \cdot K_w \cdot K \cdot c_{lat} = 0{,}538m \quad (8)$$

De asemenea, trebuie verificat dacă presupunerea făcută inițial, este corectă: $\frac{y_f(s_j)}{b} = 0{,}071 < 0{,}1$ (→ presupunerea făcută este corectă)

Pe de altă parte s-a ținut seama și de efectele generate de coșul de fum existent. Datorită coșului de fum existent amplitudinea oscilațiilor pe direcție transversală crește. Efectele coșului de fum existent se cuantifică prin creșterea coeficientului aerodinamic de forță pe direcție transversală și prin modificarea *numarului lui Stouhal*:

$$c_{lat} = 1{,}5 \cdot c_{lat,individual} = 0{,}45 \quad (9)$$

$$S_t = 0{,}1 - 0{,}085 \cdot \log\left(\frac{w}{b}\right) = 0{,}173 \quad (10)$$

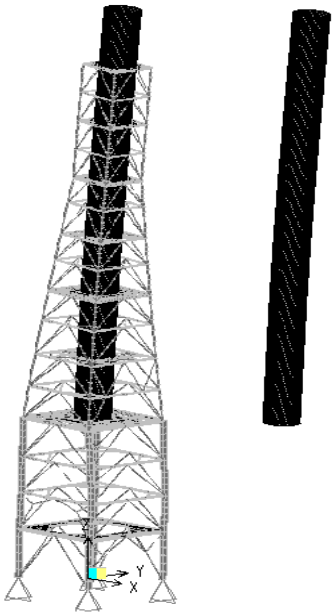


Fig. 4. Modul propriu fundamental al structurii analizate: T_1=2.008 s

În final s-a obținut deplasarea maximă la vârful structurii, pe direcție transversală, cu următoarea valoare:

$$y_{F,max} = b \cdot \frac{1}{s_t^2} \cdot \frac{1}{s_0} \cdot K_w \cdot K \cdot c_{lat} = 0{,}580m \quad (11)$$

Creșterea deplasării maxime la vârful structurii datorită prezenței coșului de fum existent,este de 7,26%. Efectul vibrațiilor produse de desprinderea vârtejurilor s-a evaluat folosind forța de inerție pe unitatea de lungime, $F_w(s)$, care acționează perpendicular pe direcția vântului. Această forță de inerție are valori de la 0 kN/m la baza structurii și atinge valoarea de 56,1 kN/m la vârful structurii (la 150m deasupra nivelului terenului).

10. Calculul dinamic-liniar

Pentru structura analizată am realizat un calcul dinamic liniar din următoarele motive:

- un calcul dinamic, deoarece acțiunea vântului este o acțiune dinamică;
- un calcul liniar, deoarece la acțiunea vântului elementele structurale trebuie să rămână în domeniul elastic de comportare.

Pentru realizarea calculului dinamic liniar, la o anumită cotă față de nivelul terenului și pentru categoria de teren din amplasament (teren categoria II), a fost generată o variație în timp a componentei fluctuante a vitezei vântului.
Datorită complexității structurii s-au folosit trei variații în timp ale vitezei vântului: două pentru structura zăbrelită (pentru fiecare direcție principală X, respectiv Y) și una pentru coșul de fum. S-a procedat astfel, deoarece cele două elemente care alcătuiesc structura au caracteristici dinamice diferite. Cele doua înălțimi de referință pentru care s-au determinat variațiile în timp a vitezei vântului sunt:

- structură suport coș de fum: z_s = 81m
- coșul de fum din GRP: z_s = 90m

Pentru a obține variația în timp a vitezei vântului la cotele de referință, la fluctuațiile propuse trebuie adăugată valoarea vitezei medii a vântului. Pornind apoi de la variațiile în timp ale vitezei instantanee a vântului se face trecerea în domeniul presiunilor dinamice. În final, folosind variațiile presiunii dinamice instantanee, se pot determina variațiile forțelor din acțiunea dinamică a vântului.

Cu variaţiile forţelor din acţiunea dinamică a vântului şi folosind un model de calcul pe baza metodei elementului finit se obţin variaţiile în timp ale deplasărilor, atât la vârful coşului de fum, cât şi la vârful structurii suport (pe fiecare direcţie principală în parte). Împărțind cele două variaţii se va obține funcția de transfer a structurii. Schema logică după care se desfăşoară întregul proces este prezentată în figura 5.

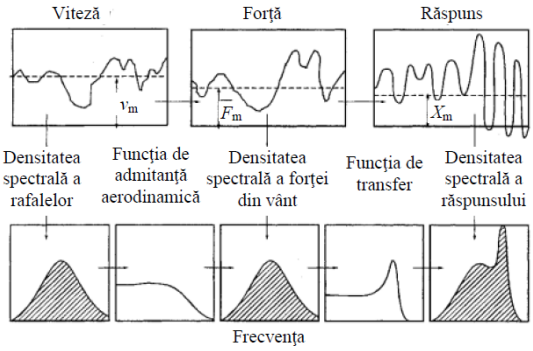


Fig. 5. Schema logică a procesului

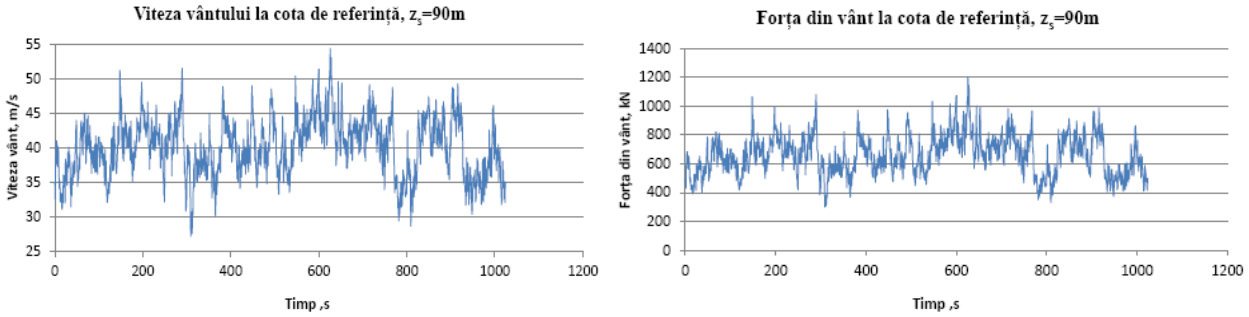


Fig. 6. Variaţia vitezei instantanee a vântului si a forţei instantanee din acţiunea dinamică a vântului

Scopul calculului dinamic a fost obţinerea funcţiilor de transfer şi evidenţierea frecvenţelor pentru care răspunsul structurii este amplificat. În figurile următoare s-au evidenţiat rezultatele atât pentru coşul de fum, cât şi pentru structura sa suport.

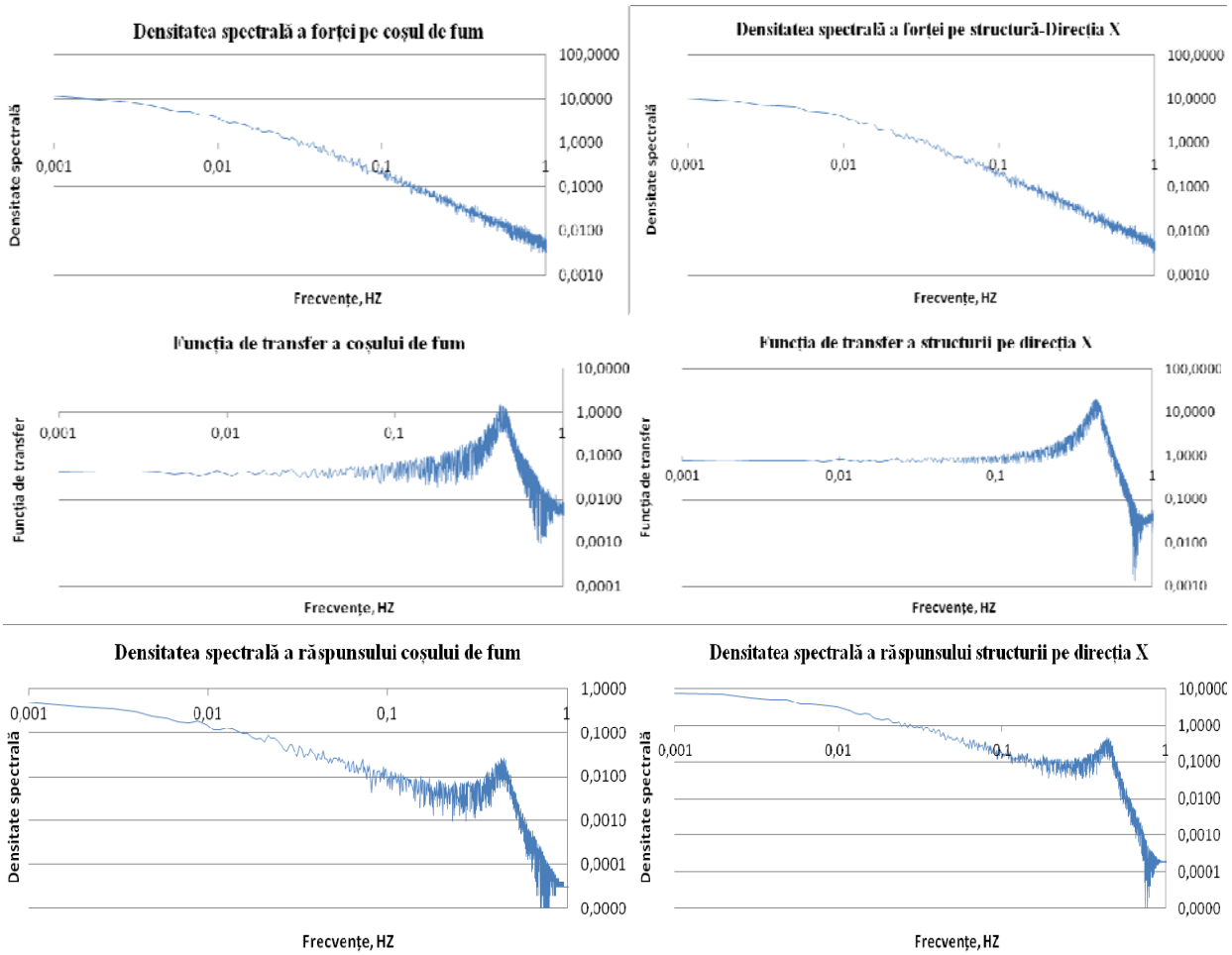


Fig. 7. Rezultatele obţinute pentru cosul de fum si structura suport a acestuia (direcţia 0X)

Răspunsul total al structurii la acţiunea dinamică a vântului este alcătuit dintr-un răspuns nerezonant (cvasi-static), care ia în considerare corelaţia efectivă a valorilor de vârf ale presiunilor pe suprafaţa expusă la vânt a construcţiei şi dintr-un răspuns rezonant care creşte sensibil pentru valori reduse ale fracţiunii din amortizarea critică a structurii.
Analizând graficul densităţii spectrale de putere a răspunsului se poate constata că putem avea probleme când frecvența structurii este apropiată de cea a vântului (punctele 1 și 2 din figura 8).

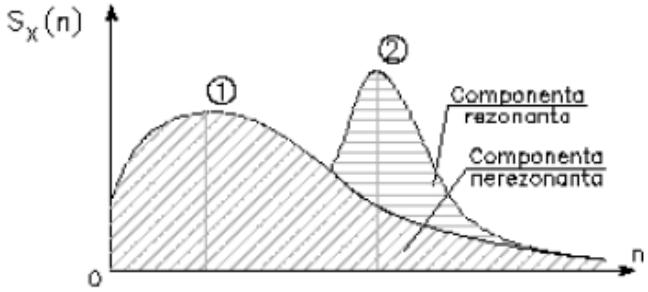


Fig. 8. Densitatea spectrală de putere a răspunsului

11. Concluzii

Acțiunea de bază, pentru structura analizată este acțiunea dinamică a vântului,iar principalul parametru în evaluarea acțiunii acestuia îl constituie categoria de teren. Pentru structura analizată s-a obţinut un coeficient dinamic subunitar ceea ce indică faptul că, în răspunsul total predomină reducerea datorată nesimultaneității valorilor de vârf pe suprafaţa construcţiei.
Acest tip de structură se încadrează în categoria structurilor flexibile (T_1=2.00s) şi cu amortizare redusă, fiind vulnerabilă la fenomene aeroelastice. Fenomenul de desprindere de vârtejuri este sensibil, în primul rând, la intensitatea turbulenţei; valorile ridicate ale intensităţii turbulenţei reduc riscul de vibraţii violente, iar valorile reduse ale intensităţii turbulenţei pot excita acest fenomen. De asemenea, fenomenul este amplificat şi de prezența coşului de fum existent în amplasament. Fenomenele de instabilitate aerodinamică generează vibrații transversale de amplitudine mare și supune structura la forțe laterale considerabile (practic aceste forţe dimensionează structura). Din analiza dinamică, se poate observa că frecvențele joase ale vântului sunt cele care dictează răspunsul structurii.
Pentru a imbunătăți comportarea la acțiunea dinamică a vântului se pot introduce amortizoare, prin sisteme cu masă acordată - TMD.
Pentru a cunoaşte atât comportarea, cât și câmpul de viteze și presiuni dinamice ale vântului care acționează asupra structurii, se recomandă monitorizarea acesteia.

Bibliografie

[1] Ursu, E. – Evaluarea acţiunii şi a efectelor vântului asupra unui coş de fum industrial, Lucrare de disertaţie, Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, 2013.
[2] D. Lungu, R. Văcăreanu, A. Aldea, C. Arion - Advanced Structural Analysis, 2000, Editura CONSPRESS, 177p., ISBN 973-8165-15-6
[3] CR 1-1-4:2012 - Cod de proiectare: „Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor”..
[4] EN 1991-1-4 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind actions, CEN.
[5] CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2008.
[6] J. D. Holmes, 2004. Wind Loading of Structures, Taylor & Francis
[7] Davenport, A.G., 1963. ‘The buffetting of structures by gusts’, Proceedings, International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington U.K.
[8] Solari G., Tubino F.- A new turbulence model based on principal components. Probabilistic engineering mechanics -2008
[9] On-line wind simulator, University of Notre Dame, Indiana, USA.

CALCULUL SEISMIC AL REZERVOARELOR CILINDRICE
SEISMIC DESIGN OF CYLINDRICAL TANKS

ADRIAN FLORIN IORGULESCU[1], EMILIAN URSU[2]

***Rezumat**: Asigurarea integrității structurale a rezervoarelor și bazinelor, în cazul evenimentelor seismice, este foarte importantă, dată fiind importanța post-seism a acestora sau pentru a se evita eventualele accidente ce ar putea să apară . În țara noastră, multe dintre rezervoarele construite în trecut au fost proiectate doar la acțiunea hidrostatică, lucru care se mai întâmplă și în prezent, deoarece nu este conștientizată importanța calculului la acțiunea presiunilor hidrodinamice care apar în timpul unui cutremur. În cazul rezervoarelor metalice, din cauza efectelor de interacțiune fluid-structură, efectul acțiunii seismice este mai accentuat decât în cazul celor din beton armat, iar acest lucru este exemplificat printr-un studiu de caz.*

Cuvinte cheie: calcul seismic rezervoare cilindrice, presiuni hidrodinamice.

***Abstract:** Ensuring the structural integrity of tanks for liquid storage in case of seismic events is highly important, given their post-earthquake importance or in order to avoid eventual accidents. In our country, many of the tanks built in the past have been designed only for hydrostatic action, thing that happens in our days also, because the importance of hydrodynamic pressure design is not fully acknowledged. In the case of metallic tanks the effect of seismic motion is even more pronounced than for the reinforced concrete case, and this is illustrated in a case study.*

Keywords: seismic design of cylindrical tanks, hydrodynamic pressures.

1. Introducere

În urma evenimentelor seismice anterioare s-a constatat că o categorie vulnerabilă de construcții o reprezintă rezervoarele pentru înmagazinarea lichidelor, în special cele din industria petrolieră și din industria chimică. Prima lucrare importantă cu privire la calculul seismic al rezervoarelor îi aparține inginerului american George Hounser. Acesta a formulat o metodă pentru estimarea răspunsului lichidului din rezervoarele supuse acțiunii seismice. Modelul Housner propune împărțirea masei de lichid din interiorul rezervorului în două componente, în funcție de comportarea acesteia în timpul actiunii seismice. Prima componentă este masa impulsivă, considerată ca fiind legată rigid de pereții rezervorului – mișcare de corp rigid; a doua componentă o reprezintă masa convectivă, care are o mișcare oscilatorie, considerându-se legată elastic de pereții rezervorului [1].

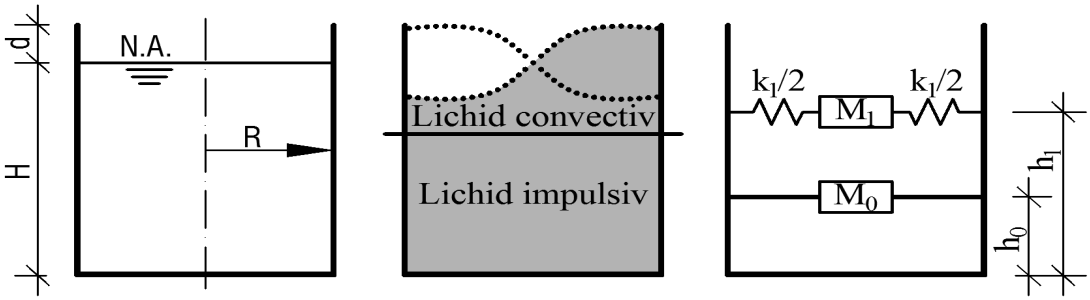


Fig. 1 - Reprezentarea modelului de calcul Housner

În cazul rezervoarelor metalice s-a pus în discuție corectitudinea metodei Housner pentru determinarea presiunilor hidrodinamice. Astfel, au fost efectuate numeroase studii pentru a se determina efectul

[1] Drd. Ing. Universitatea Tehnică de Construcții București, (PhD.c. Eng. Technical University of Civil Engineering Bucharest), FCCIA – Departamentul de Construcții din Beton Armat, e-mail: adrian.florin.iorgulescu@gmail.com
[2] Drd. Ing. Universitatea Tehnică de Construcții București, (PhD.c. Eng. Technical University of Civil Engineering Bucharest), FCCIA – Departamentul de Construcții Metalice, e-mail: ursuemilian@yahoo.com

flexibilității pereților asupra distribuției presiunilor. Prof. Anestis Veletsos de la University of Houston, Texas a propus determinarea presiunii hidrodinamice diferit pentru cazul rezervoarelor rigide (rezervoare din beton armat) față de cele flexibile (rezervoare metalice) [2]. Abordarea introdusă de acesta stă la baza metodei de calcul prezentată în EN 1998 – partea 4.



Fig. 2 - Avarie de tip "talpă de elefant"

În cazul rezervoarelor metalice, din pricina efectelor hidrodinamice pot să apară urmatoarele tipuri de avarii [3]:

- avarii de tip „genunchi de elefant" sau „talpă de elefant", ce reprezintă pierderea stabilității în domeniul elasto-plastic a pereților de oțel ai rezervorului sub acțiunea momentului de răsturnare;
- pierderea stabilității în domeniul elastic a pereților rezervorului - diamond buckling;
- cedări la nivelul acoperișului produse de componenta convectivă – efect de „sloshing";
- cedări la nivelul fundațiilor.

2. Calculul conform cu EN 1998-4:2006, Anexa A

Pentru rezervoarele circulare verticale, fixate de fundație, metodele de calcul se diferențiază funcție de rigiditatea pereților rezervorului. În cazul componentei orizontale a acțiunii seismice, pentru rezervoarele rigide, se calculează presiunile impulsivă (1) și convectivă (3), iar pentru rezervoarele flexibile se adaugă suplimentar și presiunea impulsiv-flexibilă (6). În cazul componentei verticale a acțiunii seismice, pentru rezervoarele rigide avem o singură componentă (11), iar pentru cazul rezervoarelor cu pereți flexibili se adaugă suplimentar și contribuția datorată deformabilității mantalei (12) [4].

Efectele diferitelor componente se combină printr-o metodă acceptată: SRSS sau însumarea valorilor maxime absolute.

2.1. Metoda de calcul pentru rezervoarele circulare, fixate de fundație

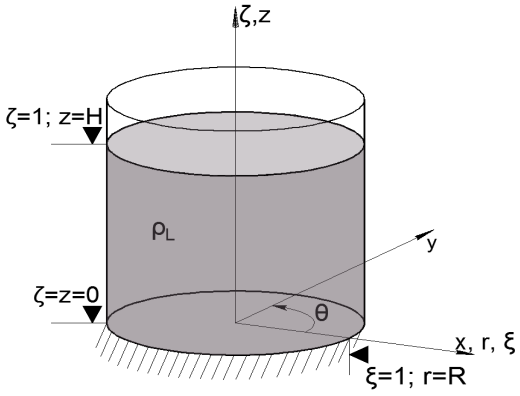


Fig. 3 - Sistemul de axe de coordonate

Pentru calculul rezervoarelor circulare se utilizează un sistem de coordonate cilindrice: *r, z, θ* cu originea în centrul fundului rezervorului și axa *z* verticală. Pentru localizarea diferitelor puncte din interiorul rezervorului se folosesc coordonatele adimensionalizate ξ=r/R , respectiv ζ=z/H. Înălțimea suprafeței libere a lichidului și raza rezervorului sunt notate cu *H* și respectiv *R*, conform figurii alăturate.

2.1.1. Presiunea impulsivă

Conform [4], expresia presiunii impulsive este:

$$p_i(\xi,\zeta,\theta,t) = C_i(\xi,\zeta)\cdot\rho\cdot H\cdot\cos\theta\cdot A_g(t) \qquad (1)$$

Coeficientul C_i oferă distribuția pe înălțime și distribuția radială pentru presiunea impulsiv-rigidă și se determină cu următoarea relație:

$$C_i(\xi,\zeta) = 2\cdot\sum_{n=0}^{\infty}\frac{(-1)^n}{I_1'\cdot(\frac{\nu_n}{\gamma})\cdot\nu_n^2}\cdot\cos(\nu_n\cdot\zeta)\cdot I_1\cdot\left(\frac{\nu_n}{\gamma}\cdot\xi\right) \qquad (2)$$

in care: $\nu_n = \frac{2 \cdot n+1}{2} \cdot \pi$;

$\gamma = \frac{H}{R}$ – parametru de zveltețe a rezervorului;

H – reprezintă înălțimea coloanei de lichid din rezervor;

R – reprezintă raza rezervorului;

$I_1(\bullet)$ si $I_1'(\bullet)$ reprezintă funcția Bessel modificată de ordinul I și derivata acesteia;

ρ - reprezintă densitatea lichidului înmagazinat;

$A_g(t)$ - reprezintă accelerația terenului funcție de timp (valoarea de vârf fiind reprezentată de a_g).

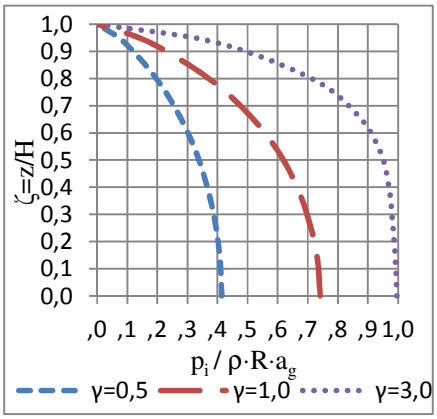


Fig. 4 - Distribuția presiunii impulsive

2.1.2. Presiunea convectivă

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cdot \text{ch}(\lambda_n \cdot \gamma \cdot \zeta) \cdot J_1(\lambda_n \cdot \xi) \cdot \cos\theta \cdot A_{cn}(t) \quad (3)$$

unde: $\psi_n = \frac{2 \cdot R}{(\lambda_n^2 - 1) \cdot J_1(\lambda_n) \cdot \text{ch}(\lambda_n \cdot \gamma)}$ (4)

J_1 – reprezintă funcția Bessel de ordinul I;

Se poate observa că presiunea convectivă (3) rezultă din suma mai multor termeni, corespunzători modurilor de vibrație convective ale lichidului. În [4] se consideră că doar primele 3 moduri de vibrație sunt suficiente pentru evaluarea răspunsului convectiv. Astfel sunt oferite valorile λ_k ale primei derivate a funcției Bessel de ordin 1 doar pentru primele 3 moduri proprii: $\lambda_1 = 1{,}841$; $\lambda_2 = 5{,}331$; $\lambda_3 = 8{,}536$.

$A_{cn}(t)$ reprezintă accelerația de răspuns a unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică, având o perioada proprie de vibrație T_{cn} și o fracțiune din amortizarea critică corespunzatoare pentru lichidul care oscilează. Aceasta se consideră de regulă ξ=0.5%.

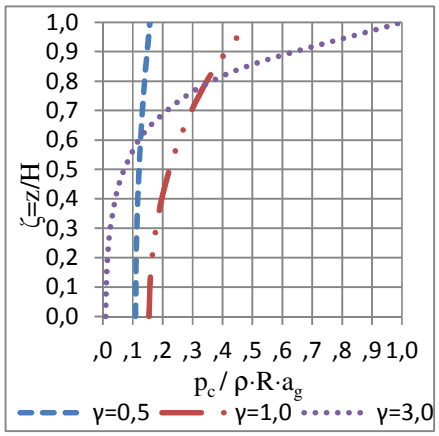


Fig. 5 - Distributia presiunii convective

Perioada proprie de vibrație T_{cn} a modului convectiv "n" se determina cu relatia urmatoare [4]:

$$T_{cn} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{\lambda_n \cdot g \cdot th(\lambda_n \cdot \gamma)}}$$, unde g – reprezintă accelerația gravitațională (5)

2.1.3. Presiunea impulsiv-flexibilă

Presiunea corespunzătoare vibrației sistemului rezervor-fluid rezultă din contribuția unui număr infinit de moduri de vibrație ale rezervorului, dar în determinarea presiunii impulsiv-flexibile este suficientă considerarea primului mod de vibrație circumferențială.

Presupunându-se că modurile de vibrație ale sistemului sunt cunoscute, expresia pentru presiunea impulsiv-flexibilă este următoarea [4]:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho \cdot H \cdot \psi \cdot \cos\theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \cos(\nu_n \cdot \zeta) \cdot A_{fn}(t) \quad (6)$$

$$\text{unde: } \psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta)\left[\frac{\rho_s \cdot s(\zeta)}{\rho \cdot H} + \sum_{n=0}^{\infty} b_n' \cdot \cos(\nu_n \cdot \zeta)\right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta)\left[\frac{\rho_s \cdot s(\zeta)}{\rho \cdot H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cdot \cos(\nu_n \cdot \zeta)\right] d\zeta} \tag{7}$$

$$b_n' = 2\frac{(-1)^n \cdot I_1(\frac{\nu_n}{\gamma})}{\nu_n^2 \cdot I_1'(\frac{\nu_n}{\gamma})} \tag{8}$$

$$d_n = 2\frac{\int_0^1 f(\zeta) \cdot \cos(\nu_n \cdot \zeta) d\zeta \cdot I_1(\frac{\nu_n}{\gamma})}{\nu_n \cdot I_1'(\frac{\nu_n}{\gamma})} \tag{9}$$

$A_{fn}(t)$ – reprezintă accelerația de răspuns a unui oscilator simplu având perioada si fracțiunea din amortizarea critică corespunzătoare modului "*n*" de vibrație;

$f(\zeta)$ – reprezintă forma modală, care este funcție de parametrul ζ;

ρ_s – reprezintă densitatea materialului din care sunt confecționați pereții rezervorului;

$s(\zeta)$ – reprezintă grosimea pereților.

Componenta impulsiv-flexibilă se determină printr-un procedeu iterativ, utilizând modelul "adăugării-masei". Acest model presupune că pereții sunt încarcați iterativ cu o masă adițională corespunzătoare porțiunii de lichid ce este "activată" (porțiunea de lichid ce interacționează cu pereții rezervorului). Acest procedeu iterativ propune alegerea unei forme modale $f(\zeta)$ inițiale (o forma proporțională cu ζ se consideră o bună aproximare); se calculează componenta presiunii impulsiv-flexibilă corespunzătoare pasului inițial cu relația (6) și apoi se determină valoarea densității "efective" a mantalei cu următoarea relație [4]:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2 \cdot g \cdot s(\zeta) \cdot f^i(\zeta)} + \rho_s \tag{10}$$

În pasul următor, cu noua valoare a densității mantalei se determină forma modală corespunzatoare acestui pas, formă modală ce va fi folosită pentru determinarea noii valori a componentei impulsiv-flexibilă. Procesul se repetă până când expresia pentru forma modală din pasul *i+1* este aproximativ aceeași cu cea din pasul *i*.

Calcul pentru determinarea presiunii impulsiv-flexibile este un calcul iterativ ce presupune cuplarea unui software specializat pentru rezolvarea expresiilor matematice cu un program de calcul ce utilizează metoda elementului finit [5].

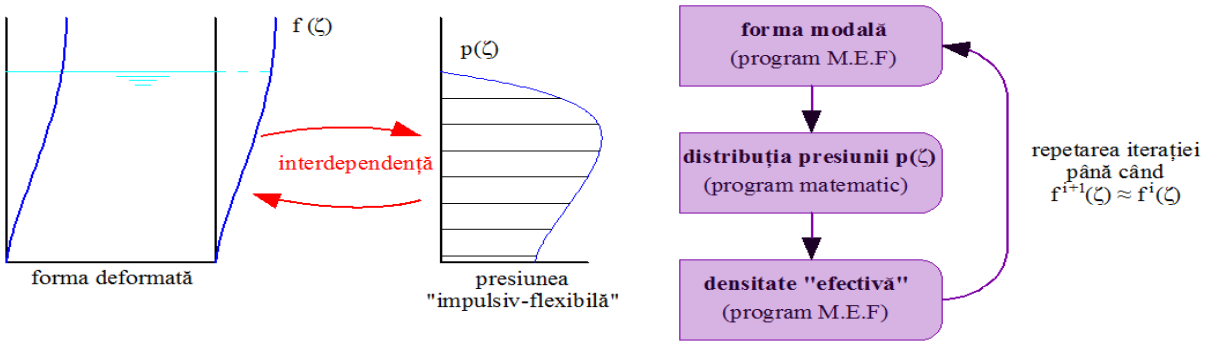


Fig. 6 - Reprezentarea procesului iterativ pentru determinarea presiunii impulsiv-flexibile (Holtschoppen et. al., 2011)

2.1.4. Presiunea dată de componenta verticală a acțiunii seismice

Componenta datorată mișcării de corp rigid se determină cu urmatoarea expresie [4]:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho \cdot H \cdot (1 - \zeta) \cdot A_v(t) \tag{11}$$

Componenta datorată deformabilității mantalei se determină cu următoarea expresie [4]:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0{,}815 \cdot f(\gamma) \cdot \rho \cdot H \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \zeta\right) \cdot A_{vf}(t) \tag{12}$$

unde: $f(\gamma) = 1{,}078 + 0{,}274 \cdot \ln\gamma$ (13)

În cazul rezervoarelor rigide prezintă interes doar prima componentă. În cazul rezervoarelor cu pereți flexibili, prezintă interes ambele componente, pentru care metoda de combinare este SRSS:

$$p_v = \sqrt{(p_{vr})^2 + (p_{vf})^2} \tag{14}$$

$A_v(t)$ reprezintă accelerația verticală a terenului (valoarea maximă fiind reprezentată de a_v).

$A_{vf}(t)$ reprezintă răspunsul unui oscilator simplu, ce are urmatoarea frecvență fundamentală [4]:

$$f_{vd} = \frac{1}{4 \cdot R}\sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot I_1(\gamma_1) \cdot s}{\pi \cdot \rho \cdot H \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_0(\gamma_1)}} \rightarrow T_{vd} = \frac{1}{f_{vd}} \tag{15}$$

unde: $\gamma_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \gamma}$ (16)

E si *v* reprezintă modulul lui Young și respectiv coeficientul lui Poisson pentru materialul din care este realizat rezervorul.

3. Studiu de caz

Pentru acest studiu de caz au fost analizate două tipuri de rezervoare, cu aceleași caracteristici geometrice și cu aceleași condiții de amplasament, dar realizate din materiale diferite. În prima ipoteză a fost analizat un rezervor din beton armat, iar în cea de-a doua un rezervor metalic. S-a urmărit creșterea presiunilor hidrodinamice datorită fenomenelor de interacțiune fluid-structură în cazul rezervorului cu pereți flexibili.

3.1. Cazul rezervorului din beton armat (rigid):

Se consideră un rezervor cilindric, neacoperit, cu următoarele caracteristici:

- pereții rezervorului sunt confecționați din beton armat, cu grosimea de 35 cm;
- înălțimea rezervorului este 11,0m, diametrul interior este 20,0m; rezervorul este umplut cu apă pe o înalțime de 10,0m;
- rezervorul este amplasat într-o zonă seismică caracterizată de o accelerație maximă a terenului pe amplasament, a_g=0,24g și perioada de colț, T_c=1,0 sec.

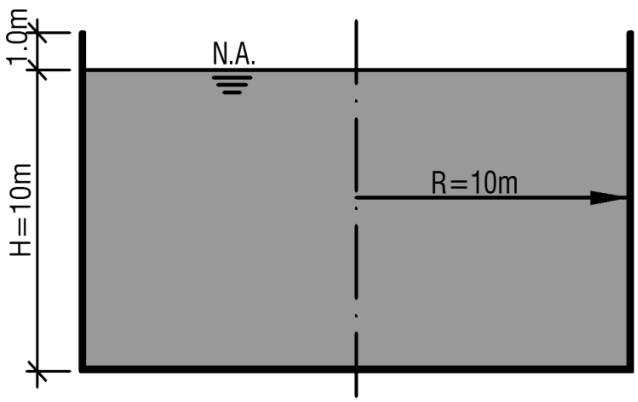


Fig. 7 - Schema rezervorului analizat

După efectuarea calculului conform cu [4], au fost obținute următoarele valori pentru componentele presiunii hidrodinamice. În grafice a fost reprezentată doar valoarea presiunii pentru direcția paralelă cu sensul acțiunii seismice (θ = 0°).

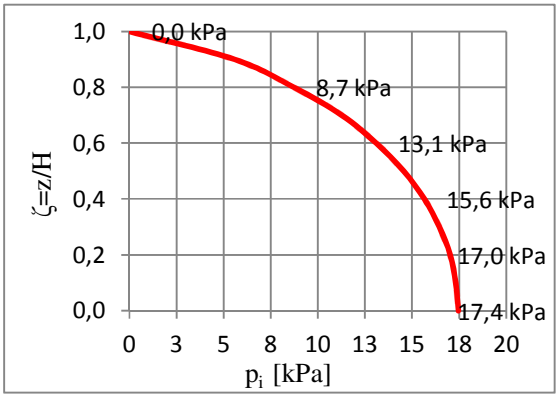


Fig. 8 - Distribuția presiunii impulsive

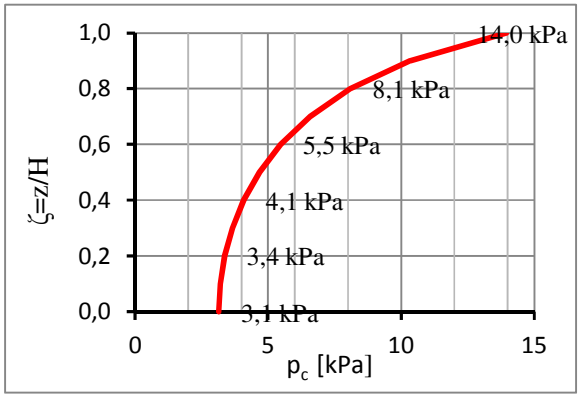


Fig. 9 - Distribuția presiunii convective

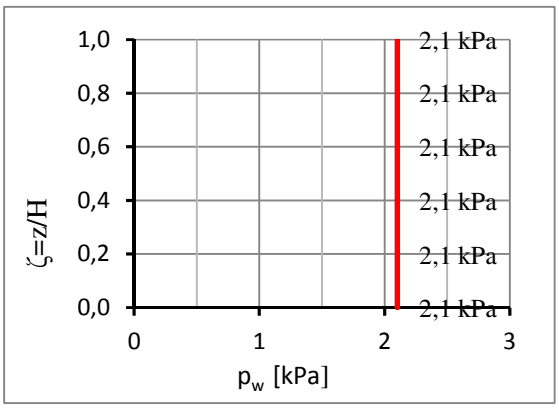


Fig. 10 - Distribuția presiunii dată de inerția pereților

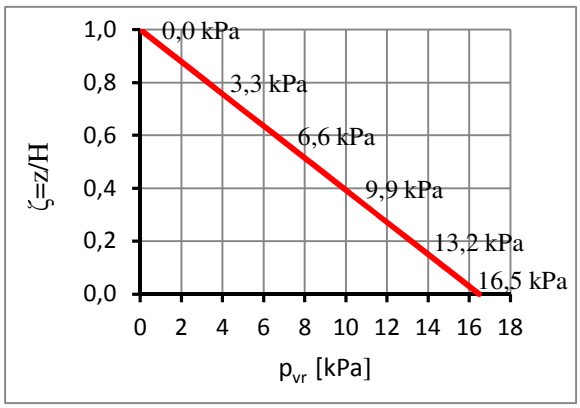


Fig. 11 - Distribuția presiunii dată de componenta verticală a acțiunii seismice

Pentru obținerea presiunilor maxime se va folosi regula de compunere SRSS:

$$p_{max} = \sqrt{(p_i + p_w)^2 + (p_c)^2 + (p_{vr})^2} \quad (17)$$

În final, obținându-se următoarea distribuție pentru presiunea hidrodinamică maximă:

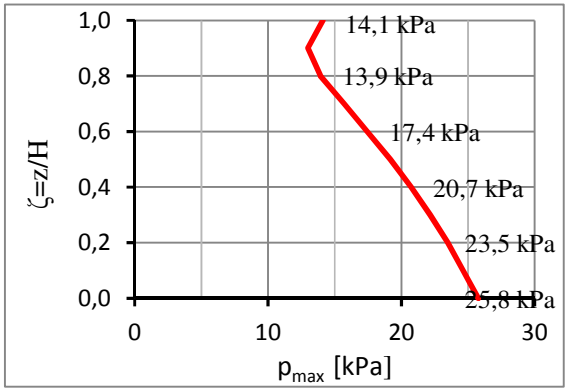


Fig. 12 - Presiunea hidrodinamică maximă (θ = 0°)

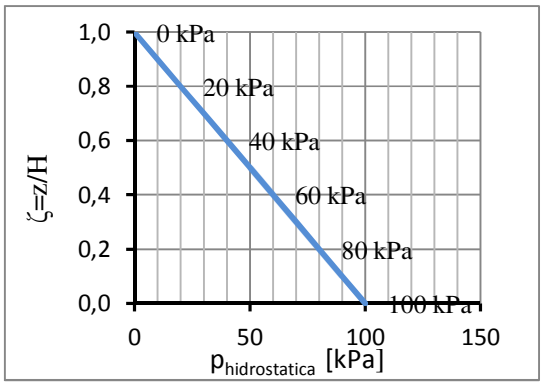


Fig. 13 - Presiunea hidrostatică

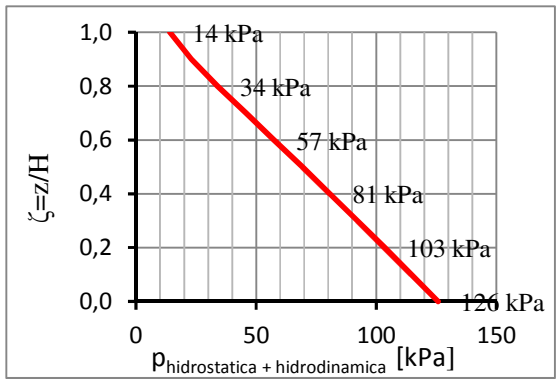


Fig. 14 - Presiunea hidrostatică + hidrodinamică

3.2. Cazul rezervorului metalic (pereți flexibili):

Se consideră un rezervor metalic cilindric cu aceleași caracteristici geometrice cu rezervorul din beton armat, dar cu pereții confecționați din tablă de oțel cu grosimea de 8 mm. Oțelul folosit pentru realizarea mantalei este S235.

Componentele impulsivă și convectivă sunt identice cu cele de la rezervorul cu pereți rigizi. În continuare, pentru componenta orizontală a acțiunii seismice este prezentată doar distribuția presiunii impulsiv-flexibile (fig. 15). Pentru componenta verticală a acțiunii seismice este indicată presiunea rezultată din compunerea, conform expresiei (14), a contribuției datorată mișcării de corp rigid (11) și cea datorată deformabilității mantalei rezervorului (12) (fig. 16).

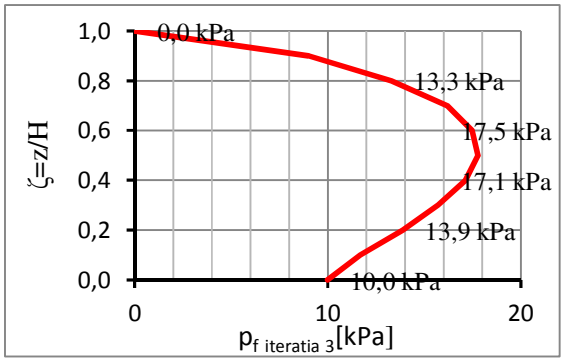


Fig. 15 - Presiunea impulsiv-flexibilă (iterația 3)

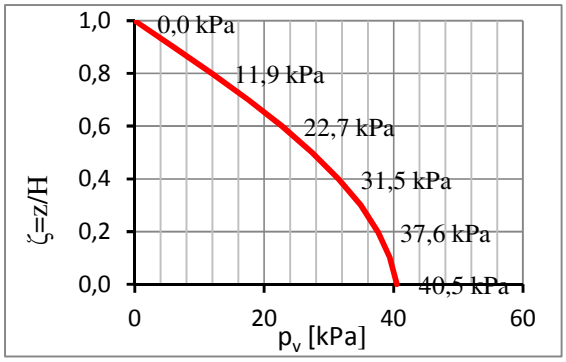


Fig. 16 - Presiunea dată de componenta verticală a acțiunii seismice

Pentru obținerea presiunilor maxime se va folosi regula de compunere SRSS:

$$p_{max} = \sqrt{(p_i)^2 + (p_c)^2 + (p_f)^2 + (p_v)^2} \quad (18)$$

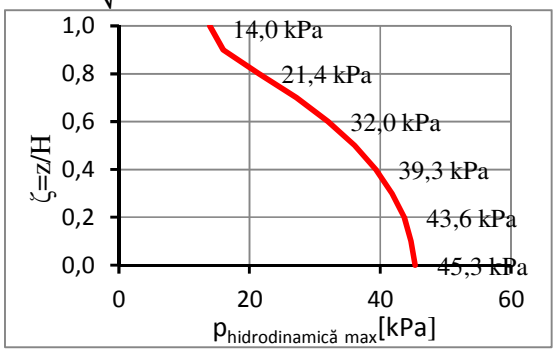


Fig. 17: Presiunea hidrodinamică maximă

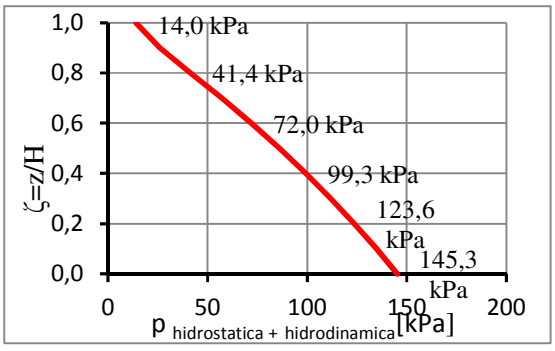


Fig. 18: Presiunea hidrostatică + hidrodinamică

Influența flexibilității pereților asupra presiunilor hidrodinamice este evidențiată printr-o paralelă între valorile obținute pentru cazul rezervorului rigid și cazul rezervorului flexibil:

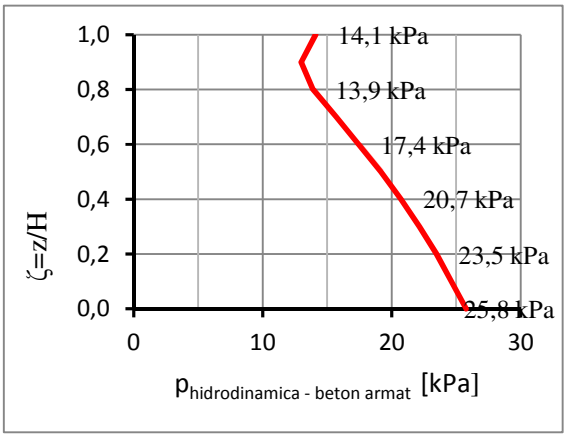


Fig. 19: Presiunea hidrodinamică maximă (rezervor din beton armat)

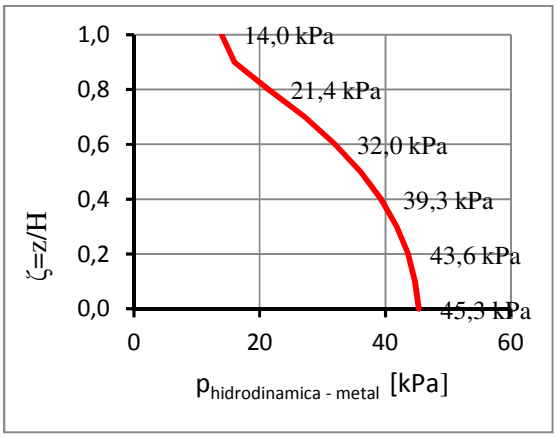


Fig. 20: Presiunea hidrodinamică maximă (rezervor metalic)

4. Concluzii

Se poate observa că în cazul ambelor tipuri de rezervoare, majorarea presiunilor determinate de efectele hidrodinamice este importantă - între 25 si 45%. Este evident astfel faptul că acest tip de calcul nu poate fi neglijat în practica de proiectare curentă. Pe de altă parte, pentru cazul studiat, influența interacțiunii fluidului cu pereții flexibili ai rezervorului asupra valorilor presiunilor hidrodinamice nu este neglijabilă. În cazul rezervorului metalic se constată o majorare a presiunilor cu aproximativ 15% față de cazul rezervorului din beton armat.

Bibliografie

[1] Housner, G. – The dynamic behavior of water tanks, Bulletin of the Seismological Society of America, February 1963
[2] Veletsos, A., Yang, J. – Earthquake response of liquid storage tanks, Japan, 1976
[3] ESDEP WG 17 – European Steel Design Education Programme, The Steel Construction Institute, UK, 1994
[4] EN 1998-4, 2006 – Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 4 – Silos, tanks and pipelines, European Committe for Standardisation, Brussels
[5] Meskouris, K., Holtschoppen, B., Butenweg, J., Rosin, J. – Seismic analysis of liquid storage tanks, Greece, 2011
[6] Iorgulescu, A. – Calculul rezervoarelor circulare la acțiunea seismică, Lucrare de disertație, Universitatea Tehnică de Construcții București, 2013

CONCEPTUL DE IZOLARE A BAZEI STRUCTURII APLICAT UNUI SILOZ CU STRUCTURĂ METALICĂ

THE CONCEPT OF BASE ISOLATION APPLIED TO A SILO STEEL STRUCTURE

DANIEL BÎTCĂ[1], EMILIAN URSU[2], PAUL IOAN[3]

Rezumat: *Una dintre particularitățile de proiectare ale structurilor pe teritoriul României, este prezența hazardului seismic. Acțiunea seismică este de cele mai multe ori acțiunea de bază care dimensionează elementele structurale ale construcțiilor. Metoda izolării bazei reprezintă una din metodele moderne pentru reducerea efectelor acțiunii seismice asupra construcțiilor, prin introducerea între teren și structură a unui sistem de izolare. Sistemul de izolare este format din izolatori seismici (au rigiditate mare pe verticală și sunt flexibili pe orizontală) și amortizori.*
In metoda tradițională, energia generată de acțiunea seismică este disipată prin degradări controlate în elementele suprastructurii. În metoda izolării bazei acțiunea seismică este preluată la nivelul stratului de izolare, iar suprastructura va rămâne în domeniul elastic de comportare.
Ideea metodei constă în faptul că, pentru o construcție rigidă, având perioada proprie de vibrație corespunzătoare zonei de amplificare maximă din spectru de răspuns elastic, prin introducerea stratului de izolare, structura este flexibilizată, perioada proprie de vibrație creste semnificativ, iar efectele acțiunii seismice sunt diminuate.

Cuvinte cheie: izolarea bazei, izolatori, amortizor, răspuns seismic.

Abstract: *A particular aspect of structural design in Romania is the presence of the seismic hazard. In most cases, the seismic action is the main load for sizing the structural elements of a building. The base isolating method is one of the modern methods for reducing the effects of the seismic action on buildings, by introducing an isolating system between the ground and the building. The isolating system is made of seismic isolators (they have a high stiffness on the vertical direction and they are flexible on the horizontal one) and dampers. In the traditional method, the energy produced by the seismic action is dissipated through controlled degradations of the structural elements. In the base isolating method, the seismic action is taken at the level of the isolating layer and the superstructure remains in the elastic domain.*
The concept of this method consists in the fact that for a stiff structure, having a period of vibration that corresponds to the maximum amplification area from the elastic response spectrum, by introducing the isolating layer it is made more flexible, the period of vibration increases considerably and the effects of the seismic action are diminished.

Keywords: base isolation, isolators, dampers, seismic response.

1. Introducere

În proiectarea tradiţională, în cazul producerii unui eveniment seismic important, se produc degradări atât ale elementelor structurale, cât şi ale elementelor nestructurale. Acest fapt implică realizarea de lucrări de reparaţie şi consolidare post-cutremur. Intervalul mediu de recurenţa

[1] Şef lucări.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Lecturer, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: bitca@utcb.ro
[2] Drd.Ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Ph.D.c. Eng., Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering) e-mail: emilian.ursu@p-c.ro
[3] Conf.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Associate Professor, PhD, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: paul@p-c.ro

considerat pentru cutremurul de cod (IMR =100 de ani –conform P100-1/2006) raportat la durata de viaţă a unei construcţii face ca proiectarea tradiţională să fie mai avantajoasă din punct de vedere al costului iniţial.
Metoda izolării bazei structurilor presupune introducerea între teren și structură a unui strat care izolează mișcarea suprastructurii de mișcarea terenului. În cazul producerii unui eveniment seismic important nu se mai produc degradări ale elementelor structurale şi nestructurale, însă metoda implică un cost iniţial mult mai mare. Unele din avantajele majore ale sistemului de izolare a bazei le reprezintă asigurarea funcționării continue a construcției și limitarea lucrărilor de intervenție numai la nivelul stratului de izolare.
Metoda izolării bazei este eficientă pentru clădiri/construcții cu regim mic de înălțime și la care deplasările laterale nu sunt împiedicate (sistemul lucrează cu deplasări laterale mari).
Ideea metodei constă în faptul că, pentru o construcție rigidă, având perioada proprie de vibrație corespunzătoare zonei de amplificare maximă din spectru de răspuns elastic, prin introducerea stratului de izolare, structura este flexibilizată, perioada proprie de vibrație crește semnificativ, iar efectele acțiunii seismice sunt diminuate. Pentru ca sistemul de izolare sa fie eficient trebuie ca raportul între perioada structurii izolate și cea neizolată să fie mai mare ca 3.

2. Componentele sistemului de izolare

Stratul de izolare este format din izolatori seismici și în mod obligatoriu amortizori. Izolatorii au o rigiditate verticală mare, pentru a asigura transmiterea în siguranță a încărcărilor gravitaționale și o rigiditate laterală redusă pentru a putea realiza izolarea mișcării seismice. Raportul dintre cele două rigidități este cuprins între 2500 și 3000. Principalele tipuri de izolatori sunt următoarele:

- izolatori din cauciuc natural (NRB);
- izolatori din cauciuc natural cu miez de plumb (LRB);
- izolatori din cauciuc sintetic cu proprietăți de amortizare (HDBR)
- dispozitive ce permit lunecarea (SB);

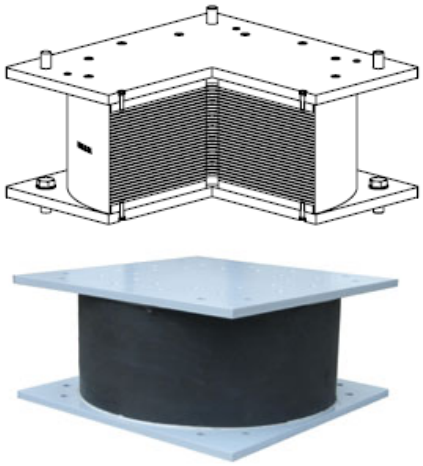


Figura 1. Izolator de tip HDBR

Izolatorul de tip NRBD (figura 1) este format din mai multe straturi de cauciuc sintetic cu proprietăți de amortizare cu grosimea de 3-10mm, între care sunt intercalate plăci din oțel de 2,5-4mm. Acești izolatori se fabrică cu diametre cuprinse între 500-1500mm, însă în mod uzual se folosesc diametrele de 600-1200mm. Principalii parametrii ai izolatorului sunt factorii de formă S_1, respectiv S_2. Factorul de formă S_1 reprezintă o mărime adimesională a raportului de formă pentru un singur strat de cauciuc; în cazul unui izolator circular cu diametrul D şi grosimea stratului de cauciuc t_R acest raport este:

$$S_1 = \frac{D}{4 \cdot t_R} \tag{1}$$

Valoarea acestui raport este cuprinsă între 35 și 40. Factorul de formă S_2,reprezintă raportul între diametrul izolatorului D și grosimea totală a stratului de cauciuc, T_q. Valoarea acestui raport este aproximativ 5. Efortul unitar de compresiune de lungă durată este de 10-15N/mm^2, iar efortul unitar de compresiune de scurtă durată este 15-20N/mm^2. Deformațiile de proiectare ale acestor izolatori sunt de 250-300%, iar deformația ultimă de 400%. Datorită curgerii lente, fenomenului de îmbătrânire, efectelor temperaturii, istoriei încărcărilor, frecvenței ciclurilor de încărcare-descărcare, etc. se produce o reducere de 20% a parametrilor izolatorului. Pentru o deplasare laterală de 300% , se obține o amortizare vâscoasă echivalentă de aproximativ 20%.

Amortizorii se dispun pentru a reduce deplasările relative de la nivelul stratului de izolare, precum și pentru a opri mișcarea. Principalele tipuri de amortizori sunt: amortizori hidraulici (amortizare de tip vâscos), amortizori de plumb și amortizori de oțel(amortizare de tip histeretic).

3. Descrierea structurii analizate

Structura analizată în acest articol este un siloz cu structură metalică, folosit la stocarea prafului de calcar și care va fi amplasat în incinta Complexului Energetic Oltenia, Sucursala Craiova, din județul Dolj. Silozul este alcătuit dintr-o celulă de depozitare cu un volum de 3800m^3 și o capacitate totală de 4940 de tone și o structură metalică suport, contravântuită centric, cu diagonale dispuse atât în „X" cât și în „V" inversat. Alcătuirea de principiu a structurii este indicată în figura următoare:

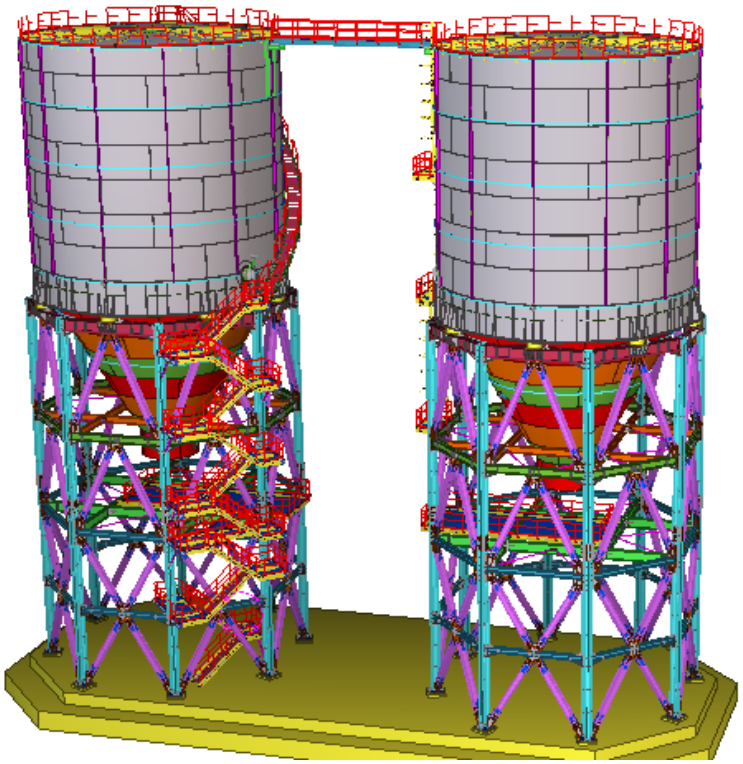


Figura 2. Alcătuirea structurii analizate

Celula de depozitare este alcătuită dintr-o parte cilindrică cu diametrul *D=15,30m* şi o înălţime *H=15,80m* și o pâlnie de descărcare prevăzută la partea inferioară. Pâlnia este dispusă la un unghi de 60° și are o înălțime *h=12,25m*. Rezemarea celulei de depozitare pe structura suport se face în 8 puncte.

Structura suport are 8 stâlpi realizaţi din două profile HEA 500 cu secţiunea în „cruce de malta" și care sunt dispuși radial la un unghi de 45°. Contravântuirile sunt realizate din țeavă rectangulară, iar grinzile intermediare din profile HEA 300 și HEA 450 funcție de nivelul de solicitare. Grinzile de la partea superioară a suportului, pe care reazemă celula de depozitare sunt realizate din table sudate cu înălțimea secțiunii de 700mm.

4. Analiza structurală și modelul de calcul

4.1. Evaluarea încărcărilor

Evaluarea acțiunii seismice pe structura analizată s-a realizat în conformitate cu prevederile normativului: P100-1/2006 - " Cod de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare

pentru clădiri". Amplasamentul construcției se caracterizează printr-o valoare de vârf a accelerației terenului pentru proiectare a_g =0,16g (IMR=100 de ani) și o perioadă de control a spectrului de răspuns (de colț) T_C=*1,0s*.
Acțiunea dinamică a vântului s-a realizat în conformitate cu prevederile normativului *CR 1-1-4: 2012 - Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor.*
Modelul de calcul structural a fost elaborat în programul SAP2000, un program de calcul ce are la bază metoda elementului finit. Pentru modelarea barelor ce intră in alcătuirea suportului s-au folosit elemente finite liniare, iar pentru plăcile circulare ce alcătuiesc mantaua, elemente de suprafață de tip shell.

4.2. Modelul de calcul în proiectarea traditională

Așa cum am precizat anterior, în proiectarea tradițională pentru dimensionarea suprastructurii se va considera numai o fracțiune din acțiunea seismică, urmând ca restul să fie disipată prin incursiuni în domeniul postelastic ale anumitor elemente structurale. În cazul structurii analizate se poate disipa energie numai în structura suport, mantaua celulei de depozitare este formată din plăci curbe circulare cu grosimi cuprinse între 8mm și 20mm, cu capacitate de disipare foarte redusă.
Factorul de comportare ales pentru structură a fost q=2, clasa de ductilitate medie, deoarece structura este de tip pendul inversat, deși sistemul de contravântuiri folosit este centric.
După efectuarea analizei modale s-a observat că primele două moduri proprii de vibrație sunt moduri de translație (direcția *0x* respectiv *0y*), iar următorul modul propriu este de torsiune. S-a observat, de asemenea, că primele două moduri proprii de vibrație sunt moduri corelate, având perioada proprie fundamentală de vibrație T_1=*0,8089s*, respectiv T_2= *0,8087s*. Astfel, pentru determinarea eforturilor în elementele structurale, din calculul modal cu spectru de răspuns, s-a ales metoda de compunere CQC (*complete quadratic combination*).

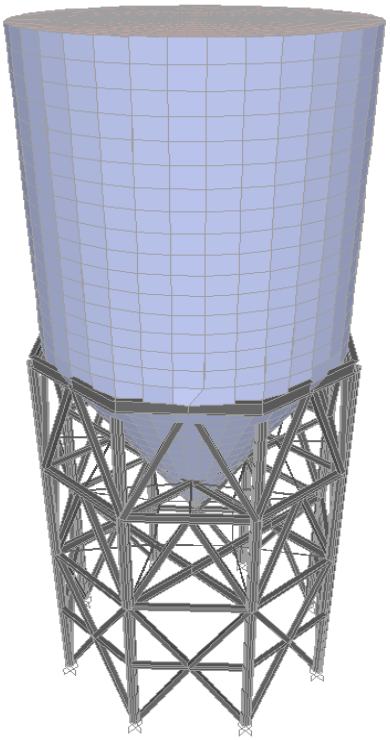


Figura 3. Modelul de calcul

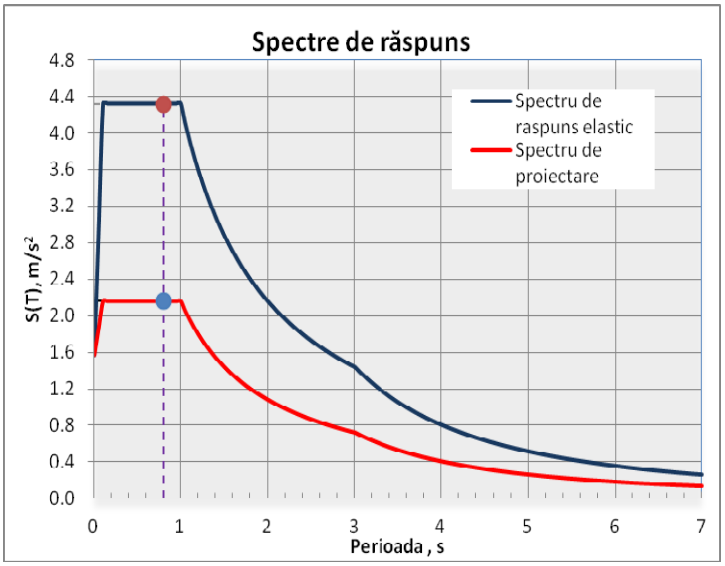


Figura 4. Spectrul de răspuns elastic, respectiv spectrul de proiectare pentru q=2 (ζ=0,05)

Din analiza graficelor spectrului de răspuns elastic, respectiv spectrului de proiectare, se poate observa că silozul de calcar se situează în zona de amplificare maximă. Deplasarea laterală maximă obținută la vârful structurii, sub acțiunea seismică are valoarea $\delta=6,03cm$. Forța tăietoare de bază rezultată din acțiunea seismică este $F_b = 8380kN$, iar acțiunea dinamică a vântului generează o forță laterală totală $F_v=1120\ kN$. Pentru greutatea totală a structurii metalice în ipoteza adoptării metodei tradițonle de proiectare se obține valoarea $G_s \approx 250\ tone$.

4.3. Modelul de calcul în metoda izolării bazei (masei)

În marea majoritate a cazurilor în care se adoptă această metodă, stratul de izolare se amplasează la baza structurii - cazul construcțiilor civile. Există anumite situații însă, în care este mai convenabil să izolăm numai o anumită parte din masă, (în cazul unor structuri industriale, cu masa grupată). Pentru structura analizată s-a optat la dispunerea sistemului de izolare la partea superioară a suportului, imediat sub celula de depozitare.
Sistemul de izolare adoptat este format din izolatori de tip *HDBR* cu diametrul $D=850mm$. Izolatorul este format din plăci din cauciuc sintetic cu proprietăți de amortizare cu grosimea t_R =8mm, între care sunt intercalate plăci din oțel cu grosimea t_s=3mm. Amortizarea vâscoasă echivalentă a acestora este β_{eff} =10%.
Pentru această structură s-a luat în calcul posibilitatea izolării seismice, deoarece aceasta face parte dintr-un complex energetic (clasa I de importanță - conform P100-1/2006) și pentru care trebuie asigurată o funcționare continuă.
Silozul supus analizei este o structură de tip pendul inversat, având masa suspendată la o anumită înălțime. În cazul acțiunii seismice, un aport major pentru valorile forțelor axiale din stâlpii suportului metalic îl are efectul indirect. Acest efect indirect face ca anumiți stâlpi să fie întinși, iar alții să fie puternic comprimați. În aceste condiții proiectarea sistemului de izolare este dificilă având în vedere faptul că izolatorii au o capacitate redusă la întindere, iar cedarea este de tip fragil. Pe de altă parte, pentru o comportare stabilă a sistemului trebuie ca efortul unitar de compresiune să nu depășească 20 N/mm^2.

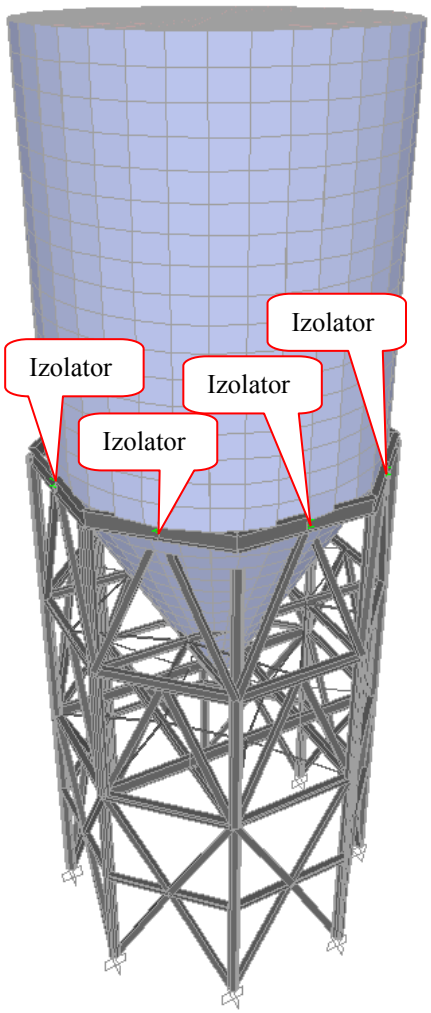
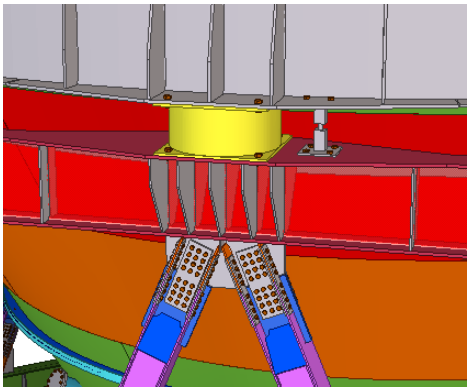


Figura 5. Modelul de calcul cu izolatorii amplasați sub celula de depozitare

Soluția aleasă a fost cea de amplasare a sistemului de izolare între celula de depozitare și suportul metalic, având în vedere că ~ 90% din masa structurii este situată deasupra acestui suport.
Modelarea izolatorilor în programul de calcul s-a realizat cu elemente de tip *link* cu o comportare liniară. Comportarea liniară a izolatorului precum și valoarea rigidității efective K_{eff} a fost garantată de către producator. Pentru fiecare direcție de translație, valoarea rigidității efective este $K_{eff}=1,09kN/mm$.


Figura 6. Detaliul de amplasare al izolatorilor la baza celulei de depozitare

În modelul de calcul structural, în fiecare punct de rezemare a celulei de depozitare pe structura suport, s-a introdus un element de tip *link*, considerat foarte rigid pe direcție verticală, iar pe direcțiile orizontale de translație acesta are rigiditatea K_{eff}.

După efectuarea analizei modale s-a obținut că primele două moduri proprii de vibrație sunt moduri de translație, iar următorul modul propriu este de torsiune. Un aspect foarte important în cazul metodei de izolare seismică este amplasarea corectă a izolatorilor și amortizorilor. Aceștia se vor amplasa întodeauna astfel încât să nu existe torsiune. La fel ca în cazul metodei tradiționale s-a obținut că primele două moduri proprii de vibrație sunt moduri corelate, având perioada proprie fundamentală de vibrație $T=3,7815s$. Pentru ca metoda izolării seismice să fie eficientă trebuie ca raportul între perioada structurii neizolate si cea izolată sa fie mai mare decât 3.

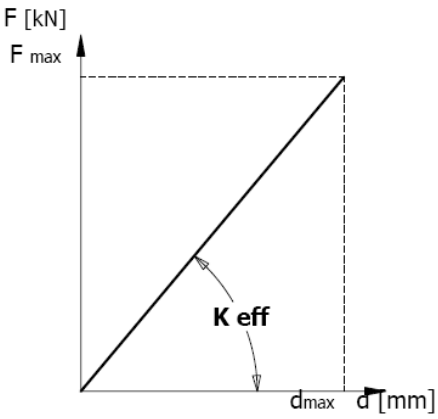


Figura 7. Modelul liniar pentru izolator

$$\frac{T_{1,izolat}}{T_{1,neizolat}} = \frac{3,7815}{0,8089} = 4,67 \qquad (2)$$

Din analiza spectrului normalizat de răspuns elastic $\beta(T)$ - figura 8, se poate observa că factorul de amplificare dinamică a scăzut de la valoarea maximă de *2,75* la valoarea *0,577*. Prin reducerea factorului de amplificare dinamică se reduc și efectele acțiunii seismice asupra construcției. Această reducere reprezintă ideea metodei izolării seismice.

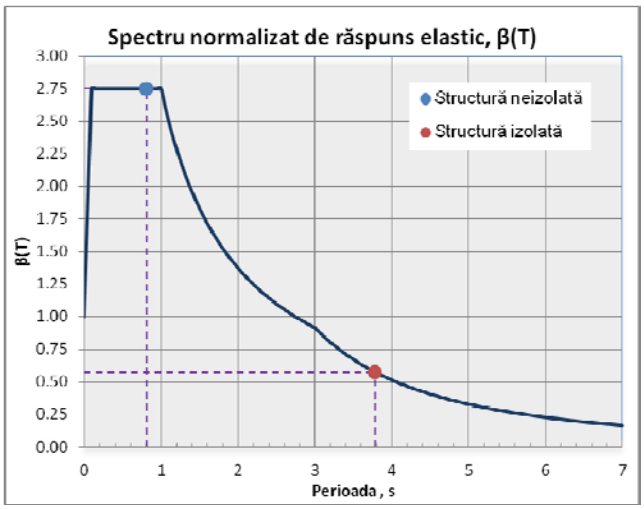


Figura 8. Factorul de amplificare dinamică, β(T)

În literatura de specialitate, pentru structuri metalice îmbinate cu șuruburi, se recomandă adoptarea unei fracțiuni din amortizarea critică $\zeta=0,05$. Prin introducerea sistemului de izolare se introduce suplimentar și amortizare, pentru care producătorul izolatorilor HDBR a garantat o fracțiune din amortizarea critică $\zeta=0,10$. Nivelul accelerațiilor structurii scade de la valoarea de 2,16m/s^2 din metoda tradițională la valoare de 0,74m/s^2 în metoda izolării seismice. Deplasarea maximă la vârful structurii, sub acțiunea seismică are valoarea $\delta=47,50cm$. Forța tăietoare de bază rezultată din acțiunea seismică este $F_b=3470kN$. Suplimentar, lângă fiecare izolator, au fost introduse dispozitive speciale care să aibă suficientă rigiditate pentru a prelua forțele laterale maxime produse de acțiunea dinamică a vântului - figura 6. În cazul producerii unui eveniment seismic important, forțele capabile ale dispozitivelor pentru preluarea forțelor din acțiunea dinamică a vântului vor fi depășite și astfel se va activa sistemul de izolare. Datorită efectului indirect (momentului de răsturnare al celulei de

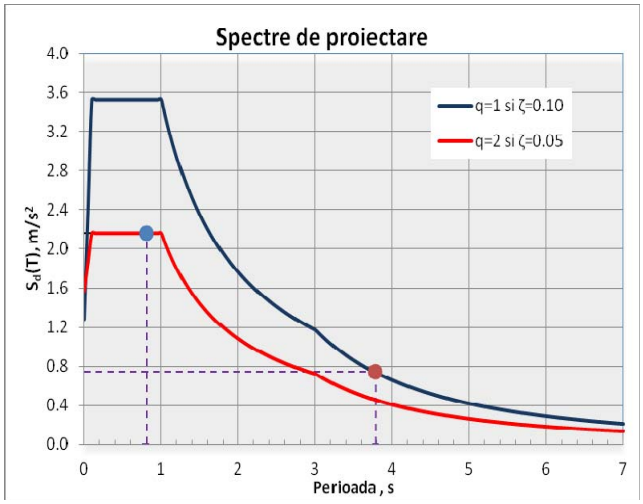


Figura 9. Spectrele accelerației de proiectare pentru structura izolată și neizolată

depozitare, pe durata acțiunii seismice) se dezvoltă în izolator o forță de întindere ce are valoarea maximă F_{int} =448,8 kN. Această forță de întindere este anulată de greutatea proprie a mantalei, a materialului depozitat precum și de încărcarile de pe acoperișul silozului. Astfel, prin dispunerea izolatorilor imediat sub celula de depozitare, nu se dezvoltă forțe de întindere,ce pot provoaca cedări de tip fragil. Forța de compresiune maximă din izolator are valoarea $F_{c, max}$=3705kN.
Greutatea totală a structurii metalice suport, în ipoteza adoptării metodei de izolare a masei structurii, este de $G_s \approx 140$ tone.

Caracteristicile izolatorului folosit

Așa cum am precizat anterior izolatorul folosit este de tip HDBR cu diametrul $D=850mm$. Diametrul plăcilor din cauciuc de la interiorul acestuia este $D'= D-10mm=840mm$. Acest izolator este alcătuit din 26 de straturi de cauciuc cu grosimea $t_R=8mm$, între care se află intercalate plăci din oțel cu grosimea $t_s=3mm$. Astfel, grosimea totală a cauciucului este $T_q= 208mm$, iar înălțimea totală a izolatorului $T_b=393mm$. Modulul de elasticitate transversal este $G=0,4N/mm^2$, iar aria în plan a stratului de cauciuc este $A= 554177\ mm^2$. S-a obținut o rigiditate pe direcție orizontală a izolatorului cu următoarea valoare:

$$K_r = K_{eff} = \frac{G \cdot A}{T_q} = 1.09\ kN/mm \tag{3}$$

Factorul de formă $S_1=26,25$, iar factorul de formă $S_2=4,03$. Modulul de elasticitate la compresiune E_c', are următoarea valoare:

$$E_c' = 3 \cdot G \cdot (1 + 2S_1^2) = 1655\ N/mm^2 \tag{4}$$

5. Analiză comparativă

Prin introducerea sistemului de izolare sub celula de depozitare, structura este flexibilizată, perioada proprie de vibrație crește de 4,67 ori, iar nivelul accelerațiilor scade cu 65% - figura 9. Datorită scăderii nivelului accelerațiilor pe care structura le resimte, scad și solicitările din elementele structurale. Așadar, prin izolarea seismică a masei celulei de depozitare se realizează o reducere a cantității necesare de oțel cu 44 % - figura 10.
Pentru structura neizolată, factorul de comportare considerat a fost q=2, iar pentru structura izolată s-a adoptat q=1. Datorită flexibilizării structurii, deși pentru structura izolată seismic valoarea factorului de comportare este mai mare, valoarea forței tăietoare de bază scade cu 59 % - figura 11.

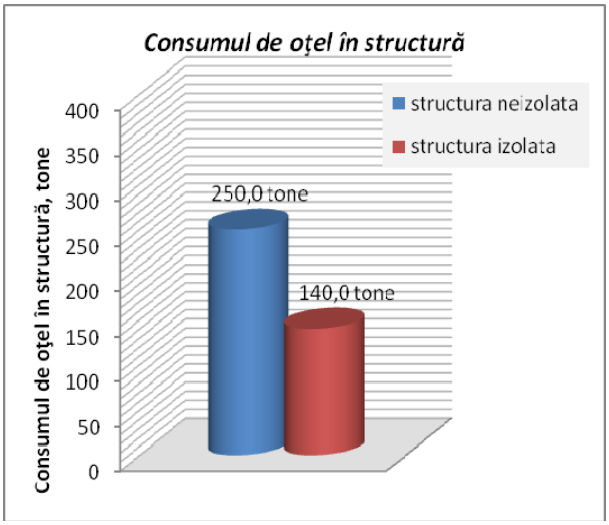


Figura 10. Grafic comparativ privind cantitatea de oțel folosită la realizarea structurii de susținere a silozului

Principalul dezavantaj al metodei de izolare seismică a masei il reprezintă valorile mari ale deplasărilor laterale. Prin izolarea seismică se obține o creștere a deplasării laterale la vârful structurii de aproximativ 7,8 de ori – figura 12.

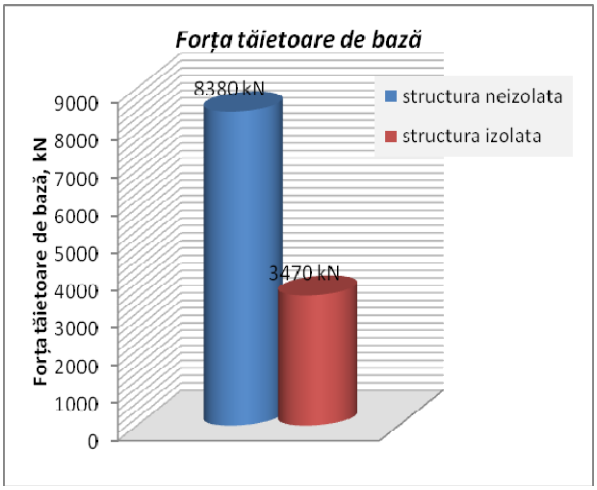


Figura 11. Grafic comparativ privind forţa tăietoare de bază, F_b

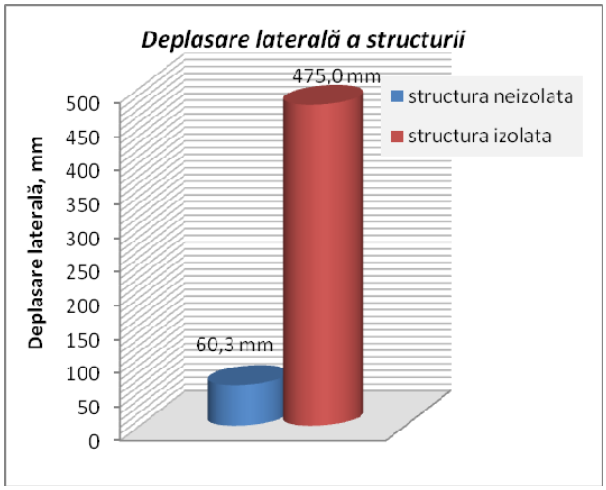


Figura 12. Grafic comparativ privind deplasarea laterală a structurii, δ_s

6. Concluzii

Metoda izolării seimice a masei reprezintă o metodă modernă de reducere a răspunsului structurii la acţiunea seismică. În cazul acestei metode sistemul de izolare poate fi amplasat atât la baza structurii, în marea majoritate a cazurilor, dar şi pentru a izola doar o anumită parte din masa totală, în anumite cazuri particulare.

Prin metoda izolării seismice, datorită flexibilizării structurii ce conduce la reducerea semnificativă a nivelului acceleraţiilor structurii, se reduc efectele acţiunii seismice şi implicit cantitatea de materiale folosită. Un dezavantaj major al acestei metode, care limitează utilizarea acesteia, este faptul că lucrează cu deplasări laterale foarte mari. Pe intreaga durată a acţiunii seismice trebuie asigurată deformarea liberă a sistemului de izolare. O atenţie deosebită tebuie acordată amplasării sistemului de izolare, astfel încât să nu existe torsiune.

Metoda izolării sesimice implică un cost iniţial mai mare faţă de metoda traditională, însă intervenţia post-cutremur este mult mai simplă, rapidă şi se limitează numai la nivelul sistemului de izolare, permiţând astfel utilizarea continuă a stucturii.

Bibliografie

[1] P100-1/2006 – Cod de proiectare seismica. Partea I – prevederi de proiectare pentru clădiri
[2] V. V. Oprişoreanu – Contribuţii la aplicarea izolării bazei în proiectarea seismică şi in România, teză de doctorat, UTCB 2012
[3] D. Zamfirescu, V. V. Oprişoreanu – Evaluarea şi consolidarea unei structuri cu pereti din beton armat amplasată în Bucureşti, Conferința Națională "Ingineria Clădirilor"- 29-30 septembrie 2011, București
[4] CR 1-1-4:2012 - Cod de proiectare: „Evaluarea acțiunii vântului asupra construcțiilor”
[5] SR EN 1993-1-1 - Eurocod 3: Proiectarea structurilor din otel - Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri, CEN.
[6] http://www.alga.it/
[7] http://www.csiamerica.com/sap2000

SCENARII DE INCENDIU SI MODELE DE FOC NATURAL PENTRU DETERMINAREA REZISTENTEI LA FOC A STRUCTURILOR

FIRE SCENARIOS AND NATURAL FIRE MODELS FOR THE FIRE RESISTANCE ASSESSMENT OF STRUCTURES

RAUL ZAHARIA[1], IOAN BOTH[2], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: Lucrarea prezintă scenariile de evoluţie a unui posibil incendiu de autoturisme intr-un parcaj suprateran aflat sub Pasajul Basarab din Bucureşti, analizate pe baza modelelor de foc localizat existente in SR EN 1991-1-2, respectiv pe baza unor încercări experimentale realizate pe autoturisme, pentru determinarea caracteristicilor de ardere si propagare a focului. Considerând scenariul de incendiu cel mai sever, autorii au determinat timpul minim necesar de rezistenta a protecţiei la foc pentru grinzile metalice ale Pasajului Basarab, amplasate deasupra parcajului.*

Cuvinte cheie: scenariu incendiu, foc natural, rezistenta la foc, grinzi metalice

***Abstract:** The paper presents the scenarios for a possible car fire in an open car park, situated bellow the Basarab Bridge in Bucharest, Romania, based on the localised fire models of S REN 1991-1-2, and on some experimental results on car fires. Considering the most severe fire scenario, the authors evaluated the minimum resistance time of the fire protection, for the steel beams of the Basarab Bridge, situated above the car park.*

Keywords: fire scenario, natural fire, fire resistance, steel beams

1. Introducere

Articolul prezintă un studiu privind evaluarea modului de dezvoltare a unui posibil incendiu de maşini la etajul I al parcajului suprateran amplasat sub Pasajul Basarab din Bucureşti, in scopul stabilirii timpului pentru care trebuie asigurată rezistenta la foc standard a grinzilor metalice ale Pasajului situate deasupra parcajului, prin mijloace de protecţie adecvate. Analiza a fost realizată in baza studiilor si rezultatelor existente la nivel internaţional din literatura de specialitate, asupra modului de dezvoltare/ propagare a incendiilor de maşini in parcaje supraterane deschise, coroborând rezultatele experimentale cu aplicarea formulărilor analitice din standardele de calcul la acţiunea focului corespunzătoare, SR EN 1991-1-2 [1] si SR EN 1993-1-2 [2].

Scenariul dezvoltării unui incendiu in cazul parcajelor este afectat in mod semnificativ de condiţiile de ventilare. Parcajul de sub Pasajul Basarab este un parcaj complet deschis, fara pereţi pe nici una dintre laturi (Fig. 1). Prezenta ventilării naturale in cazul parcajelor deschise nu permite atingerea stadiului de incendiu generalizat (flash-over), focul ramanand localizat. In aceste condiţii focul se poate dezvolta doar prin trecerea de la prima maşina incendiata la maşinile aşezate alăturat. Chiar in situaţia in care un număr semnificativ de maşini sunt cuprinse

[1] Conf. dr. ing., Universitatea Politehnica din Timisoara (Associate Professor PhD, The Politehnica University of Timisoara), e-mail: raul.zaharia@ct.upt.ro
[2] Asist. dr. ing., Universitatea Politehnica din Timisoara (Assistant Professor PhD, The Politehnica University of Timisoara), e-mail: ioan.both@ct.upt.ro
[3] Prof. dr. ing., Universitatea Politehnica din Timisoara (Professor PhD, The Politehnica University of Timisoara), e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

succesiv de foc, la nivelul întregului parcaj, la distanta fata de maşinile incendiate, temperaturile care se pot dezvolta raman scăzute, având in vedere condiţiile de ventilare. Temperaturi ridicate pot insa sa apară localizat, deasupra maşinilor incendiate, unde, in condiţiile in care flăcările ating tavanul, fluxul termic de la fiecare maşina care arde poate fi adiţionat intr-un anumita secţiune a unei grinzi metalice a Pasajului. Astfel, temperatura care se poate dezvolta intr-o grinda metalica de deasupra maşinilor incendiate depinde de numărul de maşini incendiate si de distanta acestora fata de secţiunea respectiva de pe grinda, măsurata la nivelul grinzii.

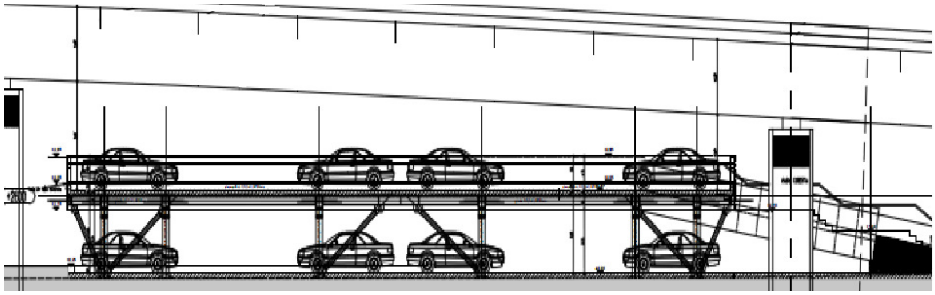


Fig. 1 Parcaj deschis sub Pasajul Basarab - Bucureşti

Identificarea scenariului de incendiu care conduce la temperaturile cele mai ridicate in grinzile de deasupra maşinilor incendiate se reduce astfel la definirea poziţiilor maşinilor de la etajul parcării in relaţie cu grinzile Pasajului, la numărul de maşini alăturate implicate in incendiu, la definirea debitului de căldura degajata de fiecare maşina implicata in incendiu si la timpul in care se poate dezvolta incendiul de la o maşina la alta.

2. Modele de foc natural

Standardul SR EN 1991-1-2 [1] descrie acţiunile termice şi mecanice care trebuie luate în considerare pentru o structură supusă acţiunii focului, oferind curbe de foc normalizate, respectiv modele de foc natural.

Cea mai utilizata dintre curbele nominale temperatura – timp pentru descrierea acţiunii termice in situaţia de incendiu este curba standardizata (foc standard ISO 834), care, deşi este indispensabila pentru realizarea încercărilor experimentale, reprezintă o modelare săracă a unui incendiu real. Curba standardizata nu tine cont de nici un parametru fizic, considerând aceeaşi evoluţie a temperaturii în timp pentru orice situaţie si, mai mult decât atât, temperatura creste continuu in timp.

Cel mai simplu model de foc natural pentru reprezentarea incendiilor de compartiment este focul parametric (curba temperatura – timp parametrica), care tine cont si de faza de regresie a temperaturii, fiind definit funcţie de densitatea sarcinii termice, de proprietatile închiderilor si de deschiderile din acestea. Modelul este insă limitat ca suprafaţa si inaltime a compartimentului de incendiu şi presupune că temperatura este aceeaşi în întregul compartiment, pe toata înăltimea, din momentul iniţierii incendiului. Figura 2 arata (calitativ) diferenţa dintre modelul de foc standard si modelul de foc parametric. Este recunoscut faptul ca, in majoritatea cazurilor, temperaturile rezultate considerând focul standard sunt mai mari decât cele obţinute utilizând modelul de foc parametric. Funcţie de parametrii mentionati pot exista insa situaţii in care focul parametric sa conducă la un moment dat la temperaturi superioare celor obţinute din curba standardizata. Având totuşi in vedere ca in curba parametrică există si faza de regresie, focul standard ramane in general mai sever, in special pentru elemente cu cerinţe de rezistentă la foc mai mari de 30 minute.

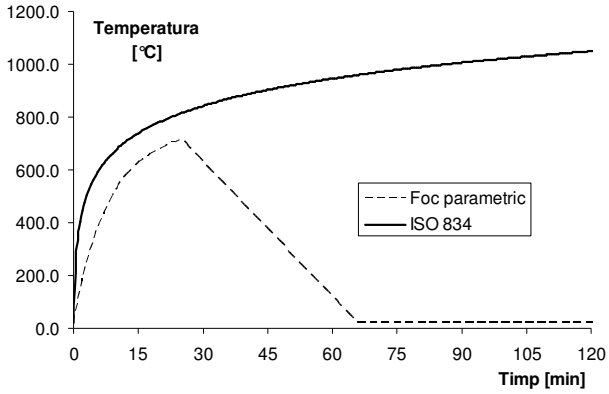


Fig. 1 Foc standard si foc parametric

Un model complex de foc natural in SR EN 1991-1-2 [1] este modelul combinat „Two Zone – One Zone", care este capabil să urmărească întreaga evoluţie a incendiului, din momentul declanşării până în faza de flash-over, tinand cont si de faza de regresie. Iniţial, înăltimea compartimentului de incendiu este impartita in două, o zona superioară de fum caldă si o zonă inferioară rece. Trecerea de la modelul cu două zone de temperatura la modelul cu o singură temperatură pe întreaga înăltime a compartimentului corespunde momentului apariţiei incendiului generalizat. Acest fenomen se produce in anumite condiţii, spre exemplu atunci când temperatura gazelor fierbinţi din zona superioara a atins 500^{o}C.

Pentru modelele de foc natural, evoluţia temperaturii într-un compartiment de incendiu este direct legată de o serie de parametri cum sunt deschiderile, sarcina termică, debitul de căldura degajata, etc., care influenteaza si apariţia incendiului generalizat. Pe de alta parte, exista incendii in spatii deschise, puternic ventilate (cum ar fi spre exemplu parcajele supraterane deschise perimetral), in care apariţia fenomenului de flash-over nu mai este posibila si pentru care incendiul ramane localizat.

SR EN 1991-1-2 [1] oferă un model analitic pentru determinarea acţiunii termice a incendiilor localizate, in Anexa C. Funcţie de înăltimea flăcării incendiului localizat relativ la înăltimea tavanului sub care se produce respectivul incendiu, flacăra poate atinge sau nu tavanul.

In situaţia in care exista mai multe incendii localizate (cazul unui incendiu intr-o parcare, in care fiecare maşină se considera a fi un foc localizat) si flăcările ating tavanul (Fig. 2), fluxurile termice de la fiecare sursa se pot însuma intr-un anumit punct (intr-o anumita secţiune a grinzii metalice). Fluxul termic total intr-o secţiune a grinzii metalice depinde astfel de distanta r (Fig. 2) măsurata pe orizontala intre axa verticala a fiecărui foc localizat (fiecare maşina) si secţiunea respectiva, având in vedere ca flacăra se poate dezvolta pe orizontala la nivelul tavanului, pe o lungime L_h.

Modelul de foc localizat din SR EN 1991-1-2 este valabil in condiţiile in care diametrul incendiului este limitat la D = 10m (Fig. 2), respectiv debitul de căldura degajata al incendiului este limitat la Q = 50MW. In situaţia existentei mai multor surse de foc localizat, contribuţiile se pot însuma pana la o limita superioara de 100 kW/m^2. Se considera ca aceasta aproximare este conservativa, deoarece, in realitate, flăcările de pe tavan se pot chiar contracara reciproc [3].

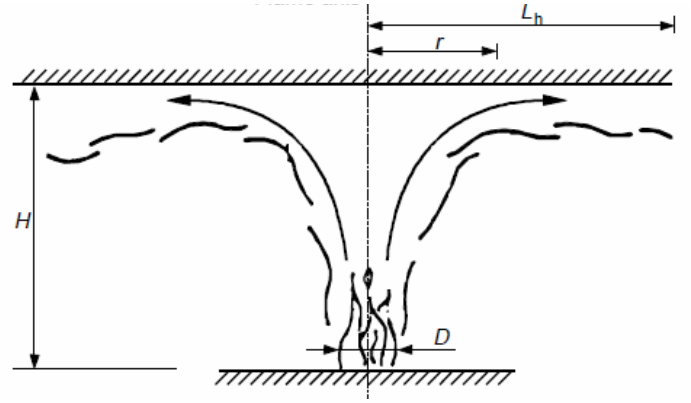


Fig. 2 Foc localizat – flacăra atinge tavanul [1]

2. Incendii in parcaje deschise

Incendiile in parcajele deschise sunt mai puţin severe fata de cele din parcajele închise [4]. Aceasta se datorează pe de o parte faptului ca desfumarea si evacuarea energiei termice se produce mult mai rapid si pe de alta parte faptului ca incendiul poate fi detectat mai uşor, mai ales in cazul parcajele publice, cu supraveghere, aşa cum este cazul parcajului de sub Pasajul Basarab. Din aceste motive, numărul de maşini implicate in incendiile parcajelor deschise este in general mai mic decât in cazul parcajelor închise, fapt demonstrat de statisticile incendiilor. In parcările deschise, probabilitatea unui incendiu care sa implice mai mult de trei maşini este foarte mica, iar pentru studiul dezvoltării unui incendiu intr-un astfel de parcaj, este acoperitor sa se considere ca toate maşinile implicate in incendiu sunt de categoria 3 (maşini de clasa medie). Un scenariu de incendiu in care sunt implicate trei maşini de categoria 3 acoperă 98.7% din scenariile posibile, in conformitate cu statisticile [5]. Pe aceasta baza au fost efectuate si încercări experimentale la foc pentru determinarea debitului de căldura degajata de o maşina incendiata.

Relevante pentru studiul dezvoltării unui incendiu de maşini in parcajul suprateran de sub Pasajul Basarab sunt câteva teste realizate in hota calorimetrica de la CTICM, Franţa, care au oferit un model analitic pentru debitul de căldura degajata de maşini. Acest model analitic a fost realizat in baza unei prime serii de teste [6] si a fost validat de a doua serie de teste care a inclus maşini de fabricaţie mai recenta [5]. Modelul analitic pentru evoluţia debitului de căldura degajata de o maşina de categoria 3 in timp este arătat in Figura 3. Programul experimental a cuprins si teste cu cate doua maşini alăturate, pentru a determina timpul in care incendiul se propaga de la o maşina la alta. Testele au arătat ca maşinile pot sa ardă una după cealaltă la un interval de 12 minute.

Pentru incendii de maşini, se considera ca diametrul incendiului rezulta din suprafaţa unui loc standard de parcare, din care se obţine un diametru echivalent, care este mai mic decât limita impusa de SR EN 1991-1-2 [1] pentru modelele de foc localizat (10 m). Cu privire la limitarea debitului de căldura degajata a incendiului localizat la 50 MW, aceasta limita acoperă incendiile pentru maşini de categoria 3, la care debitul maxim de căldura degajata este 8.3 MW, conform modelului prezentat in figura 3.

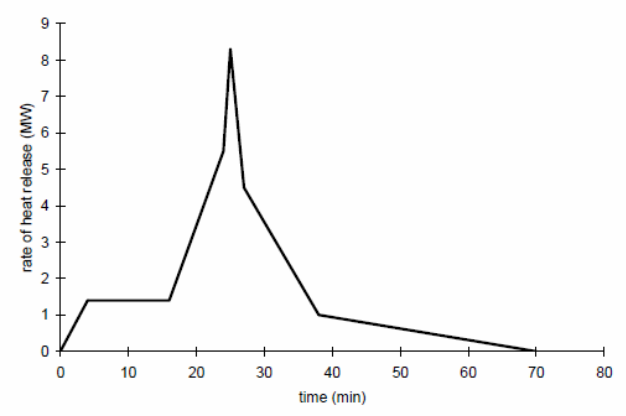


Fig. 3 Model analitic pentru debitul de căldura degajata [6]

3. Scenarii de incendiu

Intr-o prima etapă, este necesara determinarea temperaturilor maxime care pot sa apară in grinzile metalice neprotejate ale Pasajului Basarab, urmare a unui incendiu la etajul I al parcajului. Funcţie de valoarea acestor temperaturi, se poate determina mai departe durata pentru care trebuie protejate aceste grinzi pentru un timp echivalent, sub foc standard, pentru îndeplinirea cerinţelor de rezistenta la foc R30, R60, R90, etc. Temperaturile maxime in grinzile pasajului se obţin in zona unde grinzile se afla la înăltimea cea mai mica fata de etajul parcajului. Temperaturile maxime obţinute in aceasta zona si timpul de rezistenta la foc calculat pe baza echivalentei cu focul standard cu ajutorul acestor temperaturi, vor determina, in mod conservativ, timpul de rezistenta la foc pentru toate grinzile transversale ale Pasajului, situate deasupra parcării. Creşterea temperaturii intr-un element de otel neprotejat, într-un interval de timp, se determina funcţie de fluxul termic net rezultat din modelul de foc localizat, cu relaţia 4.25 din SR EN 1993-1-2 [2].

Pentru determinarea temperaturii maxime in grinzile metalice, s-au considerat diverse scenarii de evoluţie a incendiului, implicând una sa mai multe maşini, incendiul pornind de la maşina dintr-un capăt al şirului sau de la maşina din mijlocul şirului. Scenariul care a condus la temperaturile maxime in grinzile metalice a fost cel care a presupus cinci maşini alăturate incendiate, cu declanşarea incendiului la maşina din mijloc. Iniţierea incendiului la maşinile alăturate se face după cate 12 minute, simultan la cate doua maşini, aşa cum se arata in figura 4.

Temperatura maxima se obţine in acest scenariu deasupra primei maşini incendiate. Temperatura maxima atinsa in grinda este de 872^{o}C, cu doar 3^{o}C mai mare decât temperatura obţinuta intr-un scenariu asemănător de evoluţie a incendiului, dar care implica doar trei maşini. Aceasta dovedeşte că, chiar in situaţia in care mai mult de trei maşini sunt incendiate, cu focul pornind de la maşina din mijloc, temperatura maxima obţinuta in grinzile Pasajului nu creste semnificativ. In consecinţa, pentru determinarea timpului de rezistenta la foc impus grinzilor metalice, care se va asigura prin protecţie adecvata, se va utiliza timpul de rezistenta la foc standard echivalent, bazat pe temperatura maxima de 872^{o}C obţinuta in grinda metalica sub foc localizat.

Figura 5 arata pe acelaşi grafic, comparativ, evoluţia temperaturii in secţiunea grinzii metalice sub acţiunea fluxurilor termice adiţionate sub focurile localizate provenite de la maşinile incendiate in conformitate cu scenariul de foc localizat cel mai sever, respectiv sub acţiunea focului standard. Temperatura maxima de 872^{o}C este atinsa sub foc standard ISO după aproximativ 40 minute. In consecinţa, efectul unui foc localizat produs de un incendiu de maşini descris prin scenariul cel mai sever, care implica cinci maşini alăturate incendiate cu focul

pornind de la maşina din mijloc, este echivalent pentru grinda cu efectul unui foc standard de 40 minute. O protecţie adecvata pentru o cerinţa de rezistenta la foc standard R60 este deci suficienta pentru grinzile metalice.

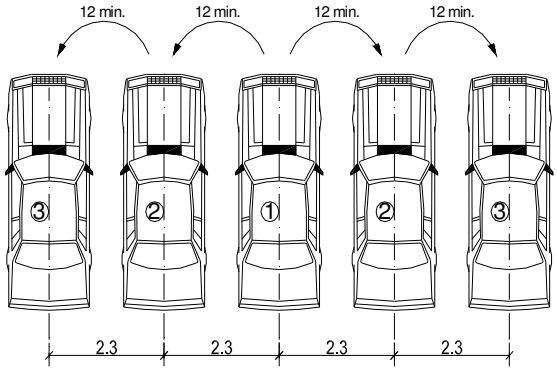


Fig. 4 Scenariul de incendiu considerat

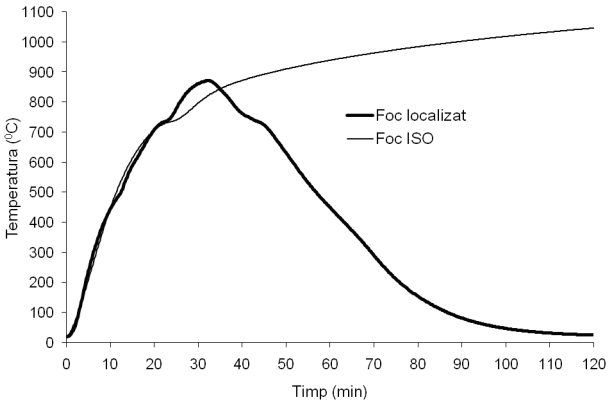


Fig. 5 Evoluţia temperaturii in grinda transversala – Foc localizat si foc standard

4. Concluzii

Studiul a arătat ca durata incendiului, care depinde de numărul maşinilor implicate, nu influenteaza temperaturile maxime care pot sa apară in grinzile Pasajului. Chiar in cazul unui număr mare de maşini implicate in incendiu, practic, numărul maxim de maşini care pot influenta in mod semnificativ temperaturile in grinzi este de cinci, ceea ce corespunde in mod acoperitor si statisticilor privind numărul de maşini implicate in incendii in cazul parcajelor deschise.

Chiar daca, funcţie de înăltimea tavanului fata de cota etajului I al parcajului, flăcările produse de un incendiu de maşini nu ating in toate situaţiile tavanul, acestea cuprind grinzile metalice ale Pasajului Basarab, oricare ar fi poziţia maşinilor in parcaj. In aceste condiţii, in mod conservativ, timpul de rezistenta la foc standard R60 impus tuturor grinzilor Pasajului (situate deasupra parcării), prin mijloace de protecţie adecvate, s-a determinat pentru grinzile situate la nivelul cel mai de jos fata de etajul parcării, pe baza echivalării temperaturilor maxime posibile obţinute prin scenariile de incendiere a maşinilor, cu temperaturile obţinute pentru aceleaşi grinzi sub acţiunea focului standard.

Bibliografie

[1] SR EN 1991-1-2:2004 (2004) Eurocod 1: Actiuni asupra structurilor, Partea 1-2: Actiuni generale – Actiuni asupra structurilor expuse la foc, ASRO, Romania
[2] SR EN 1993-1-2:2006 (2006) Eurocod 3: Proiectarea structurilor de otel, Partea 1-2: Reguli generale – Calculul structurilor la foc, ASRO, Romania
[4] Franssen, J. M., Kodur, V., Zaharia, R. – Designing steel structures for fire safety, CRC Press Taylor & Francis Group, A Balkema Book, London, UK, 2009
[4] Joyeux D., Kruppa J, Zhao, B. – Application de l'ingenierie de la securite incendie a un parc a voitures en superstructure, Construction Metallique, No. 1, 2001
[5] Joyeux D., Kruppa J, Cajot L-G, Schleich J-B, Van de Leur P, Twilt L (2002) „Demonstration of real fire tests in car parks and high buildings", Final Report, Contract ECSC 7215 PP025, CTICM, Metz, France
[6] ECSC - Development of design rules for steel structures subjected to natural fire in closed car parks, ECSC Agreement No. 7210SA/211/318/518/620/933, Final Report, European Commission, Belgium, 1997

SOLUŢII DE ÎMBUNĂTĂŢIRE A SIGURANŢEI ÎN EXPLOATARE A STAVILELOR SEGMENT ALE UNUI BARAJ DE PRIZĂ

SOLUTIONS TO IMPROVE THE SAFETY OF THE HYDRAULIC GATES (TAINTER GATES) USED IN DAM OUTLET

ADRIAN PRODESCU[1], DANIEL BÎTCĂ[2]

Rezumat: *Siguranţa în exploatare a stavilelor ce echipează un baraj este foarte importantă în siguranţa barajului. Scoaterea din funcţiune a uneia sau mai multor stavile echivalează de cele mai multe ori cu incapacitatea barajului de a-şi mai îndeplini rolul sau chiar cu cedarea întregului baraj. Stavilele segment sunt frecvent folosite în cadrul barajelor de priză iar griparea articulaţiilor acestor stavile afectează grav siguranţa manevrării stavilelor segment.*
Articolul analizează stavilele segment ale barajului de priză Rovinari. Articulaţiile stavilelor sunt parţial gripate; articolul trece în revistă cauzele acestui fenomen şi propune un set de soluţii de remediere. Articolul cuprinde şi rezultatele măsurătorilor de vibraţii efectuate in timpul unei manevre de probă a stavilei.

Cuvinte cheie: stavilă segment, griparea articulaţiei, vibratii, curgerea apei

Abstract: *The safety of the operation of the gates is very important within the safety of a dam. The collapse of one or more gates is often similar to the malfunction or even to the collapse of the whole dam. Tainter gates are often used for the intake dams and the sticking of the pivot severely affects the safety of the manoeuvring of these gates.*
The paper presents the analysis of the Rovinari intake dam. The joints of the gates are partly stuck; the paper reviews the causes of these phenomena and frames a set of retrieval solutions. The paper also presents the results of the vibration tests made during a test manoeuvre of a gate.

Keywords: Tainter gate, pivot sticking, vibrations, water flow.

1. Introducere

Date generale privind barajul şi stavilele

Barajul Rovinari este amplasat pe râul Jiu, în apropierea localităţii Rovinari, în judeţul Gorj. Principalul rol al barajului este acela de a furniza apa de răcire necesară termocentralei din imediata vecinătate.
Barajul, de tip stăvilar, are cinci deschideri de 16,00 m şi una de 6,00 m, separate între ele prin pile şi culei (două drepte şi una curbă). Deschiderile barajului sunt numerotate de la 1 la 5, începând de la pila curbă (mal drept), la care se adaugă deschiderea 6, cu rol de spălare.
Fiecare deschidere a barajului este echipată cu stavile, şi anume :
- deschiderile 1, 3 şi 5 cu stavile segment cu clapetă de 16 x 4 m^2;
- deschiderile 2 şi 4 cu stavile segment simple de 16 x 4 m^2;
- deschiderea 6 cu stavilă plană cu clapetă.

[1] Conf.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Asociate Professor, PhD. Eng., Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Hidrotehnica (Faculty of Hydrotechnics) e-mail: adrianprodescu@gmail.com

[2] Şef lucări.dr.ing. Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Lecturer, PhD. Eng., Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Constructii Civile, Industriale si Agricole (Faculty of Civil Engineering), e-mail: bitca@utcb.ro

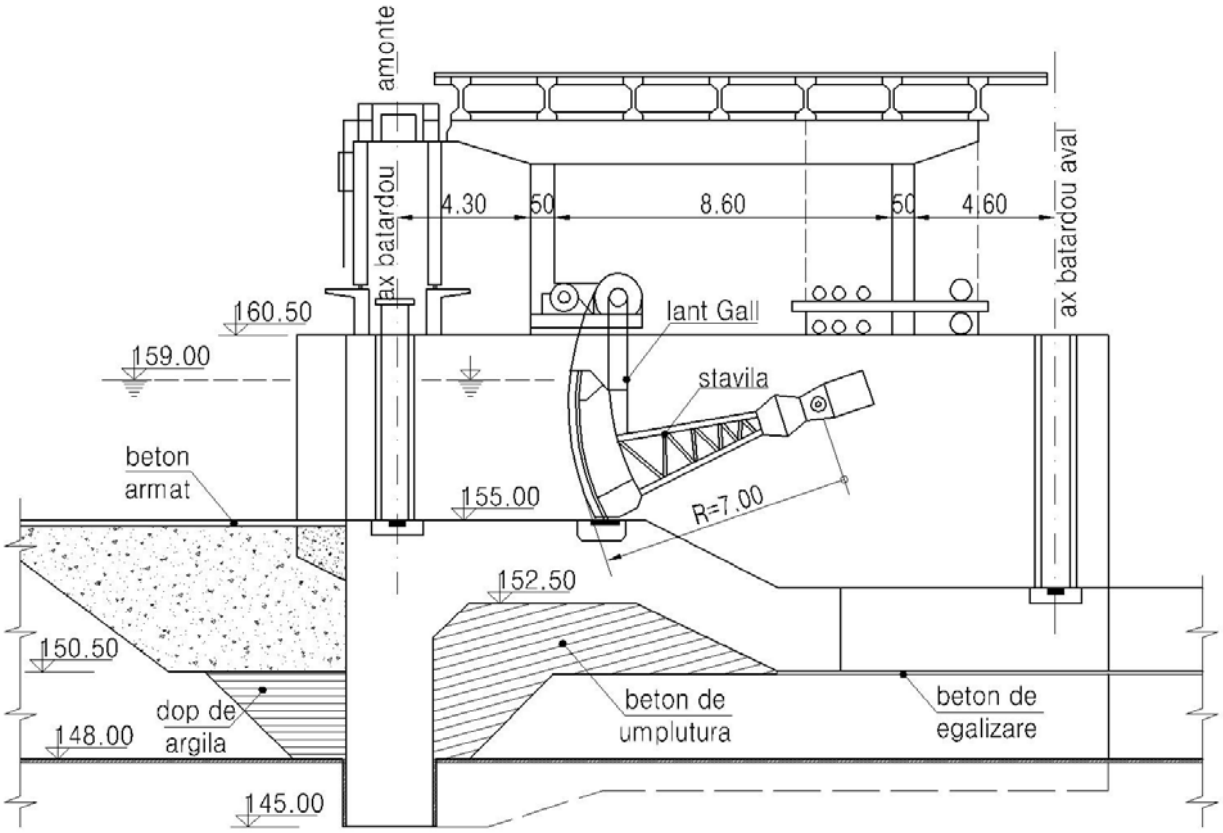


Figura 1. Barajul Rovinari – secțiune transversală prin barajul deversor



Figura 2. Barajul Rovinari - vedere din aval a câmpurilor deversante; numerotare.

Obiectul prezentului articol îl constituie studiul comportării stavilelor segment ale barajului. Principalele elemente ale structurii de rezistenţă ale stavilelor segment sunt:

- Tabla de retenţie (tăblia) stavilei segment, care are o rază de curbură de R=7000 mm.
- Lonjeronii (nervurile orizontale) sunt alcătuiţi din profile laminate sudate pe faţa aval a tablei de retenţie.
- Antretoazele sunt realizate din profile *dublu T (cu inimă plină)*, dispuse vertical. Acestea au goluri în inimile profilelor, pentru reducerea greutăţii structurii. Talpa aval a antretoazelor este racordată la talpa aval a grinzilor principale.

- Cele două grinzi principale au în alcătuire profile cu inimă plină (dispuse fiecare în dreptul ramurilor superioare, respectiv inferioare ale braţelor de sprijin) şi câte o talpă aval. Inimile grinzilor au goluri pentru evitarea stagnării apei.
- Cele două braţe de sprijin ale stavilei sunt dispuse oblic şi au fiecare câte două ramuri (superioară şi inferioară) care converg spre articulaţie; ramurile superioară şi inferioară ale braţelor au fiecare secţiune *dublu T*. În plan vertical, cele două ramuri ale unui braţ sunt solidarizate cu zăbrele.
- Articulaţiile cilindrice ale stavilelor segment. Aceste articulaţii sunt alcătuite din piesa de reazem, suport, inel, bucşă, bolţ, plăci de siguranţă şi dispozitiv de ungere.



Figura 3 – Stavilă segment: alcătuire generală

2. Probleme apărute în exploatare; cauze

O problemă frecvent întâlnită pe parcursul exploatării este desprinderea plăcilor metalice ale articulaţiilor de butonii de beton armat pe care reazemă. Această desprindere apare în timpul manevrelor, la aproape toate stavilele segment care echipează barajul din cauza gripării articulaţiilor şi are drept cauză griparea parţială a articulaţiilor stavilelor. Soluţia aplicată pentru remedierea rapidă a desprinderilor plăcilor a fost înjugarea plăcii de rezemare de butonul de beton armat (figura 4).



Figura 4 – Remedierea desprinderii plăcii prin înjugarea acesteia de *butonul de rezemare* din beton armat

Această soluţie de remediere rapidă a rezolvat parţial problema desprinderii plăcilor, dar nu a eliminat eforturile suplimentare ce apar în zonele adiacente articulaţiilor ca urmare a gripării acestora. Braţele sde sprijin, solicitate în mod normal la compresiune centrică, au fost solicitate suplimentar cu un moment încovoietor provenit din griparea articulaţiei[*]. Astfel au apărut fisuri în partea aval a braţelor de sprijin, zonele cu fisuri fiind consolidate prin sudarea pe secţiunea iniţială a unor platbande şi rigidizări.

Factorii favorizanţi ai apariţiei gripării articulaţiilor sunt:
- lipsa dispozitivelor de gresare;
- prezenţa pasarelei cu bandă transportoare de cărbune deasupra barajului care favorizează existenţa materialului granular (praf, nisip, pietriş) în zona articulaţiilor;
- conformarea articulaţiilor cu un luft foarte mic între bucşa solidară cu braţul şi rigidizarea fixă; lufturile reţin particule de pietriş care, în timpul manevrei de ridicare, se pot împăna între bucşă şi rigidizare îngreunând manevra;
- conformarea structurii stavilei cu o înclinare pronunţată a braţelor de sprijin. Unghiul mare al înclinării conduce la o componentă relativ mare a reacţiunii în lungul bolţului articulaţiei. Astfel există posibilitatea apariţiei unor forţe de frecare semnificative nu numai pe suprafaţa bucşei, ci şi pe suprafaţa şaibei care mărgineşte bucşa înspre exterior (spre pilă).

3. Măsurători

Suplimentar studiilor şi măsurătorilor efectuate până în prezent, autorii au efectuat măsurători de vibraţii ale structurii stavilei. Vibraţiile au fost înregistrate pe trei direcţii, în timpul unei manevre de probă.

Măsurarea vibraţiilor stavilelor în situ (figura 5) pe stavile în exploatare în timpul efectuării manevrelor (ridicare a stavilelor segment de pe prag) este dificilă, în primul rând din cauza accesului limitat la acestea, mai ales în timpul manevrelor. Elementele de conectare a senzorilor (accelerometrelor) de placa de achiziţie şi de unitatea de stocare a datelor pot fi antrenate de curgerea apei, fapt care pune în pericol calitatea înregistrărilor (pot induce vibraţii false la nivelul senzorilor) sau chiar pot distruge senzorii.

Pentru măsurarea vibraţiilor a fost utilizat un dispozitiv produs de compania *O-Navi* [8] pentru centrul de înregistrare şi prelucrare a informaţiilor despre cutremure, din *Stanford University - California (Quake-Catcher Network)* care utilizează un accelerometru analogic, cu scala de ±2g şi rezoluţia de 60μg. (figura 5). Acesta este un montaj compact, proiectat în scopul măsurării şi înregistrării acceleraţiilor terenului şi a construcţiilor, pe 3 directii ortogonale, în timpul mişcărilor seismice.

Software-ul utilizat la citirea şi înregistrarea datelor este *QCN Live*, produs de catre Stanford University California– USA [9].

Scopul măsuratorilor nu a fost acela de a se determina caracteristicile dinamice proprii ale stavilei, ci de a se verifica dacă şi când apar şocuri la manevrarea stavilei.
Înaintea realizării măsurătorilor de vibraţii în corpul stavilei, s-au masurat eventualele vibraţii ale dispozitivelor de manevrare a stavilei. Aceste măsuratori nu au pus în evidenţă vibraţii exagerate, nesincronităti sau apariţia şocurilor în timpul manevrelor de ridicare – coborâre a stavilei.

[*] La nivel mondial se semnalează cedarea unei stavile segment prin suprasolicitarea braţului de sprijin ca urmare a gripării articulaţiei; cedarea s-a produs prin flambajul braţului.

Accesul dificil la corpul stavilei a condus la fixarea accelerometrului pe acesta cu ajutorul unor dispozitive magnetice. Senzorul de acceleraţii a fost fixat în imediata apropiere a articulaţiilor braţelor de sprijin, pe partea laterală a acestora, dupa cum se poate observa în figura 5. Poziția senzorului a fost una oarecare, direcția 2 de masurare fiind orientată pe direcție gravitațională.
Masurătorile de vibrație a corpului stavilei au fost realizate pe o perioadă de aproximativ 2 minute. Rezultatele măsuratorilor sunt aratate în figura 6.



Figura 5 – Măsurători în timpul manevrei stavilei, pentru determinarea vibrațiilor în corpul stavilei

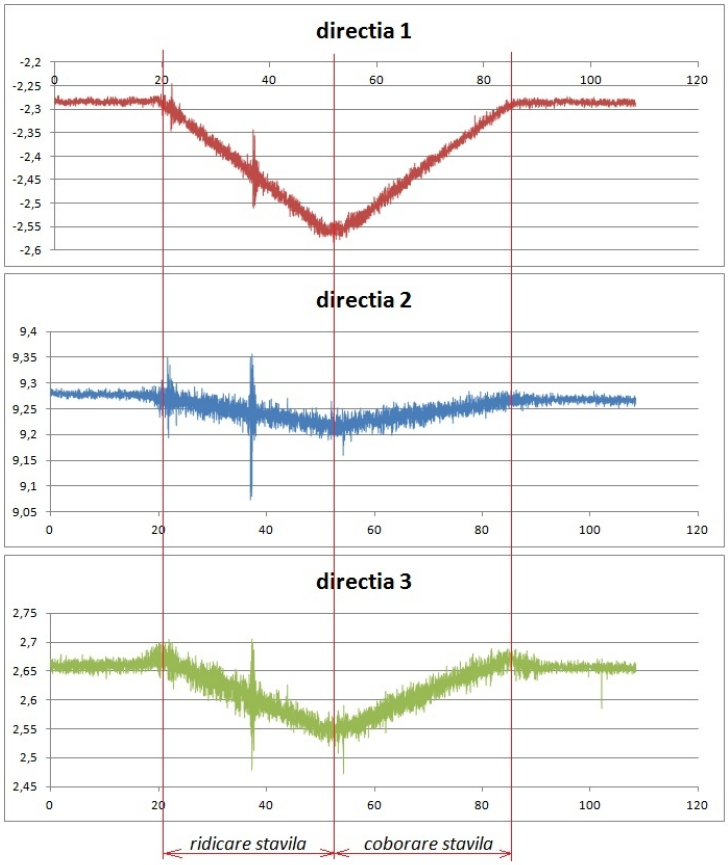


Figura 6 –Vibrații măsurate în corpul stavilei la ridicarea și coborârea stavilei de pe / pe prag

În figura de mai sus se pot observa vibrațiile stavilei la ridicarea de pe prag (în secunda 21), la așezarea pe prag (secunda ~85) dar și un șoc aparut în corpul stavilei pe parcursul manevrei de ridicare a acesteia (în secunda 38).

4. Concluzii; Soluţii de remediere.

Pe baza analizării problemelor semnalate, a cauzelor acestora şi a rezultatelor măsurătorilor efectuate, autorii lucrării propun o soluţie de remediere care constă în aplicarea unui set de măsuri. Plin aplicarea acestor măsuri se doreşte eliminarea cauzelor care generează problemele actuale din exploatare.

- Refacerea prinderii articulaţiilor de butonul de beton armat pe care reazemă, la toate articulaţiile la care se constată desprinderi ale plăcii metalice de acesta. Se menţionează că această măsură rezolvă problema locală a desprinderii articulaţiei, dar nu rezolvă problema eforturilor suplimentare care apar în zona articulaţiilor şi braţelor ca urmare a gripării articulaţiilor. Se impune deci ca în paralel să fie aplicată şi următoarea măsură:
- Degriparea articulaţiilor care sunt gripate la ora actuală şi montarea buşoanelor de ungere la toate articulaţiile stavilelor segment. Cu această ocazie trebuie verificată starea suprafeţelor interioare ale bucşelor şi a şaibelor care flanchează pe lateral bucşele articulaţiilor. Sistemul de ungere trebuie să asigure şi gresarea şaibei dinspre pilă (pe suprafaţa căreia pot apare frecări din cauza înclinării pronunţate a braţelor de sprijin).
- Construirea unor apărători metalice deasupra articulaţiilor, care să limiteze acumularea în zona articulaţiilor a materialului căzut de pe banda rulantă de deasupra barajului.
- Construirea unor căi de acces spre zona articulaţiilor, pentru facilitarea unei întreţineri periodice adecvate (curăţare, gresare, inspectare) a acestor elemente.

În concluzie, problema asigurării unei funcţionări în siguranţă a stavilelor analizate este foarte importantă, având în vedere în special faptul că cedarea unei stavile poate duce la imposibilitatea alimentării Centralei Electrice Rovinari cu apă de răcire.

Măsurile propuse de autori completează măsurile de remediere rapidă aplicate până în prezent şi rezolvă problemele atât din perspectivă imediată, dar şi din punctul de vedere al unei exploatări sigure de perspectivă îndelungată în viitor.

Bibliografie

[1] Isar, D. - *Consideraţii asupra siguranţei în exploatare a stavilelor - studiu de caz la barajul de priza Rovinari* - Buletinul Stiinţific UTCB nr. 4/2010,

[2] Beleş, I.; Răduică, N. - .*Construcţii metalice - stavile metalice*

[3] Levin, J. - *Hydraulic Gates and Valves* (2001)

[4] Bitca, D. - *Contribuţii la cuantificarea stării de tensiuni şi a siguranţei construcţiilor metalice hidrotehnice de tip stavilă* - teza de doctorat (2012)

[5] Bitca, D. - *Determinarea experimentală şi analitică a caracteristicilor dinamice proprii ale unei stavile segment* – Buletinul Stiintific UTCB nr. 4/2012

[6] Diaconescu, D. - *Consideraţii asupra siguranţei în exploatare a stăvilarelor. Studiu de caz la barajul de priză Rovinari*. Bucureşti : s.n., 2008.

[7] Popovici, A., Isar, D., Păunescu, C., Ilinca, C. - *Consideraţii asupra incidentelor apărute în exploatarea stăvilarelor segment de la barajul de priză Rovinari*. Hidroelectrica. 2008, Vol. vol. 53, nr. 1-2.

[8] www.o-navi.com

[9] www.qcn.stanford.edu

[10] www.seismosoft.com

[11] www.simscience.org

SOLUŢII STRUCTURALE METALICE PENTRU REABILITAREA FUNCŢIONALĂ A CLĂDIRILOR DE LOCUIT DIN PANOURI MARI PREFABRICATE DIN BETON ARMAT

STEEL STRUCTURAL SOLUTIONS FOR FUNCTIONAL RETROFITTTING OF RESIDENTIAL BUILDINGS MADE ON LARGE PRECAST CONCRETE PANELS

ALEXANDRU A. BOTICI[1], ADRIAN CIUTINA[2], VIOREL UNGUREANU[3], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: În contextul actual, populaţia din România, la fel ca şi cea din Estul Europei, locuieşte într-un procent de 25% până la 45% în clădiri de locuinţe colective, cu structura realizată din panouri mari prefabricate din beton armat, construite între anii 1960-1989. Majoritatea acestor clădiri ridică probleme de conformare la cerinţele de calitate, izolaţie termică, hidrofugă şi economie de energie, protecţie împotriva zgomotului şi unele, cu precădere cele dinainte de ani '70, la rezistenţă, respectiv siguranţă în exploatare. De asemenea, există probleme majore cum sunt cele ce ţin de partiţionarea spaţiului interior şi de estetică. Pornind de la tipologiile reprezentative ale clădirilor executate şi contextul în care acestea au apărut, lucrarea prezintă metode de intervenţie pentru reabilitarea funcţională. Intervenţiile structurale vizează reconfigurarea şi recompartimentarea spaţiului interior fiind realizate prin utilizarea soluţiilor metalice de reabilitare.*

Cuvinte cheie: reabilitare funcţională, panouri mari din beton armat, consolidare, repartiţionare

***Abstract:** In actual context, the Romanian, as well as the Easter European population lives in a high percent of 25 to 45 % in collective apartment buildings with the structural system made on large prefabricated concrete panel built in the 1960-1989 period. The majority of these buildings rise conformity problems with regard to quality, thermal and water insulation, energetic efficiency, sound proofing and in some cases, predominantly for the buildings built before 70ies, problems related to resistance or exploitation safety. Also, there are major problems related to internal space partitioning and aesthetics. Starting from the representative typologies of erected buildings and the context in which they were built, the paper presents intervention methods for their functional refurbishing. The structural interventions consider the reconfiguration and repartitioning of internal spaces and are realised by using steel strengthening solutions.*

Keywords: functional retrofitting, large reinforced concrete panels, strengthening, repartitioning

1. Introducere

Pe lângă deficienţele exterioare spaţiului de locuit referitoare la amplasament, accesibilitate, circulaţie, dotări cu funcţiuni etc., principalele deficienţe întâlnite la blocurile de locuit cu panouri mari prefabricate sunt datorate spaţiului locuibil neadecvat, intervenţii post-construcţie neunitare asupra unităţilor de locuit, izolaţii termice şi hidro deficitare ceea ce conduce mai întotdeauna la inconfortul locatarilor.

[1] Drd.arh. Universitatea Politehnica Timişoara (Ph.D. Student, Politehnica University Timişoara), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: alex.botici@ct.upt.ro
[2] Conf.dr.ing. Universitatea Politehnica Timişoara (Associate Professor, Politehnica University Timişoara), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: adrian.ciutina@ct.upt.ro
[3] Prof.dr.ing. Universitatea Politehnica Timişoara/Academia Română (Professor, Politehnica University Timişoara / Romanian Academy), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: viorel.ungureanu@ct.upt.ro / dan.dubina@ct.upt.ro

Modalităţile principale de modernizare a spaţiilor de locuit pentru astfel de blocuri trebuie să includă o acţiune integrată de reabilitare structurală şi termică pentru a aduce aceste unităţi locative la nivele actuale de confort interior. Reconfigurarea spaţiilor locative, având scopul primordial de extindere se poate face prin:

- cuplarea apartamentelor pe orizontală;
- cuplarea apartamentelor pe verticală;
- mansardare.

Reconfigurarea spaţiilor interioare prin goluri în diafragmele structurale trebuie făcută de o asemenea manieră încât să nu fie afectată abilitatea structurii de a rezista încărcărilor orizontale şi verticale. Aceasta se face prin analize structurale detaliate, care să demonstreze faptul că structura modificată poate prelua încărcările calculate în conformitate cu normativele recente. Studiile de caz au fost realizate pe trei tipuri de blocuri din structură cu panouri mari prefabricate şi considerate tipice pentru perioadele în care acestea au fost construite:

- blocul IPCT T744R specific perioadei 1962 – 1975.
- blocul IPCT 770 specific perioadei 1975 – 1982.
- blocul IPCT 1340 specific perioadei 1982 – 1990.

În cadrul studiului preliminar de optimizare a spaţiului de locuit au fost considerate în total cinci modalităţi de intervenţie asupra structurilor de bloc, considerând ambele metode (cuplarea spaţiilor respectiv mansardare):

- Modalităţi de cuplare a spaţiilor:
  - Cuplarea apartamentelor pe orizontală. Structura analizată: bloc tip 744R;
  - Cuplarea apartamentelor pe verticală. Structura analizată: bloc tip 744R.
- Modalităţi de mansardare:
  - Soluţie de mansardare pentru blocul 744 R cu structură din elemente metalice profilate la cald (profile I şi H);
  - Soluţie de mansardare pentru blocul 770 cu structură din elemente metalice formate la rece;
  - Soluţie de mansardare pentru blocul 1340 cu structură din elemente metalice tip ţeavă.

Analizele structurale au fost realizate în mai multe etape, pentru urmărirea capacităţii portante structurale în diferite stadii:

- analize pe structurile originale: s-a urmărit comportarea structurii sub încărcările normativelor actuale. Verificările elementelor au fost efectuate cu ajutorul normativelor pentru beton sub încărcări gravitaţionale şi seismice;
- analize pe structurile modificate: în acest caz au fost considerate structurile cu goluri (pentru cazul cuplărilor de apartamente) sau structurile mansardate sub acţiunea încărcărilor gravitaţionale şi seismice. Analizele au relevat locurile în care structurile au nevoie de eventuale întăriri sau consolidări;
- analize pe structurile modificate şi consolidate: acestea au fost necesare pentru confirmarea soluţiilor de consolidare alese precum şi pentru asigurarea conlucrării elementelor de consolidare cu elementele structurale.

2. Analiza structurilor originale

În toate cele trei cazuri (blocurile IPCT tip 744R, 770 şi 1340), analizele structurale au demonstrat abilităţile structurilor de a prelua încărcări gravitaţionale şi seismice. Pentru verificări au fost folosite următoarele documente normative:

- CR 0-2005 "Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcţii" SR EN 1991-1;
- CR 2-1-1.1-2005 "Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat";
- CR 1-1-3-2005 "Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii zăpezii asupra construcţiilor";
- NP 082-04 "Cod de proiectare. Bazele proiectării şi acţiuni asupra construcţiilor;
- „Cod de proiectare seismică – Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri P100-1/2006.

Structurile au fost modelate folosind programul de calcul „ETABS" iar pentru modelare s-au utilizat elementele finite de tip placă. Grosimea diafragmelor modelate verticale şi orizontale a fost egală cu

grosimea din beton a stratului de rezistenţă. Încărcarea seismică a fost considerată prin spectrul de răspuns elastic caracteristic municipiului Timişoara, cu a_g=0,20g.

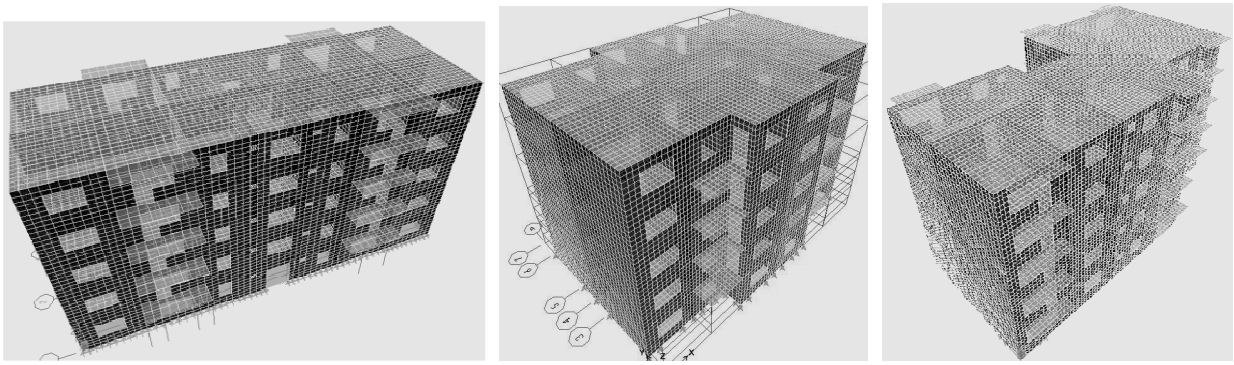
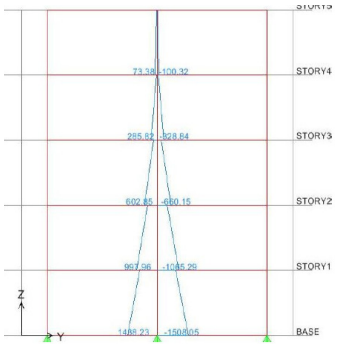


Fig. 1. Discretizarea în elemente de tip placă (ETABS) pentru blocul 744R, 770 respectiv 1340.

Verificările structurale au vizat primordial elementele de panou supuse la eforturi maxime de încovoiere şi efort axial (vezi exemplul din Fig. 2) precum şi acelea în care vor urma să fie efectuate goluri prin decupare. Calculul diafragmelor a fost completat de următoarele verificări:

- verificarea secţiunii inimii la compresiune;
- calculul la forţă tăietoare;
- calculul armăturii orizontale din îmbinări;
- verificarea coeficientului mecanic pentru armare.



Nr.etaj	N [kN]	M [kNm]
Etaj 4	-219.98	100.32
Etaj 3	-464.78	328.84
Etaj 2	-742.73	660.15
Etaj 1	-1048	1065.29
Base	-1393.6	1508.05

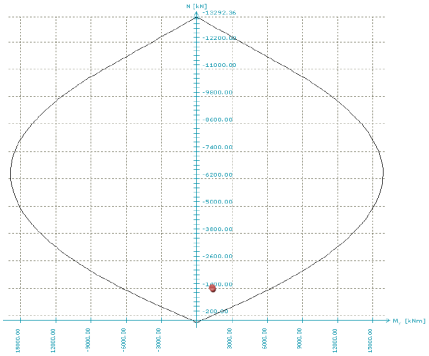
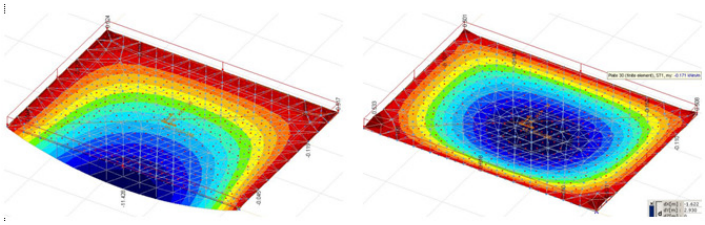


Fig. 2. Diagrama de momente încovoietoare, valorile maxime ale eforturilor şi verificarea pe curba de interacţiune M-N a panoului de diafragmă Ax A pentru blocul tip 744R (exemplu).

Diafragmele orizontale de planşeu au fost verificate la momente încovoietoare. Având în vedere faptul că una dintre soluţiile de cuplare a apartamentelor se bazează pe decuparea planşeului pentru poziţionarea unei scări interioare, s-a analizat cu predilecţie panoul respectiv (vezi Fig. 3). Rezultatele au confirmat în toate cele trei cazuri faptul că elementele structurale verifică cerinţele normative actuale, fără consolidări suplimentare. În plus, ele prezintă rezerve semnificative de rezistenţă.



Direcţie moment	Valoare moment [kNm]		Direcţie moment	Moment capabil [kNm]
M_x	11,428		$M_{cap,x}$	11,48
	-0,524	<		
M_y	3,90		$M_{cap,y}$	6,23
	-0,53			

Fig. 3. Diagrama de momente încovoietoare, valorile maxime ale eforturilor şi verificarea pe curba de interacţiune M-N a panoului de diafragmă Ax A pentru blocul tip 744R (exemplu).

3. Analiza structurilor modificate

3.1. Cuplarea apartamentelor pe orizontală

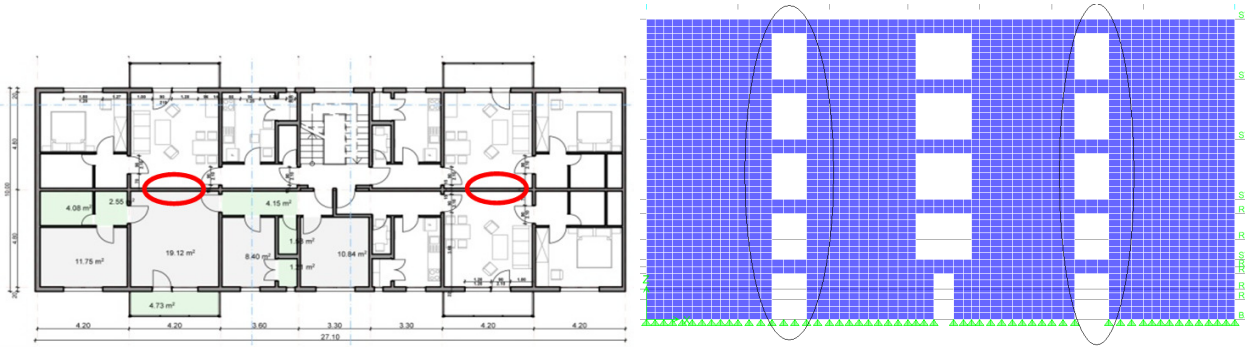


Fig. 4. Detaliul intervenţiei pentru golul orizontal (plan şi elevaţie) – intervenţie în zona indicată.

Soluţia de cuplare a apartamentelor pe orizontală implică realizarea unor goluri în diafragmele verticale, in dreptul camerelor de zi. P rin urmare rezultă în final două apartamente pe nivel, cu o arie utilă dublă faţă de apartamentele individuale. Golurile sunt realizate pe o deschidere de 1350mm în pereţii axului B (central). Soluţia aleasă spre analiză corespunde practicării golurilor la fiecare nivel, soluţie care este cea mai dezavantajoasă pentru diafragma centrală.

Analiza structurală efectuată pe structura modificată a demonstrat faptul că eforturile structurale din diafragmele pe care nu s-a intervenit sunt similare cu valorile înregistrate în cazul structurii iniţiale, însă rezultă diferenţe majore în ceea ce priveşte diafragma din axul 2 în care au fost practicate golurile de acces (din combinaţia seismică) – vezi Figura 5.

În acest caz, calculele pentru verificarea locală a secţiunii inimii panoului la compresiune, a armăturii transversale şi orizontale precum şi verificarea coeficientului mecanic pentru armare arată că nu mai sunt respectate condiţiile de verificare. Prin urmare au trebuit luate măsuri de consolidare locală a golurilor din diafragme.

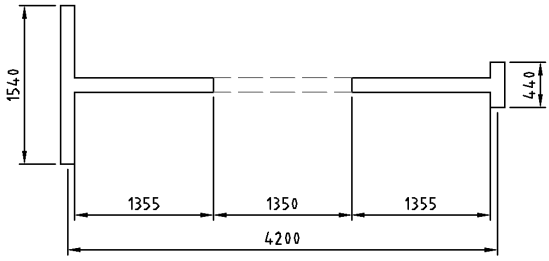


Fig. 5. Secţiunea panoului după intervenţie.

Soluţia aleasă pentru consolidare constă în aplicarea unor elemente metalice de bordare (vezi Fig. 6) care formează un cadru metalic, ambele realizate din 2 profile secţiune “U”, bordând astfel golul. Profilele se leagă de elementele din beton prin tije filetate care trec dintr-o parte în cealaltă a diafragmei. Stâlpii se consideră prinşi articulat în placa inferioară de planşeu.

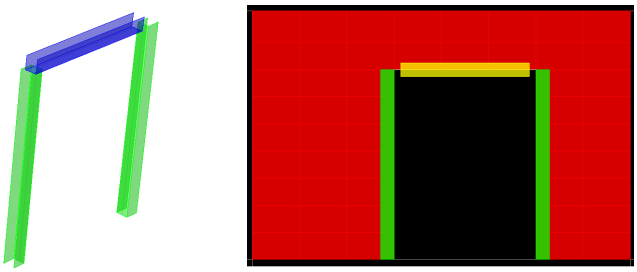


Fig. 6. Metoda de consolidare a golurilor din diafragmele verticale cu profile metalice.

3.2. Cuplarea apartamentelor pe verticală

Cuplarea apartamentelor pe verticală conduce la efectuarea unor goluri în planşee, care să permită accesul pe verticală prin scări interioare. Golurile sunt efectuate pe o deschidere de 1200x1200 mm iar dispoziţia acestora este gândită pentru camera de zi. Golurile sunt realizate la planşeul dintre etajul 1 şi parter, respectiv între etajul 2 şi etajul 3 şi sunt necesare pentru montarea scărilor interioare dintre cele două nivele ca în Fig. 7. În final vor rezulta module de 4 apartamente pe nivel – din două în două nivele, dar cu o arie utilă dublă faţă de apartamentele iniţiale.



Fig. 7. Detaliul intervenţiei unitare pentru golurile în planşee şi starea de eforturi în panoul de planşeu.

Analiza structurală efectuată pe structura modificată a demonstrat faptul că eforturile din diafragmele verticale diferă cu valori nesemnificative faţă de cazul structurii iniţiale, însă rezultă diferenţe majore în placa de planşeu decupată (Panoul de planşeu P42-21, vezi Fig. 7) care nu respectă condiţiile de rezistenţă şi săgeată.

Pentru consolidarea golului de planşeu este vizată creşterea procentului de armare: soluţia se realizează prin dispunerea pe ambele feţe ale plăcii a unor benzi din oţel (vezi Fig. 8). Pentru conexiunea cu placa din beton sunt dispuse şuruburi cu rol de conectori rezistenţi la forfecare. Pentru cazul plăcii de planşeu decupate sunt dispuse în fiecare direcţie a golului, de fiecare parte a acestuia câte două platbande 5×25mm extinse pe întreaga lungime a planşeului şi care ulterior sunt înglobate în straturile de pardosea.

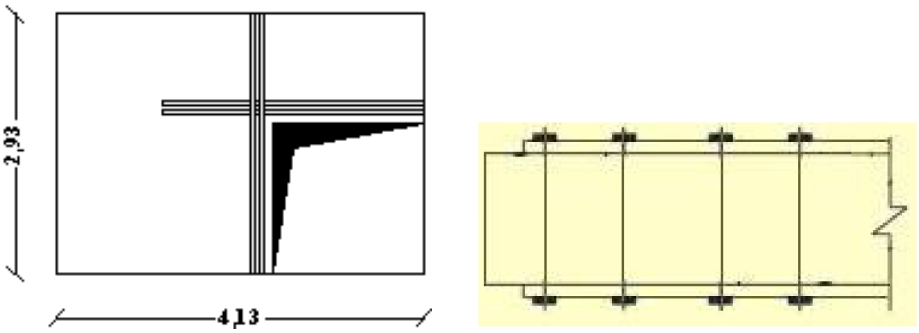


Fig. 8. Detaliul intervenţiei unitare pentru golurile în planşee şi starea de eforturi în panoul de planşeu.

3.3. Modalităţi de lărgire a spaţiului locuit prin supraetajare (mansardare)

3.3.1. Mansardarea cu structură metalică din elemente metalice laminate

Soluţia de mansardare cu profile metalice laminate a fost analizată ca supraetajare pentru blocul tip 744R şi consideră cadre transversale necontravântuite, respectiv contravântuite pe direcţie longitudinală (vezi Figura 9). Contravântuirile în V inversat permit păstrarea a 5 travei libere pentru instalarea golurilor de ferestre în camerele de zi respectiv dormitor, în timp ce pentru traveile contravântuite este permisă instalarea unor goluri mai mici de fereastra, conforme cu cele de la etajele inferioare.

Riglele de cadru sunt realizate cu vute şi sunt prinse încastrat pe stâlpi. Pe direcţia transversală stabilitatea şi rigiditatea structurii sunt asigurate de efectul de cadru. Cadrele de fronton nu sunt contravântuite. Pe direcţia longitudinală stabilitatea şi rigiditatea structurii sunt asigurate de contravâtuirile verticale din

planul pereţilor longitudinali. Conlucrarea spaţială a structurii se obţine cu ajutorul sistemului de contravântuiri orizontale şi a riglelor longitudinale din planul acoperişului. Analiza structurală a fost efectuată în două ipoteze distincte în care stâlpii sunt articulaţi respectiv încastraţi pe structura din beton.

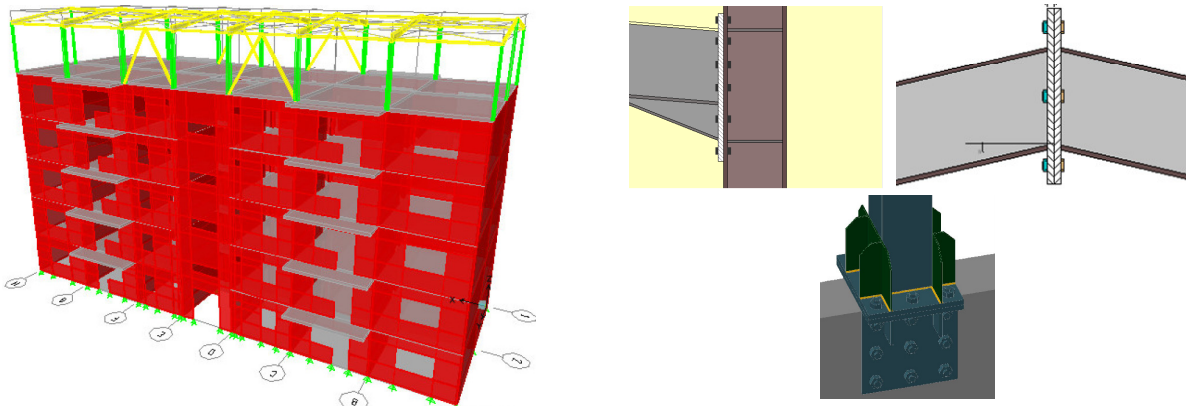


Fig. 9. Mansardarea blocului 744R (soluţie cu profile metalice): vedere de ansamblu şi îmbinări.

Analiza pentru structura metalică, efectuată pentru încărcările caracteristice municipiului Timişoara, a condus la următoarele secţiuni ale elementelor metalice (oţel structural S235): stâlpi HEB 180, grinzi IPE 220 (cu vută de 140mm la îmbinarea cu stâlpul), contravântuiri în V inversat profil ţeavă 80x80x4, stâlpi de fronton HEB 100 şi contravântuiri de acoperiş: oţel rotund ϕ26. Aceste dimensiuni se păstrează practic pentru ambele tipologii de prindere la bază: articulat / încastrat. Totuşi, o proiectare cu stâlpii articulaţi la bază conduce la flexibilizarea structurii (deplasări laterale mai mari, perioada de vibraţie dublă) şi la creşterea valorilor momentelor încovoietoare la îmbinarea grindă-stâlp cu 5% respectiv la îmbinarea de coamă cu 25%. Cu toate acestea, prinderea de la baza stâlpilor devine mai simplă, prin transmiterea simplă a eforturilor axiale şi de forfecare.

Analizele structurii din beton pentru fazele structurii iniţiale respectiv mansardate demonstrează faptul că pentru cazul structurii mansardate, valorile momentelor încovoietoare sunt mai mari faţă de cele înregistrate de structura simplă din beton. Totuşi, aceste valori sunt inferioare valorilor momentelor capabile pentru efortul axial corespunzător. Prin urmare se poate conclude faptul că structura din beton poate prelua încărcările rezultate din mansardare. Trebuie menţionat însă faptul că într-o primă fază a construcţiei structura este descărcată de straturile caracteristice ultimului nivel (hidroizolaţie, beton de panta, etc.) iar încărcările datorate structurii mansardate sunt de acelaşi ordin de mărime.

Pe de altă parte, analizele comparative paralele au demonstrat faptul că structura metalică nu este influenţată de modul de proiectare: la sol sau la ultimul nivel al structurii din beton. Acest lucru rezultă din valorile eforturilor din elementele structurale precum şi valoarea perioadei proprii de vibraţie care sunt aproape identice cu valorile înregistrate la proiectarea mansardei peste structura existentă.

3.3.2. Mansardarea cu structură metalică din profile metalice formate la rece

Avantajul principal al soluţiei de mansardare cu structura din profile metalice cu pereţi subţiri formate la rece este greutatea redusă, montajul şi transportul simplu al elementelor structurale. Studiul de caz a fost efectuat pe blocul tip 770.

În faza iniţială a fost verificată capacitatea structurii originale a blocului de a prelua încărcări determinate conform normativelor actuale. Rezultatele arată clar faptul că blocul posedă rezerve importante de rezistenţă, drept pentru care s-a analizat în faza următoare cu structura mansardată. Şi în acest caz, înainte de poziţionarea noii structuri s-a considerat faptul că au fost înlăturate straturile de hidroizolaţie şi ale betonului de pantă. Structura mansardei este formată din cadre rezistente la moment (necontravântuite) pe direcţie transversală, respectiv contravântuite pe direcţie longitudinală (vezi Fig. 10). Stâlpii mansardei sunt formaţi din două profile C (tip Lindab) dispuse spate în spate cu distanţă de 80 mm între ele şi vor fi poziţionaţi deasupra intersecţiilor pereţilor exteriori. Grinzile transversale sunt realizate tot din profile C dispuse spate în spate, iar cele longitudinale din profile C introduse unul într-altul. În plan longitudinal a fost adoptat sistemul de contravântuiri în X cu contravântuiri din oţel rotund. Întreaga structură va fi executată din oţel S350GD+Z.

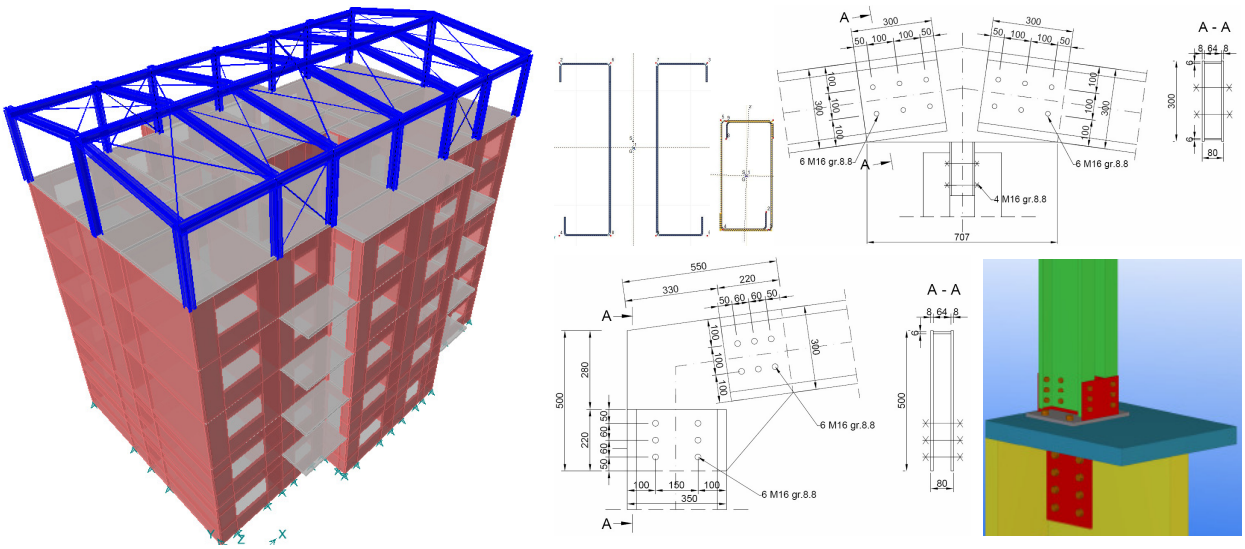


Fig. 10. Mansardarea blocului 770: vedere de ansamblu, secţiuni caracteristice şi îmbinări.

Analiza pentru structura metalică încastrată la bază, efectuată pentru încărcările caracteristice municipiului Timişoara, a condus la următoarele secţiuni ale elementelor (oţel S350GD+Z): stâlpi 2C350×3, grinzi 2C300×3, grinzi longitudinale 2C100×1, contravântuiri de acoperiş: oţel rotund ϕ16.

În cazul structurii metalice articulate la bază secţiunile elementelor structurale rămân nemodificate, acestea prezentând rezerve de rezistenţă pentru preluarea momentelor încovoietoare sporite la partea superioară a stâlpilor. Totuşi, perioadele de vibraţii sunt mai mari, până la valori de 0,565 sec. pentru primul mod de vibraţie, ceea ce conduce la o flexibilitate sporită în plan transversal. Cu toate acestea, valorile deplasărilor laterale sub acţiunea seismică rămân sub valorile acceptabile.

Din analizele comparative efectuate la nivelul structurii din beton rezultă faptul că efectul produs la baza structurii din beton de prinderea încastrată sau articulată a structurii metalice nu produce diferenţe semnificative între cele două cazuri. Singura problemă este prinderea locală a elementelor metalice de structura din beton, care poate fi simplificată în cazul prinderii articulate. De asemenea, pentru structura din beton armat, se poate remarca faptul că eforturile în elemente sunt mai reduse în varianta cu mansardă decât în cea fără, ceea ce conduce la concluzia că structura mansardei este mai uşoară decât şapa şi diversele straturi de izolaţie existente anterior pe terasa blocului.

Analizele efectuate pentru identificarea diferenţelor de calcul pentru structura dimensionată la sol sau pe structura din beton au condus la concluzia că diferenţele de eforturi înregistrate la nivelul elementelor sunt nesemnificative, ceea ce sugerează faptul că blocul de locuinţe din beton armat (structură rigidă), copiază în mare măsură mişcarea terenului. Prin urmare, o dimensionare la sol este identică cu dimensionarea structurii pe structura metalică.

3.3.3. Mansardarea cu structură metalică folosind stâlpi din profil tip ţeavă

Folosirea stâlpilor tip ţeavă pentru halele cu un singur nivel permit realizarea unor cadre necontravântuite pe ambele direcţii. Prin urmare toate traveile vor rămâne libere pentru poziţionarea golurilor de ferestre. Studiul de caz a considerat blocul tip 1340, cu o structură neregulată în plan. Structura metalică urmăreşte această dispoziţie şi în consecinţă rezultă o structură translatată din axul 5. Structura este alcătuită din şapte cadre transversale fără contravântuiri. Dintre aceste cadre trei au deschiderea de 10,20m, două de 10,80 şi două de 13,80m. Acoperişul este metalic, tip şarpantă, realizat în două ape din grinzi cu inima plină (profile tip IPE) a cărei pantă în ambele direcţii este de 15%.

Analiza iniţială de verificare a capacităţii portante a blocului sub încărcările actuale (specifice municipiului Timişoara) demonstrează că în faza iniţială blocul posedă rezerve importante de rezistenţă. Faza a doua a proiectării constă din dimensionarea structurii de rezistenţă a mansardei şi re-verificarea diafragmelor blocului din beton. Înainte de poziţionarea noii structuri s-a considerat faptul structura existentă a fost descărcată de straturile de hidroizolaţie şi ale betonului de pantă. Soluţia de mansardare a fost studiată în două ipoteze: încastrată respectiv articulată la prinderea pe blocul din beton.

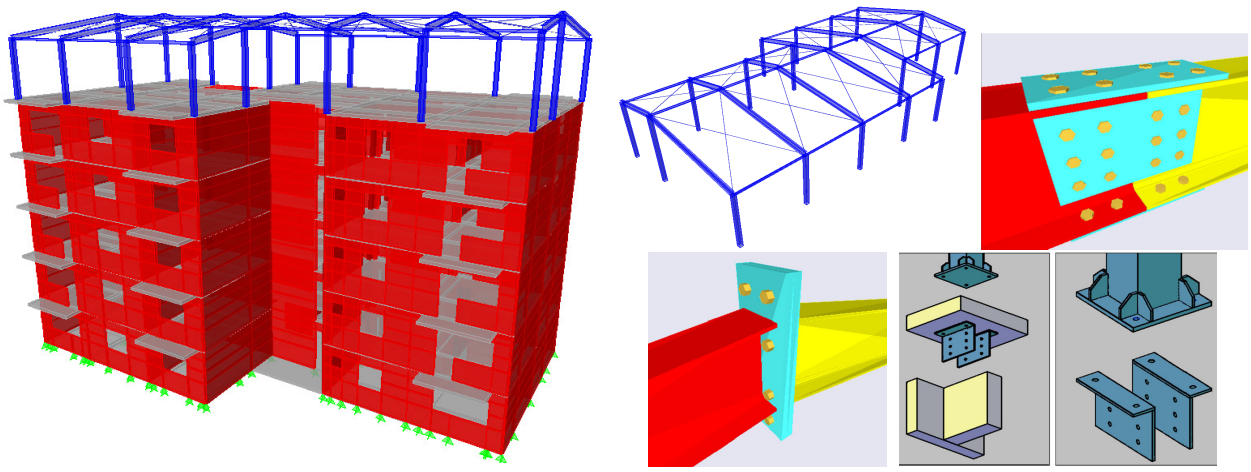


Fig. 11. Mansardarea blocului 1340 (soluţie cu stâlpi tip ţeavă): vedere de ansamblu şi îmbinări.

Dimensionarea elementelor de rezistenţă pentru cazul structurii prinse încastrat conduce la stâlpi cu secţiune tip ţeavă pătrată 200×200×8, grinzi transversale IPE 270 şi grinzi longitudinale HEB 100 (S235). Toate elementele sunt din oţel S235.

Similar cu cazurile precedente, şi pentru acest tip de mansardă rezultă secţiuni identice ai stâlpilor în cazul prinderii articulate sau încastrate a stâlpilor la bază. Totuşi, datorită momentelor încovoietoare sporite, secţiunea grinzii creşte de la IPE 270 la IPE 300 pentru cazul articulat. Singura diferenţă notabilă este la nivel de prindere a elementelor metalice de structura din beton, care poate fi simplificată pentru prinderea articulată. Datele analizelor efectuate pe structura din beton (structura originală, structura mansardată) atestă faptul că efectul global al mansardării conduce la o diminuare a eforturilor pe diafragme, în principal datorită îndepărtării straturilor de la ultimul nivel (şapa + izolaţii).

4. Verificarea soluţiilor de întărire a golurilor

Principalele probleme structurale din în cadrul studiului global preliminar au fost la nivelul cadrelor nou formate care bordează golurile de acces din diafragmele existente. Mai precis, au fost identificate două zone care prezintă interes pentru cercetări amănunţite (vezi Fig. 12 – a):

- zona grinzilor nou formate în diafragme cu secţiune compusă oţel-beton, deasupra golurilor de acces, care lucrează în noua configuraţie ca grinzi de cuplare, la forţe axiale şi de forfecare mari;
- îmbinările de la baza cadrelor metalice, care conlucrează cu pereţii exteriori.

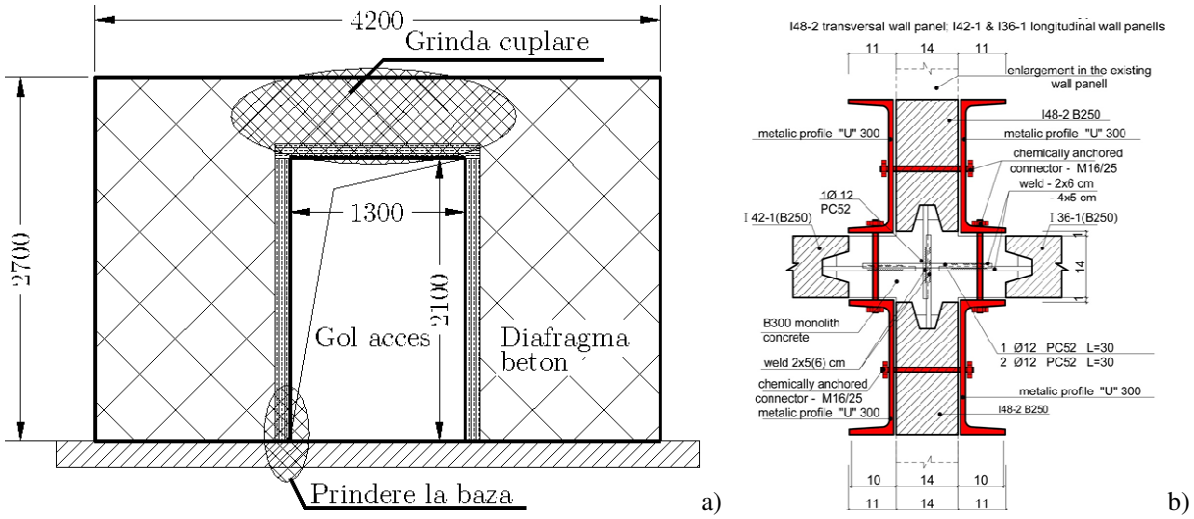


Fig. 12. Elementele cu eforturi sporite în diafragmele cu goluri noi – a); detaliu de întărire a golului prin elemente metalice de tip profil U – b).

În momentul de faţă cercetările pe cele două zone cu eforturi sporite sunt în desfăşurare în cadrul laboratorului CEMSIG al Universităţii Politehnica Timişoara. Într-o primă fază au fost efectuate teste experimentale pe specimene de îmbinare la baza stâlpului, realizate la scara 1:1. Tabelul 1 descrie cele patru specimene testate şi variaţiile parametrilor de îmbinare: secţiunea elementelor metalice şi modul de încărcare. Fig. 12 – b) prezintă exemplul de îmbinare al nodului cu profile metalice tip U. Prin conectarea acestor profile cu elementul din beton (prin şuruburi cu ancorare chimică) a fost creat un stâlp cu secţiune compusă. Prinderea la bază este cu placă metalică, prinsă de asemenea cu buloane ancorate în dala inferioară din beton. Aceste teste, mai degrabă cu caracter calitativ sunt menite să confirme fezabilitatea soluţiei tehnice, oferă totuşi şi unele informaţii cantitative.

Tabelul 1

Descrierea specimenelor testate experimental

Nume specimen	Tip de ranforsare metalică	Încărcare	Îmbinare
Nod 1	profil cornier/ 4 buc placă metalică de bază stâlp	Împins	şuruburi ancorate chimic
Nod 2	profil cornier/ 4 buc placă metalică de bază stâlp placa metalică perete + placă	Tras	platbandă metalică şi şuruburi cu prindere mecanică
Nod 3	profil U 300/2buc. placă metalică de bază stâlp	Tras	platbandă metalică şi şuruburi cu prindere mecanică
Nod 4	profil U 300/2 buc. placă metalică de bază stâlp placa metalică perete + placă	Împins	platbandă metalică şi şuruburi cu prindere mecanică

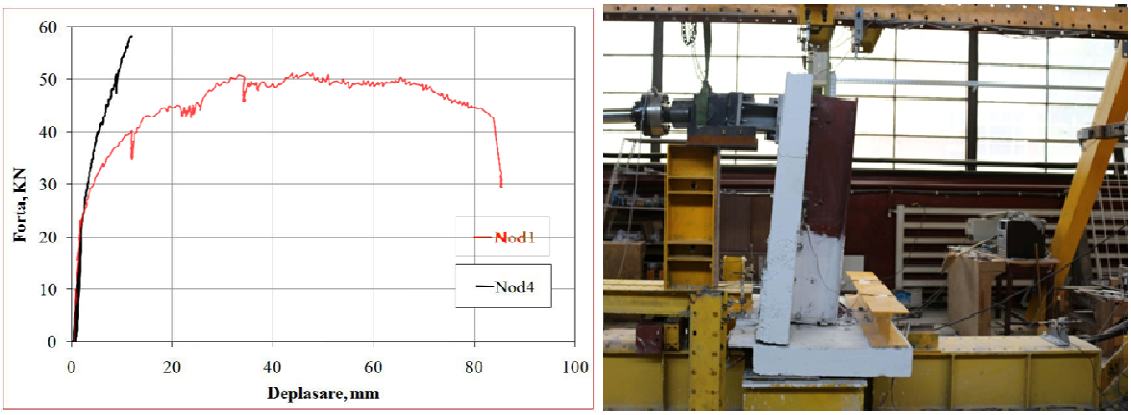


Fig. 13. Curba caracteristică forţă – deformaţie pentru nodurile 1 şi 4; modul de cedare.

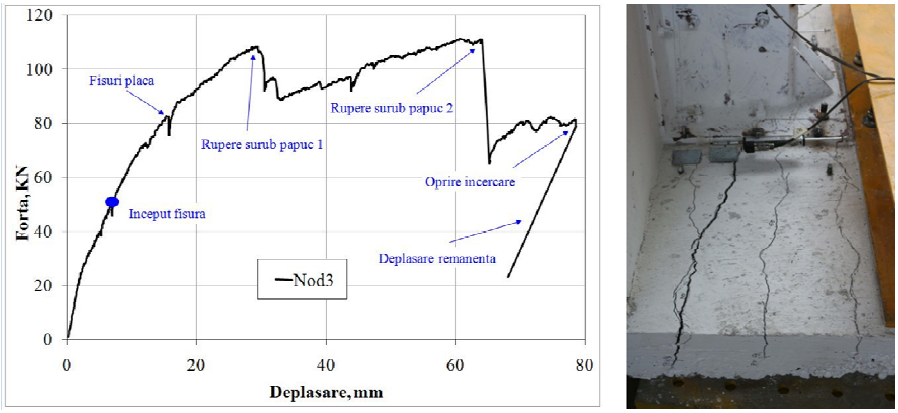


Fig. 14. Curba caracteristică forţă – deformaţie pentru nodul 3 şi modul de cedare.

Fig. 13 şi 14 prezintă rezultatele experimentale şi modurile de cedare sub forma curbelor caracteristice forţă – deplasare laterală. Interpretarea rezultatelor experimentale a condus la următoarele concluzii:

- capacitatea de deformare a nodurilor (60-80 mm) este mult superioară cerinţei de deformabilitate a blocului din beton sub acţiunea seismică la starea limită ultimă;
- prin integrarea elementelor metalice în structura iniţială din beton, ductilitatea îmbinărilor (până la 40 mrad) este considerabilă, ceea ce poate conduce la o redistribuţie a eforturilor în cazul unor mişcări seismice puternice;
- pentru prinderea la bază a elementelor metalice este recomandată prinderea plăcii de bază pe ambele feţe ale plăcii din beton prin tije bulonate prinse de ambele părţi ale dalei din beton;
- pentru o conlucrare bună a elementelor metalice cu cele din beton trebuie controlată tehnologia de ancorare a elementelor metalice în cele existente din beton;

5. Concluzii

Analizele structurale efectuate pe blocuri de locuinţe tip IPC 744R, 770 respectiv 1340 realizate din panouri mari prefabricate au condus la următoarele concluzii:

- toate tipologiile analizate posedă rezerve importante de rezistenţă, chiar în cazul încărcărilor sporite calculate conform normativelor moderne, inclusiv cele seismice;
- structurile permit reconfigurarea spaţiilor interioare prin cuplarea apartamentelor pe verticală sau orizontală, prin realizarea de goluri în diafragmele verticale respectiv orizontale, însă de o manieră controlată;
- în cazul cuplării apartamentelor pe orizontală sau verticală este nevoie de consolidarea golului de acces nou format. Studiile experimentale efectuate în cadrul laboratorului CEMSIG au demonstrat faptul că soluţiile metalice de consolidare ale golurilor răspund criteriilor de rezistenţă şi posedă ductilitate suficientă pentru acomodarea unor deformaţii laterale importante;
- mansardarea structurilor din beton este posibilă prin considerarea unor structuri metalice uşoare. În prealabil este necesară îndepărtarea straturilor de hidroizolaţie şi beton de pantă de la nivelul acoperişului iniţial;
- calculul structurii metalice de mansardare se poate face la sol sau pe structura din beton. Este recomandabil ca structura să se prindă articulat pe structura din beton, datorită detaliilor de prindere mai simple.

Testele experimentale reprezintă primul pas în validarea soluţiilor de reabilitare funcţională a blocurilor de locuit. Studiile se află în desfăşurare şi ele vor fi continuate prin:

- investigarea experimentală a grinzilor de cuplare nou formate deasupra golurilor de acces;
- analize structurale globale care să integreze comportamentul real al elementelor de cadru nou formate, inclusiv a îmbinărilor de la baza elementelor verticale (capacitate de rezistenţă şi rigiditate);
- analize structurale care să permită stabilirea restricţiilor pentru întreruperea continuităţii diafragmelor şi/sau planşeelor, în relaţie cu zonele seismice în care ar fi amplasate clădirile.

Bibliografie

[1] Botici A.A., Ungureanu V., Ciutina A., Botici A. & Dubina D., „'Sustainable retrofitting solutions for precast concrete residential buildings“, Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems – Strauss, Frangopol & Bergmeister (Eds), 2013, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62126-7

[2] BOTICI, A.A., UNGUREANU, V., CIUTINA, A., BOTICI, A., DUBINA, D. Architectural and structural retrofitting solutions for large precast concrete residential buildings. Proc. of iNDiS 2012 - Planning, Design, Construction and Renewal in the Civil Engineering. Novi Sad, Serbia, 28-30.11.2012, pp. 530-539.

[3] Eracobuilt Inspire – Integrated Strategies and Policy Instruments for Retrofitting : http://www.tepenergy.ethz.ch/index.php

[4] Botici A.A., Ungureanu V., Botici A., Dubina D.(2011): “Interventii structurale pentru reabilitarea functionala a blocurilor de locuinte din panouri mari prefabricate”. Revista AICPS Review 3/2011, pp. 53-67.

[5] P100-1 (2006). Cod de proiectare seismică P100: Partea I, P100-1/2006: Prevederi de proiectare pentru clădiri.

Cercetările prezentate mai sus au fost efectuate în cadrul proiectului ERA-NET ERACOBUILD Nr. 3-002/2011 „Strategii şi politici pentru reabilitarea termică a clădirilor în vederea reducerii consumului primar de energie şi reducerea emisiilor de gaze cu efect de seră – InSPIRe”.

REABILITAREA UNUI COS DE FUM CU INALTIMEA DE 125 METRII

REHABILITATION OF A 125 METERS TALL CHIMNEY

LIVIU MIHAI STEFANESCU WINTERLIK[1], SERBAN DIMA[2]

***Rezumat**: Este analizata solutia de reabilitare a unui cos de fum cu inaltimea de 125m si structura de rezistenta (trunchiul portant) din beton armat. Captuseala interioara deteriorata a fost inlocuita cu un tub metalic vertical rezemat lateral si gravitational indirect pe trunchiul portant. Sunt prezentate solutii constructive analizate si modalitati de transfer a incarcarilor intre elementele sistemului tub metalic-trunchi din beton armat. Sunt descrise posibilitatile de modelare, cu elemente finite, a interactiunii intre tubul metalic si structura de rezistenta din beton armat. Este propusa o abordare simplificata pentru calculul de ansamblu.*

Cuvinte cheie: reabilitare, cos de fum, beton, tub metalic

Abstract: *The rehabilitation solution for a 125 meters tall chimney with reinforced concrete structure is analysed. Internal deteriorated lining has been replaced with a vertical steel duct indirectly latteraly and vertically supported by the concrete structure. Analyzed technical solutions are shown as well as transfering options for loads between the system members - metal duct & reiforced concrete chimney. The finite elements modeling options for the interaction between the metal duct and the reiforced concrete structure interaction are described. A simplified approach is suggested for the overal design.*

Keywords: rehabilitation, chimney, concrete, steel duct

1. Introducere

Lucrarile de retehnologizare de la o rafinarie de produse petroliere din orasul Ploiesti au cuprins si reabilitarea unui cos de fum, proiectat in anul 1974 si executat in anul 1977, din incinta respectivei rafinarii.

Cosul de fum are inaltimea de 125m fiind alcatuit dintr-un trunchi portant exterior din beton armat cu forma tronconica, cu diametrul la baza de 11,30m si de 7,05m la partea superioara. In interiorul acestuia se afla tubul de evacuare a gazelor (rezultate prin arderea cocsului de rafinarie) realizat din zidarie antiacida avand forma cilindrica cu diametrul de 4,30m.

Tubul din zidarie reazema pe o structura de sustinere din beton armat, realizata sub forma de cadru etajat format din patru stalpi si grinzi de cadru inelare amplasate din 10 in 10 metri pe inaltime, aflata in interiorul trunchiului portant. Distantieri cu rolul de reazeme glisante pe verticala asigura transmiterea fortelor orizontale de la cadrul interior catre trunchiul portant.

Deteriorarile suferite pe parcursul exploatarii au impus, ca masura de reabilitare, consolidarea trunchiului exterior din beton armat, demolarea tubului de evacuare din zidarie si inlocuirea acestuia cu un tub de evacuare metalic cu diametrul exterior $D_{ext} = 3700mm$.

[1] Ing.,(Eng.), S.C. ALLIED ENGINEERS GRUP Bucuresti, e-mail: liviu.stefanescu@gmail.com
[2] Prof. Dr. Ing., **(**Eng.), Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti (Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Constructii Civile Industriale si Agricole

Scopul lucrarii este de a prezenta etapele de proiectare parcurse pentru asigurarea functionarii, in continuare, in conditii de siguranta a cosului de fum, prin inlocuirea tubului de fum din zidarie cu unul metalic.

In acest scop au fost realizate:

- calculul ansamblului tub metalic de evacuare gaze-trunchi portant din beton armat
- detalii constructive specifice pentru asigurarea transmiterii cat mai uniforme a fortelor intre componentele ce alcatuiesc cosul de fum

Analiza structurii a fost efectuata prin doua procedee, folosind:

- un calcul complex cu elemente finite al intregului ansamblu
- un calcul simplificat considerand tubul metalic de evacuare ca bara supusa la deplasari laterale impuse de catre trunchiul portant (exterior) din beton armat

Detaliile constructive specifice au fost gandite astfel incat sa asigure:

- transmiterea cat mai uniforma a greutatii tubului metalic la structura suport
- glisarea pe verticala dar si mentinerea permanenta in contact a tublui metalic cu reazemele laterale fixate de trunchiul portant din beton armat

Se mentioneaza ca structura initiala cu tub de fum din zidarie si trunchi portant din beton armat a fost analizata anterior in cadrul unei expertize tehnice[1] in care au fost furnizate valorile deplasarilor laterale corespunzatoare actiunii seismului, valori care trebuie respectate.

2. Evaluarea incarcarilor

Incarcarile al caror efect privind starea de eforturi si deformatii a cosului de fum a fost semnificativ corespund greutatii proprii si actiunii seismului.

Pentru tubul metalic de evacuare a gazelor, situat in interiorul trunchiului portant din beton armat, efectul respectivelor incarcari a fost considerat astfel:

- Greutatea proprie a tubului a fost evaluata considerand tabla cu grosime variabila pe verticala (6mm si 10mm) la care s-a adaugat sporul de grosime pentru coroziune si elementele de rigidizare a mantalei necesare mentinerii formei circulare a sectiunii.
- Efectul actiunii seismice pentru procedeul de calcul complex, cu elemente finite, a fost considerat prin metoda liniara de calcul cu spectre de raspuns (fig. 1 si tab. 2). Acest model a fost confirmat si prin masuratori efectuate in amplasament cu ocazia elaborarii expertizei tehnice.
- Efectul actiunii seismice pentru procedeul de calcul simplificat a fost introdus sub forma de deplasari impuse in plan orizontal, raportate la centrul geometric al fiecarui sectiuni, avand valorile indicate in expertiza tehnica a cosului de fum [1]. Valorile acestor deplasari sunt prezentate in figura 1 si in tablelul 1.

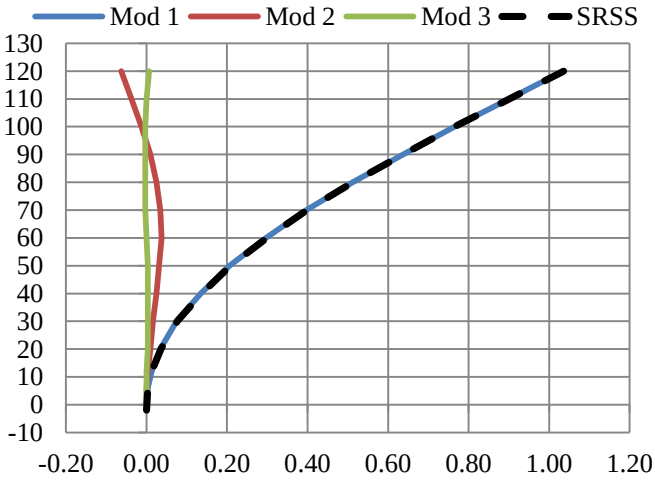


Fig. 1. Reprezentare grafica a deplasarilor pentru trei moduri de vibratie si in compunere modala (SRSS)

Tabelul 1

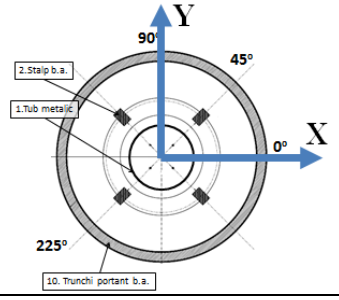
Deplasari de nivel [1]

Cota de nivel [m]	Deplasare [m]			
	Mod 1	Mod 2	Mod 3	SRSS
120	1.034	-0.063	0.006	1.036
110	0.900	-0.038	0.000	0.901
100	0.766	-0.013	-0.003	0.766
90	0.638	0.009	-0.003	0.638
80	0.513	0.025	-0.003	0.513
70	0.397	0.034	-0.003	0.398
60	0.297	0.038	0.000	0.299
50	0.206	0.031	0.003	0.209
40	0.134	0.025	0.003	0.137
30	0.075	0.016	0.003	0.077
20	0.034	0.009	0.003	0.036
12	0.013	0.003	0.000	0.013
6.1	0.003	0.000	0.000	0.003
-2	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabelul 2

Contributia maselor si moduri proprii spatiale de vibratie

Mod	Perioada [s]	Contributia maselor	
		X	Y
1	1.88	0.51	0.00
2	1.84	0.00	0.51
3	0.41	0.21	0.00
4	0.41	0.00	0.22
5	0.18	0.00	0.10
6	0.17	0.09	0.00



3. Descrierea modelului de calcul cu elemente finite

In aceasta etapa de calcul s-a considerat ansamblul format din trunchiul de beton armat, tubul metalic interior si elementele de legatura dintre acestea.

Modelul de calcul folosit la analiza raspunsului structurii de rezistenta sub actiunea incarcarilor a fost realizat cu elemente finite de tip bara si placa (beam-column, shell).

In figura 2 este prezentata modelarea cosului de fum (tub metal si trunchi portant din beton) in cazul analizei folosind calculul complex.

Pentru modelarea trunchiului portant si a tubului metalic s-a ales o discretizare cat mai uniforma cu suprafete dreptunghiulare avand laturile cat mai apropiate ca dimensiuni. In acelasi timp discretizarea a pastrat un raport rezonabil intre grosimea placilor si dimensiunile laturilor. Au fost folosite 9968 elemente de tip shell avand dimensiuni cuprinse intre 1.0x1.25x0.582m si 0.4x0.3x0.006m (latime, lungime, grosime).

Elementele de tip bara, 1304 in total, au fost folosite pentru modelarea grinzilor si stalpilor cadrului din beton armat precum si a elementelor de rezemare a tubului metalic.

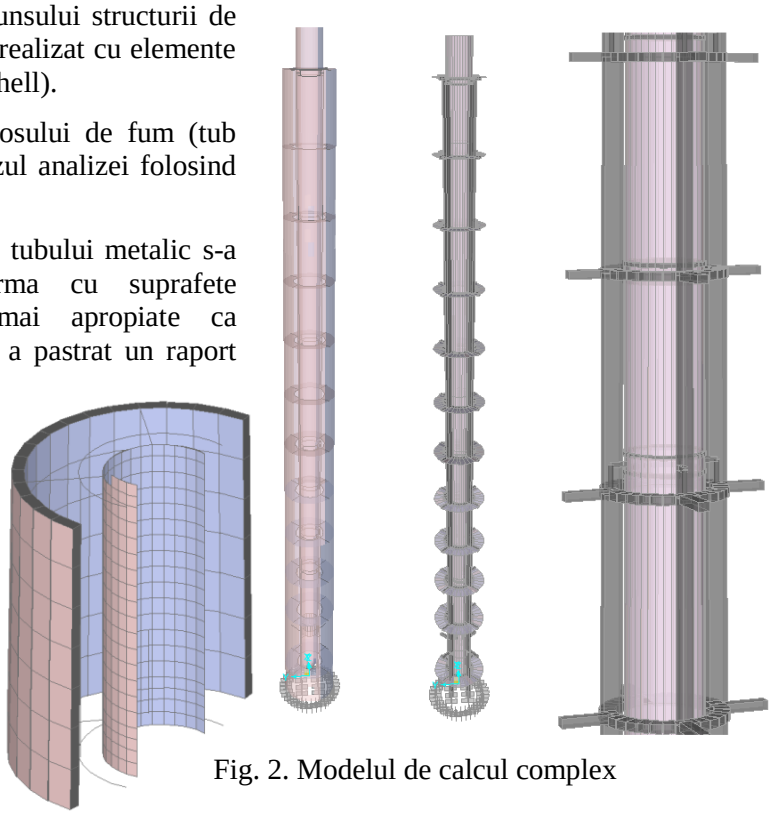


Fig. 2. Modelul de calcul complex

4. Rezultatele analizei cu elemente finite

Rezultatele analizei statice au cuprins si diagrame de tensiuni de membrana, in lungul tubului metalic.

Distributia si valorile tensiunilor normale „σ” in lungul tubului metalic, pentru directia seismului aratata in figura 3, sunt prezentate in figura 4. In figura 5 este evidentiata zona cu valori semnificative ale acestor tensiuni.

Constructia are un raspuns dinamic specific barei cu masa distribuita uniform pe lungime. Trunchiul portant din beton armat are cea mai mare contributie la masa si rigiditatea ansamblului, cadrul portant si tubul metalic neinfluentand semnificativ raspunsul in cazul particular analizat.

Peretele trunchiului portant are goluri de vizitare si tehnologice cu dimensiuni semnificative. Aceste preturbari in rigiditate au fost incluse in calcul prin modelare.

Transferul deplasarilor trunchiului portant la tubul metalic are loc in zone punctuale, in dreptul celor patru stalpi din beton armat.

Pentru a identifica scenariul de proiectare cel mai defavorabil pentru tubul metalic in grupari de calcul ce cuprind actiunea seismica, aceasta actiune a fost considerata dupa directii si sensuri orientate la pas de 22.5°.

In figura 3 sunt indicate axele principale si directia de actiune pentru care tensiunile inregistrate in tubul metalic au valori maxime (directe defavorabila la 225°).

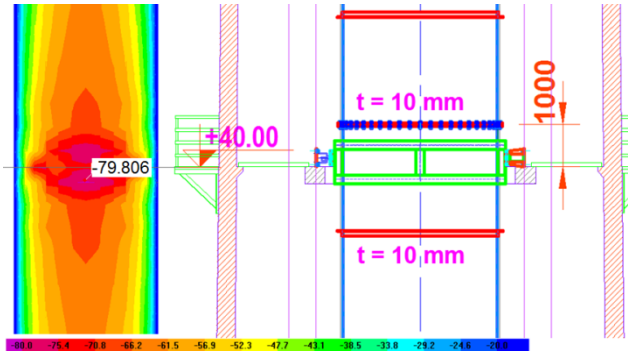


Fig. 5. Detaliu cu evidentierea valorii maxime a tensiunilor „σ” [N/mm^2].

In figura 4 sunt indicate rezultatele obtinute pentru actiunea seismului pe directia si sensul in ipoteza cea mai defavorabila, corespunzatoare unghiului de 225°, elevatiile sunt orientate de la exteriorul tubului metalic spre centrul acestuia. Se observa distributia si variatia tensiunilor de compresiune si de intindere.

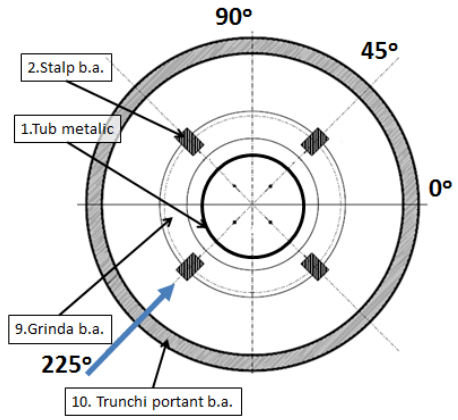


Fig. 3. Directie seism

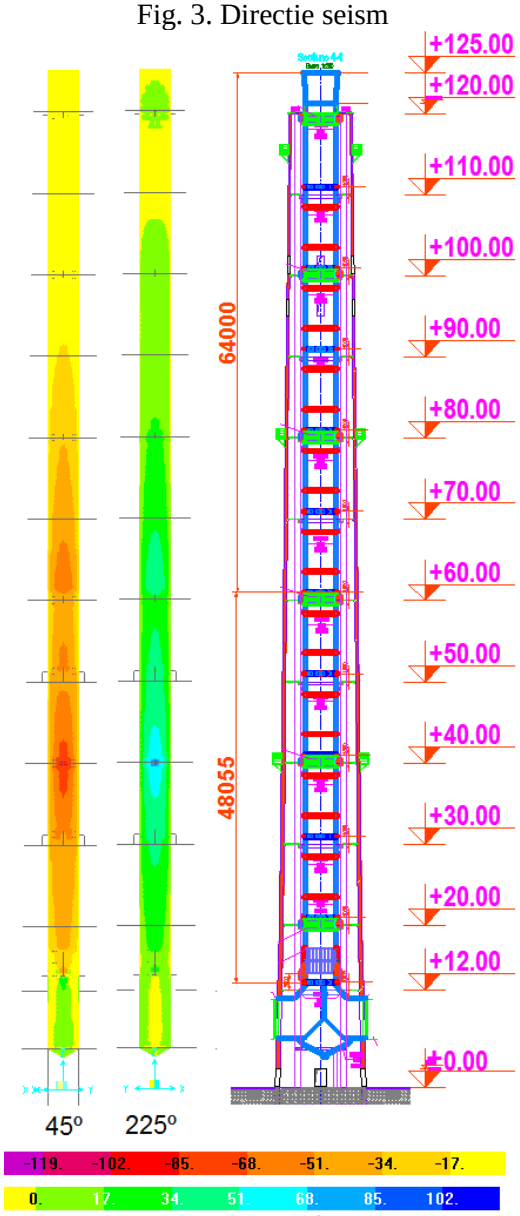


Fig. 4. Tensiuni „σ” [N/mm^2] in lungul tubului metalic determinate prin calculul cu elmente finite, schematizare tub metalic

5. Descrierea modelului simplificat

In aceasta etapa de calcul s-a considerat numai tubul metalic caruia, prin legaturi laterale de tip reazem simplu ce permit deplasari in lungul tubului, i-au fost impuse deplasarile laterale (sub forma de cedari de reazem) cu valorile indicate in expertiza tehnica (tab.1 si fig.1).

Solutia adoptata pentru modelul simplificat cuprinde o bara care echivaleaza tubul metalic, rezemata lateral in punctele in care aceasta este prinsa de trunchiul protant prin intermediul cadrului din beton armat. Deplasarea pe verticala este impiedicata complet numai la nivelul prinderii de la baza (cota +12.0m). La cotele +30.0m si +50.0m sunt reazeme cu reactiunea controlata in limita a 4x70kN.

Modelul simplificat pentru tubul metalic a fost realizat din bare si reazeme simple, normale la bare, prin intermediul carora s-au aplicat incarcarile din seism sub forma de deplasari impuse (tab. 1, fig. 6a).

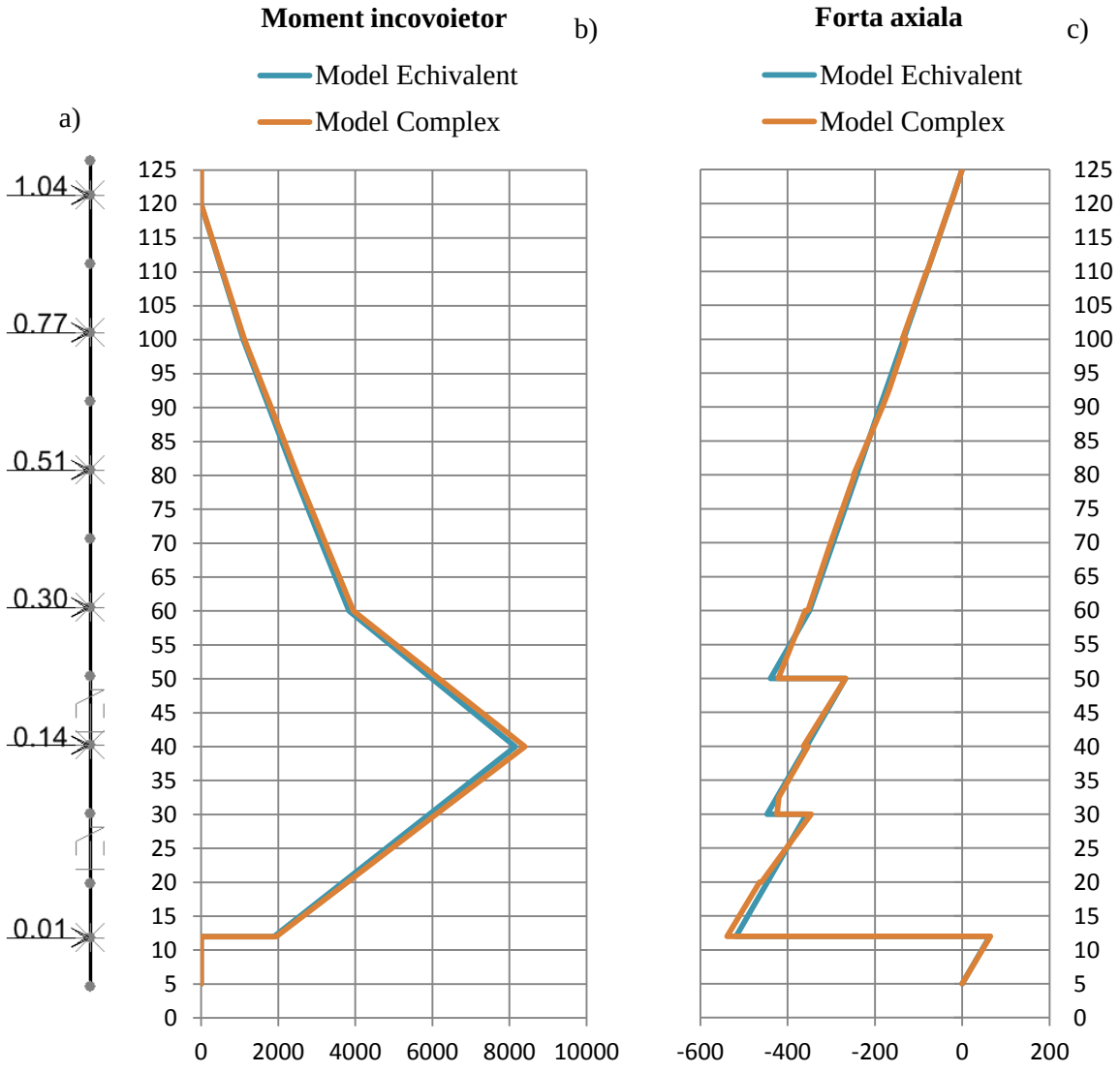


Fig. 6 Diagrame de eforturi obtinute din modelul echivalent si din modelul complex:
a - schema statica model echivalent cu indicarea cotelor de nivel si a deplasarilor impuse [m] in aceste puncte, b – moment incovoietor [kNm], c – forta axiala [kN]

Pentru interpretarea rezultatelor obtinute prin cele doua metode, cea complexa cu elemenete finite si cea simplificata a fost efectuata comparatia intre eforturile obtinute in cele doua metode (momente incovoietoare, forte axiale) si intre tensiunile normale „σ” in lungul tubului.

Momentul incovoietor maxim este de 8000kNm si este inregistrat la cota +40.0m, forta axiala de compresiune corespunzatoare este de 360kN.

Tensiunile care se obtin prin aplicarea celor doua metode sunt:

- Metoda cu elemente finite: $\sigma_{MEF} = 79.806 N/mm^2$ (fig. 5)
- Metoda simplificata: $\sigma_{MS} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{360}{0.116} + \frac{8000}{0.1067} = 78080 kN/m^2 = 78.08 N/mm^2$
  unde $A = 0.116 m^2,\ W = 0.1067 m^3$ pt. tub cu $D_{ext} = 3700 mm$ si $t = 10 mm$

Rezulta: $\frac{\sigma_{MS}}{\sigma_{MEF}} = \frac{78.08}{79.806} = 0.978$

Se observa o buna concordanta intre valorile obtinute prin cele doua metode ceea ce conduce la concluzia ca in anumite conditii de conformare constructiva (vezi cap. 6), calculul complex, cu elemente finite, al tubului metalic poate fi inlocuit cu un calcul simplificat de tip rigla cu cedari de reazem impuse.

6. Solutii constructive de alcatuire a tubului interior si a elementelor de ghidaj si rezemare

Pentru a permite alungirea si scurtarea tubului metalic din variatii de temperatura si pentru a diminua eforturile in cadrul interior din beton armat trebuie ca rezemarea gravitationala sa fie amplasata cat mai aproape de baza cosului de fum. Conditiile tehnologice au permis ca aceasta rezemare sa fie realizata la cota +12.00m.

Prinderea intre tubul metalic si stalpii cadrului din beton armat poate fi realizata articulat, prin amenajarea unor console metalice pe stalpi si a unor aparate de reazem pe tub.

Reazemele metalice se vor atasa de tubul metalic prin intermediul unor rigidizari inelare si verticale care sa distribuie fortele concentrate ce apar la nivelul prinderii cat mai uniform la peretii tubului. Avand in vedere grosimea peretelui tubului (6..10mm) care este mult mai mica decat dimensiunile acestuia, sistemul de rigidizare va diminua efectele locale de pierdere a stabilitatii si de concentrare a tensiunilor.

In figura 7 sunt prezentate partile componente ale prinderii cu observatia ca rigidizarile se pot realiza din profile metalice dublu T, cele inelare putandu-se curba la cald.

Cu toate ca sistemul de rezemare a tubului metalic pe elementele componente ale trunchiului portant este gandit ca articulat, excentricitatile de transmiterea a reactiunilor vor conduce la aparitia de momente incovoietoare localizate in dreptul reazemelor.

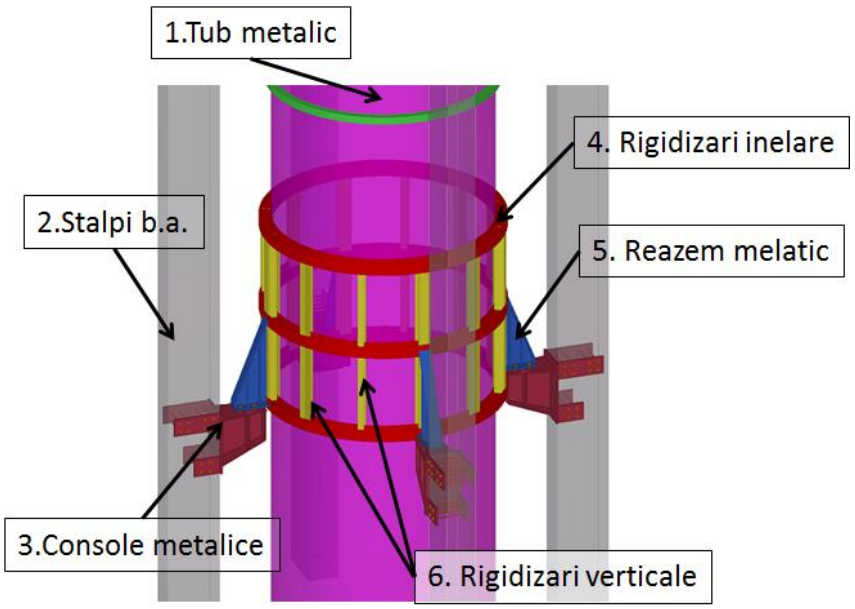


Fig. 7. Prinderea de la baza tubului metalic care asigura transferul incarcarilor gravitationale

Pentru diminuarea valorilor acestor momente incovoietoare au fost utilizate suplimentar reazeme verticale speciale, pentru a transfera o parte din greutatea tubului la structura din beton armat inaintea rezemarii de la baza a acestuia. Reazemele suplimentare speciale au fost amplasate la cotele +30.00m si +50.00m cate patru la fiecare nivel.

Rezemele speciale (figura 8) indeplinesc urmatoarele conditii:

- asigura o prindere articulata intre tub si fiecare stalp al truchiului portant
- asigura transmiterea unui efort controlat, reactiunea maxima corespunzatoare unui astfel de reazem fiind de 70kN
- permit transferul deplasarilor si al fortelor orizontale intre tubul metalic si stalpii din beton armat

Reazemele verticale vor permite astfel alungirea tubului metalic in conditii de forte si deplasari usor de estimat.

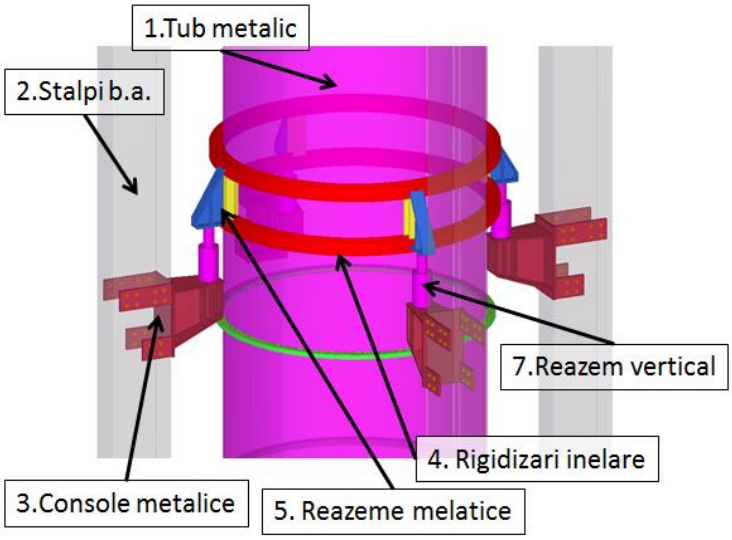


Fig. 8. Reazeme verticale suplimentare

Pe inaltime, din 20 in 20 metri (la cotele: +40.0m , +60.0m, +80.0m, +100.0m si +120.0m) se preved reazeme laterale (fig. 9) care asigura transferul deplasarilor si al fortelor intre tubul metalic si stalpii cadrului apartinand trunchiului portant din beton armat. Aceste reazeme permit in acelasi timp glisarea libera a tubului metalic pe verticala.

In figura 9 este prezentat un detaliu ce cuprinde un sistem alcatuit dintr-un ghidaj cu role si reazeme cu arcuri care preseaza cu o forta controlata pe tubul metalic astfel incat este blocata deplasarea acestuia in plan orizontal, independenta de cadrul din beton armat.

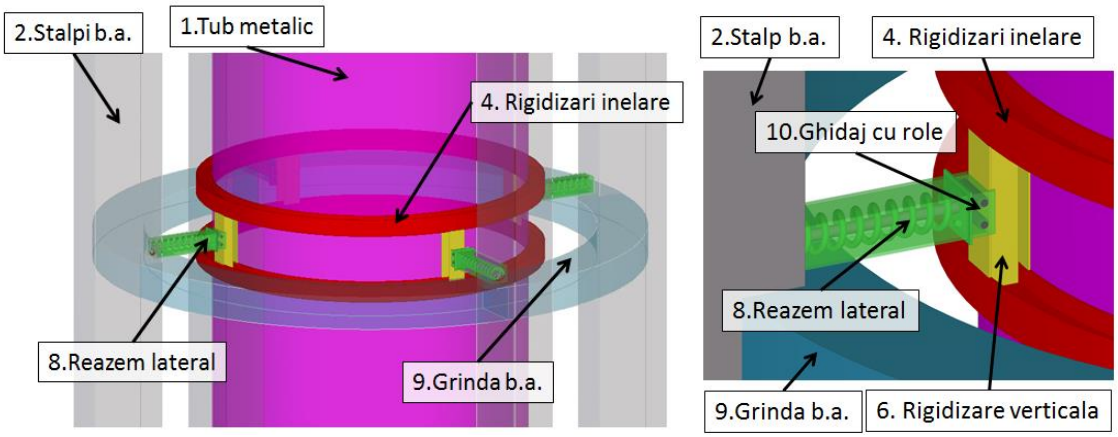


Fig. 9. Reazeme laterale

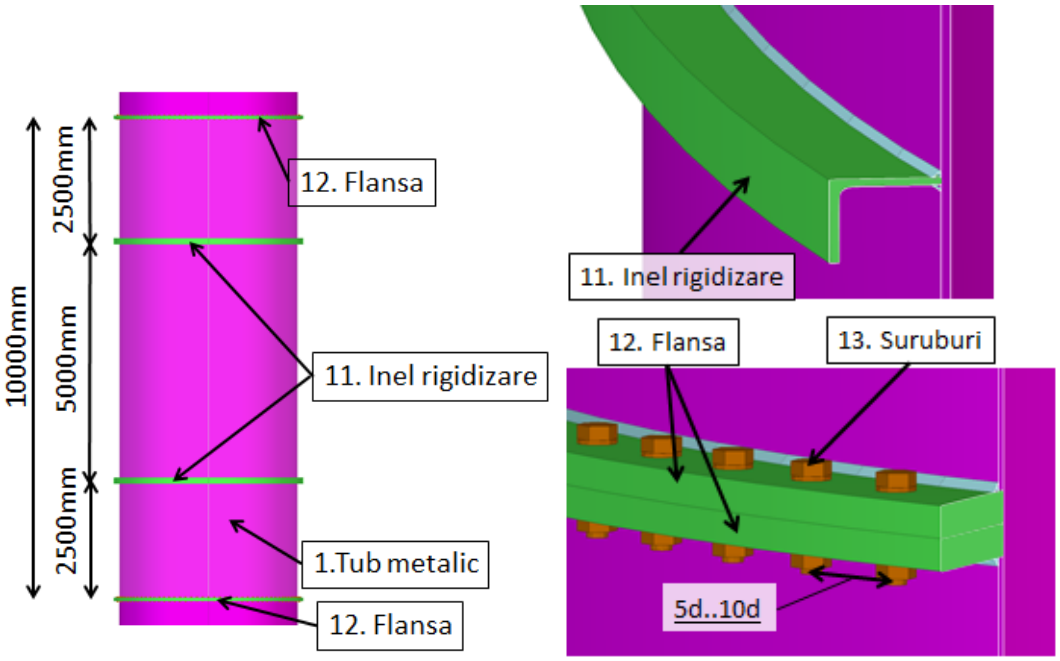


Fig. 10. Tonson de tub metalic si prinderea de tronsonare, rigidizari intermediare

Tubul metalic este tronsonat la fiecare 10.0m. Prinderea tronsoanelor se face cu flanse si suruburi amplasate la distante cuprinse intre 5 si 10 diametre intre ele. Pentru pastrarea formei si pentru imbunatatirea comportarii peretelui tublui la pierderea stabilitatii locale se vor utiliza inele de rigidizare metalice realizate din profile cornier sau profile U.

7. Concluzii

Este prezentata o solutie moderna de reabilitare a cosurilor de fum cu trunchi portant de beton armat, care consta in inlocuirea captuselii din caramida cu un canal de fum metalic. Sunt prezentate detaliile constructive pentru rigidizarea si tronsonarea tubulaturii metalice precum si fixarea acesteia de structura din beton armat existenta. Este propusa o metoda simplificata de calcul pentru verificarea rezultatelor obtinute pe un model complex cu elemente finite.

Chiar daca metoda simplificata de calcul a furnizat rezultate satisfacatoare se recomanda realizarea si a unui model complex de analiza. In timpul efectuarii calculelor s-a constatat prin comparatie intre cele doua modele ca solutia tehnica de realizare a prinderilor tubului metalic de cadrul din beton armat poate influenta semnificativ starea de eforturi si deplasari locale dar si de ansamblu.

Solutiile de detaliere si prindere prezentate au la baza tehnologii utilizate la realizarea instalatiilor specifice industriei grele. Avand in vedere complexitatea si gradul de necunoastere specifice calculului la pierderea stabilitatii pentru peretele tubulaturii metalice, se recomanda, in cazul unor lucrari similare, ca detaliile prezentate sa fie atent analizate si implementate astfel incat sa se reduca pe cat posibil deformatiile locale si concentrarile de eforturi in dreptul prinderilor.

8. Bibliografie

[1] S.C. Procema Engineering S.R.L., *Expertiza tehnica - Reparatie cos fum h=150 m, CET-2 cazane 1, 2, 3, si 4,* 2013
[2] *BS EN 13084-1 Free standing chimneys General Requirements*, 2000
[3] *BS EN 13084-2 Free standing chimneys Concrete*, 2007
[4] *BS EN 13084-6 Free standing chimneys Steel liners*, 2004
[5] *SR EN 1993-3-2 Proiectarea structurilor din otel, Turnuri, piloni si cosuri, Cosuri*, 2007
[6] *SR EN 1993-1-6 Proiectarea structurilor din otel, Rezistenta si stabilitatea placilor curbe subtiri*, 2008

SOLUTII INOVATIVE PENTRU REABILITAREA STRUCTURILOR DIN ZIDARIE SI BETON ARMAT CU ELEMENTE DIN OTEL

INNOVATIVE METALLIC BASED SOLUTIONS FOR RETROFFITING MASONRY AND REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

ADRIAN DOGARIU[1], FLOREA DINU[2], DAN DUBINA[3]

***Rezumat**: În lucrare se prezintă investigarea pe cale experimentală și numerică a unor soluții inovative pentru reabilitarea structurilor existente din zidărie și beton armat folosind elemente metalice. În cazul structurilor cu pereți portanți din zidărie sunt studiate două soluții de consolidare; prima este bazată pe placarea pereților de zidărie cu plăci din otel și/sau aluminiu (SSP/ASP) prin intermediul unor ancore chimice sau tiranți pretensionați, iar cea de-a doua, pe lipirea cu ajutorul rășinilor epoxy a unor țesături metalice (SWM), tehnologie similară cu cea bazată pe FRP. Structurile în cadre de beton sunt consolidate cu ajutorul contravântuirilor cu flambaj împiedicat (BRB). Pe lângă rezultatele încercărilor experimentale și ale simulărilor numerice sunt prezentate în detaliu aspecte legate de tehnologia si punerea în operă a acestor soluții. Aceste soluții au fost propuse și studiate în cadru a două programe de cercetare europene, și anume FP6 PROHITECH, respectiv RFCS STEELRETRO.*

Cuvinte cheie: soluții de consolidare, contravântuiri cu flambaj împiedicat, plăci metalice, țesături metalice.

***Abstract**: This paper present the experimental and numerical investigations carried-out at Politehnica University Timisoara on some metallic based innovative retrofitting solutions addresing the existing masonry and reinforced concrete buildings. For masonry shear walls structures are preseted two solutions for consolidation, the first one is based on the sheating the masonry wall with steel and/or aluminum plates (SSP/ASP) through chemical anchors or prestressed ties and the second one is similar to FRP techniques, but use insted metallic wires (SWM) bonded with epoxy resins. The reinforced concrete frames are equped with buckling restrain bracing (BRB), in order to improved their seismic performance. In addition to the results of experimental tests and numerical simulations are presented in detail aspects of technology and implementation of these solutions work. These retrofiting solutions have been proposed and studied within the framework of two European research programs, namely FP6 PROHITECH, respectively RFCS STEELRETRO.*

Keywords: retrofiting solutions, BRB, metallic shear plates, steel wire mesh.

1. Intorducere.

România este o țară cu un grad ridicat de seismicitate. Înainte de 1963, când a fost introdus primul standard seismic cu caracter obligatoriu, structurile din beton armat sau zidarie erau dimensionate să reziste la încărcările din gruparea fundamentală de încărcări (preponderent încărcări gravitationale, încărcări din vânt). Acest lucru face ca în fapt aproape toate clădirile

[1] Șef de lucrări dr. ing. Universitatea Politehnica Timisoara (Lecturer, PhD, Civil Engineering Faculty, UPT), e-mail:adrian.dogariu@ct.upt.ro
[2] Conferentiar dr. ing. Universitatea Politehnica Timisoara (Associate Professor, PhD, Civil Engineering Faculty, UPT), e-mail:florea.dinu@ct.upt.ro
[3] Profesor dr. ing. Universitatea Politehnica Timisoara (Professor, PhD, Civil Engineering Faculty, UPT), e-mail:dan.dubina@ct.upt.ro

dimensionate înainte de aceasta perioadă să necesite o evaluare amanunțită şi, cel mai probabil, să fie necesare anumite măsuri de consolidare.

Multe dintre clădirile existente, situate în zone cu activitate seismică, construite şi proiectate fără respectarea principilor de proiectare antiseismică şi afectate de trecerea anilor, de intervenţii succesive asupra structurii de rezistență sau de cutremurele care au avut loc, se găsesc astăzi într-o stare avansată de degradare, prezentând un risc seismic ridicat. Riscul seismic al clădirilor istorice impune implementarea și perfecționarea de noi sisteme care să ofere soluţii atât la problemele structurale cât si la cele de ordin arhitectural. Un aspect de mare interes îl prezintă posibilitatea de a putea îndepărta ușor un sistem de consolidare atunci când acest lucru se impune. Această cerință este satisfacută în mare măsură de soluțiile de consolidare bazate pe utilizarea elementelor metalice, care pot fi proiectate și realizate astfel încât să fie reversibile.

1. 1. Utilizarea materialelor metalice

Datorită formelor variate în care se comercializează – profile laminate la cald sau obţinute prin îndoire la rece, platbenzi plane sau amprentate, secţiuni tubulare, I, H etc. și a gamei ample de caracteristici mecanice, oţelul prezintă o flexibilitate operativă deosebită, în măsură să rezolve majoritatea problemelor de consolidare.

Posibilităţile oferite în acest sens sunt numeroase şi îmbrăţişează o gamă vastă de operaţii, de la o simplă intervenţie de consolidare efectuată pe un singur element structural până la restaurarea întregului ansamblu structural cu îmbunătățirea răspunsului seismic al structurii.

În zonele seismice, cum este teritoriul țării noastre, problema restaurării statice a construcţiilor devine mai delicată, prin necesitatea de a oferi structurilor o rezistenţă suficientă în cazul unor mişcări seismice. În acelaşi timp, se pune problema unei recuperări rapide şi eficiente a clădirii afectate de seism si a refacerii socio-urbanistice a zonei afectate.

In situația consolidarii structurilor din zidărie sau beton armat, pentru respectarea dezideratelor privind reversibilitatea și exploatarea la maxim a proprietatiilor diveselor materiale, o solutie optimă o reprezintă utilizarea elementelor metalice. Acestea au avantaje evidente și anume: claritatea formei, expresivitate figurativă, prefabricate de diverse forme, dimensiuni, reversibilitate, rezistenţa mecanică ridicată, izotropia mecanică, dimensiuni şi greutate redusă, uşurinţa în transport, punere în operă rapidă, manevrabilitate în spaţii reduse, lucrabilitate, disponibilitate comercială, caracteristici mecanice, reciclabilitate.

1. 2. Descrierea solutilor de consolidare. Aspecte tehnologice.

2.2.1. Structuri de zidarie

Cele mai răspândite structuri din Europa sunt construcţiile din zidărie. Aceste clădiri au diverse funcţiuni, de la case rezidenţiale până la spitale, şcoli sau clădiri istorice. Din cauza rezistenței scăzute, a ductilităţii și capacităţii reduse de deformare, structurile de zidărie au in general o comportare necorespunzătoare la acţiuni seismice. Având rigiditate şi greutate mare, aceste structuri sunt supuse la forte seismice considerabile.

Două soluţii inovatoare pentru consolidarea structurilor cu pereţi de zidărie sunt propuse în cadrul cercetării. Aceste tehnici au fost investigate în cadrul proiectului UE FP6 PROHITECH. Prima tehnică constă în placarea pereţilor de zidărie cu plăci de oţel (SSP) sau aluminiu (ASP), pe ambele părţi sau pe o singura parte. Plăcile metalice sunt prinse cu ajutorul tiranţilor pretensionaţi (PT) sau a ancorelor chimice (CA) (vezi Fig. 1). Ceea de-a doua tehnică este inspirată din soluția bazată pe materiale compozite (FRP), și constă în aplicarea unei plase de

sârmă de oţel, zincată sau inoxidabilă (SWM), lipită cu rășină epoxidică pe perete de zidărie. Aceste tehnici de consolidare au fost investigate în situatia aplicarii lor în cazul pereţilor de zidarie, dar pot fi folosite și în cazul diafragmelor din beton slab armate.

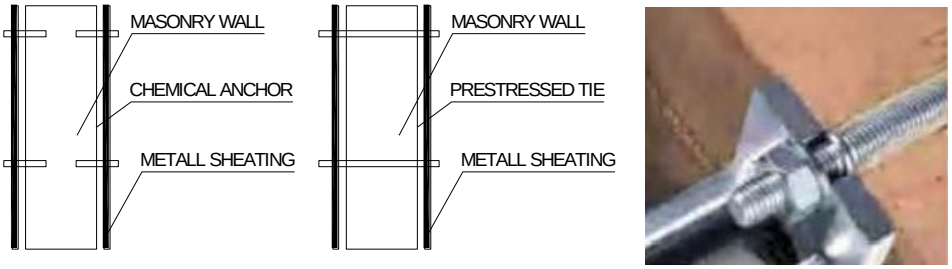


Fig. 1. (a) Solutia de consolidare propusa; (b) prinderea chimica

Urmărind modul de cedare în plan a panourilor de zidărie (vezi Fig. 2), se poate stabili modul de dispunere a sistemului pentru a obţine un aport maxim la creşterea rezistenţei şi la îmbunătăţirea comportamentului structurii. Datorită faptului că soluţia este aplicată în premieră, nu sunt de neglijat aspectele tehnologice legate de modul de realizare (vezi Fig. 3).

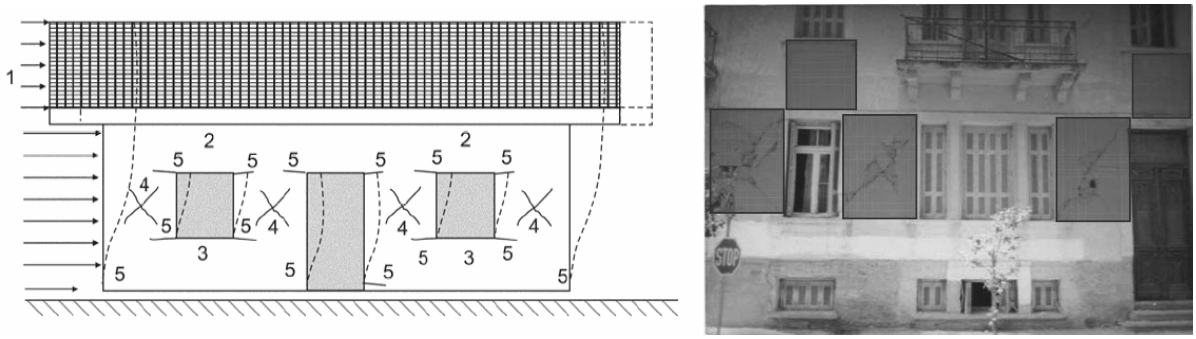


Fig. 2. (a) Zonele critice ale unui panou de zidărie cu goluri IAEE/NICEE (2004); (b) modul de aplicare a sistemului



(a) Șlefuirea suprafeței (b) Pregătirea rasinii (c) Aplicarea unui strat de amorsare



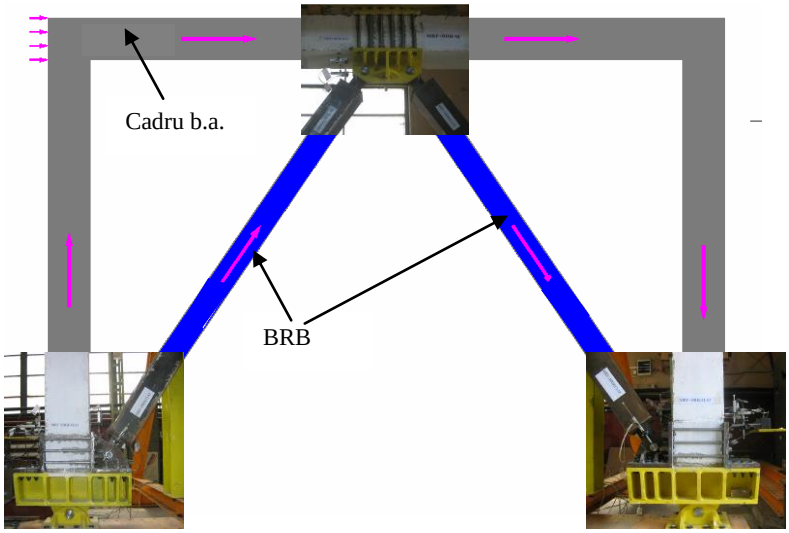
(d) Aplicarea rasinii (e) Punerea si intinderea tesaturii (f) Intinderea si presarea țesăturii

Fig. 3. Etapele aplicării țesăturilor metalice

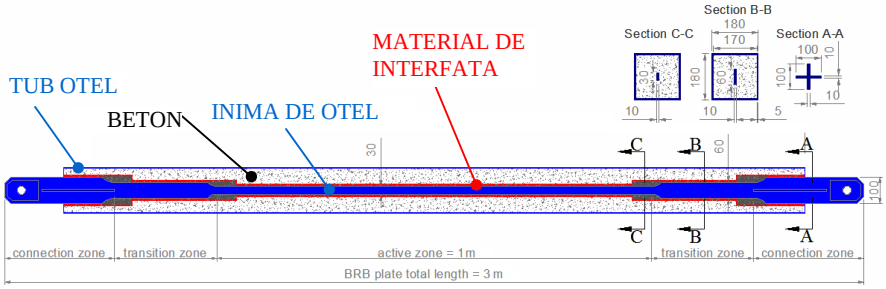
2.2.2. Structuri in cadre de beton armat

In cadrul programului RFCS STEELRETRO a fost studiată o soluţie de reabilitare a structurilor în cadre de beton armat folosind contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRB) dispuse în V. Prinderea contravântuirilor disipative de cadrele de beton armat s-a realizat direct, fără introducerea unor elemente interioare aditionale, prin intermediul unor dispozitive mecanice alcatuite din plăci de capăt prinse de elementul de beton cu ajutorul unor tiraţi pretensionaţi.

Pentru a valida experimental acest sistem de reabilitare, s-a izolat un cadru de b.a. dintr-o cladirea reală, proiectata înainte de 1963. Detaliile de armare pentru cadre s-au bazat pe prevederile şi practica din acea perioadă. Comparativ cu prevederile actuale, acestea sunt considerate neadecvate deoarece armăturile au o lungime insuficientă de ancoraj, utilizează armături netede în loc de armături striate iar distanţa dintre etrieri este destul de mare (15 cm la stâlpi, 25 cm la grinzi). Au fost construite in total 4 cadre de b.a., dintre care 2 cadre fara contravântuiri şi două cadre cu contravântuiri, care au fost încercate monoton şi ciclic (Fig. 4.a). Contravantuirea folosită a fost proiectată şi executată în cadrul Centrului de Cercetare CEMSIG din cadrul Universităţii "Politehnica" din Timişoara. Aceasta este alcătuita dintr-o platbandă de oţel S275 (f_y = 275 N/mm2, f_u = 400 N/mm2, A% = 34%) introdusă într-un tub de oţel (ţeavă pătrată din oţel S275, 4 mm grosime) umplută apoi cu beton C40/50. Inima a fost împărţită în 3 zone: zona de prindere, zona de tranziţie şi zona activă (Fig. 4.b). Pentru prevenirea frecării dintre beton şi platbanda de oţel, s-a folosit folie de polietilenă de 1 mm grosime, ca material de interfaţă.



a)



b)

Fig. 4. Schema de principiu si detaliile de prindere pentru soluţia de reabilitare cu contravântuiri BRB (a) si alcătuirea constructiva a contravântuirii (b)

2. Programul experimental

2.1. Investigarea solutiilor de placare a zidariei

Testele experimentale au fost efectuate în laboratorul CEMSIG (director Prof. Dan Dubina) din cadrul Departamentului de Construcţii Metalice si Mecanica Construcţiilor şi în laboratorul CESMAST (director Prof. Valeriu Stoian), din cadrul Departamentului de Construcţii Civile, Industriale și Agricole, din cadrul Universităţii "Politehnica" din Timişoara. Activitatea experimentală a inclus: teste de material pe plăci de oţel şi aluminiu, pe sârme zincate şi sârme din oţel inoxidabil, pe ţesături metalice, şi pe componente ale zidăriei, mortar, cărămidă; teste pe 42 specimene mici (500 x 500 x 250 mm), în scopul de a calibra conexiunea cu ancore chimice (CA) și tiranti pretensionați (PT); 22 teste pe specimene mari (1500 x 1500 x 250), în condiţii de încărcare monotone şi ciclice (vezi Fig. 5).

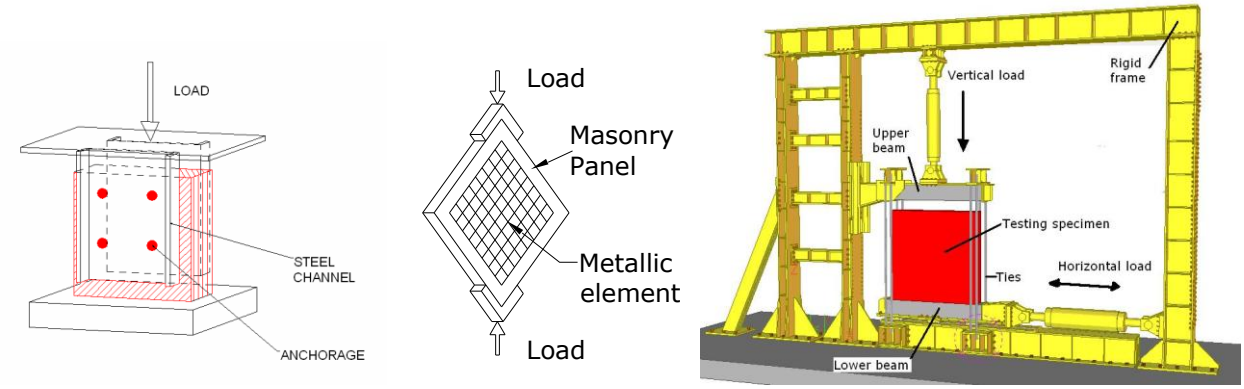


Fig. 5 Stand pentru incercarea (a) prinderii cu CA si PT (b) plasa metalica SWM (c) specimene mari

2.1.1 Rezultate experimentale

Modul de cedare prin forfecare diagonală a fost observată pentru toate specimenele, atât în condiții de încărcare monotonă cât și ciclică. S-au observat fisuri orizontale la partea inferioară a peretelui, împreună cu zdrobirea colțului opus (vezi Fig. 6). Toate aceste mecanisme de cedare demonstrează că sistemele consolidare au forțat perete de zidarie să-și activeze întrega sa capacitate portantă și de deformare.



a) b) c) d)

Fig. 6. Modul de cedare al specimenelor mari

Sunt prezentate sintetic in Figura 7, curbele experimentale parametrizate tri-liniare ce prezintă cele trei puncte cheie în comportarea peretelui, și anume, punctul elastic, maxim și ultim.

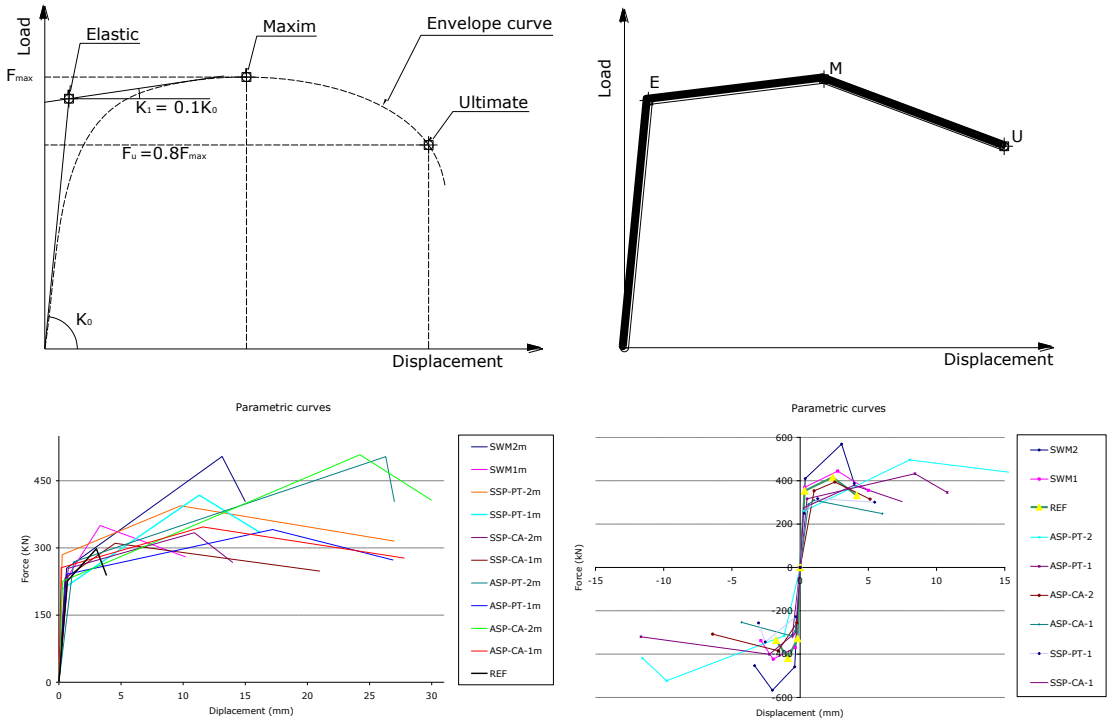


Fig. 7. Curbele experimentale de comportare(a) monoton (b) ciclic

Soluțiile de consolidare propuse SWM sunt o alternativă la tehnologia de consolidare bazată pe utilizarea FRP, însă permit creşterea ductilităţii fără a creşte rigiditatea peretelui. S-a ajuns la concluzia că plăcile metalice (SP), în principal, duc la creşterea ductilităţii, în timp ce ţesăturile de sârmă (WM), cresc rezistența. Ambele tehnici sunt mai eficiente atunci când sunt aplicate pe ambele feţe. Prinderea cu ajutorul tiranţilor pretensionaţi pare a fi mai eficientă şi specimenele consolidate cu plăci de aluminiu (ASP) au demonstrat un comportament mai bun. Sistemele propuse de consolidare au fost confirmate.

2.1. Investigarea solutiilor de contravantuire a cadrelor din b.a.

Fig. 8.a prezintă curba forţă-deplasare pentru cadrul iniţial de b.a. în comparaţie cu cadrul reabilitat cu sistemul BRB. Eficienţa reabilitării seismice a cadrului de b.a. este confirmată de creşterea rigidităţii şi a rezistenţei.

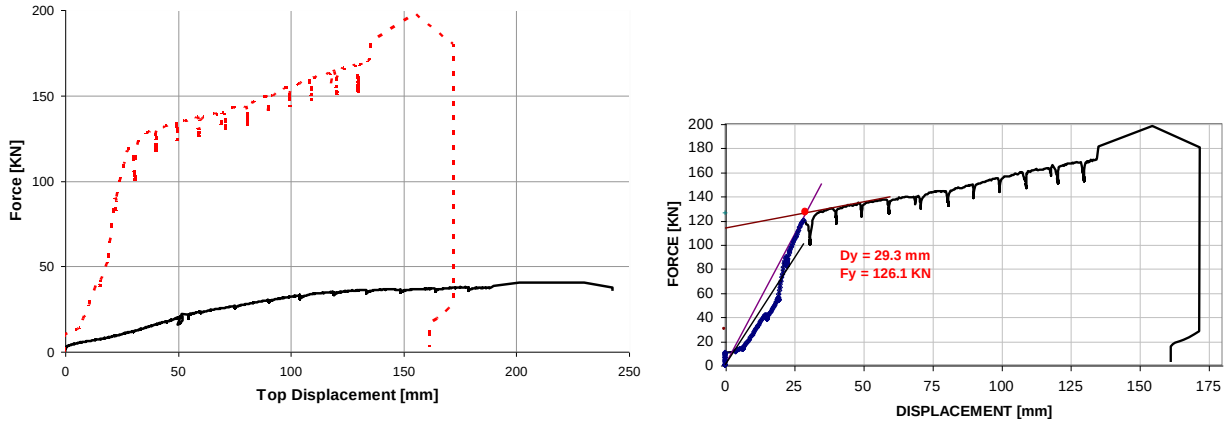


Fig. 8. a) Rezultate experimentale pentru cadrul simplu de b.a și pentru cadrul cu contravantuiri, incercarea monotona; b) Evaluarea deplasarii la curgere, D_y, pentru cadrul cu contravantuiri

Pentru încercările ciclice s-a aplicat protocolul de încărcare ECCS. Acest protocol a fost adaptat prin folosirea unui singur ciclu de încărcare la Dy/4, 2xDy/4, 3xDy/4 şi Dy, urmat de trei repetări ale ciclurilor crescute cu 0.5Dy (1.5Dy, 2Dy). În Fig. 9.a se prezintă curbele forţă-deplasare pentru cadrul de b.a. înainte şi după reabilitare. Se poate observa contribuţia în termeni de rezistenţă, rigiditate şi ductilitate a sistemului de contravantuiri.

In urma încercării ciclice pe cadrul de b.a. reabilitat cu contravantuiri BRB, deplasarea ultimă D_u corespunde cedării contravantuirii la întindere iar deplasarea de curgere D_y corespunde modificării bruşte a rigidităţii elastice. Astfel, D_y are valorile de 11 mm şi respectiv 20 mm (Figura 12.a). Pe baza valorilor obţinute, factorul de comportare q pentru cadrul de b.a. reabilitat cu sistemul CFI are o valoare de 4,2. Totuşi, pentru o mai bună estimare a factorului q, s-a considerat şi metoda propusă de ECCS pentru obţinerea deplasării de curgere. Pentru definirea înfăşurătorii, s-au utilizat rezultatele obţinute în cel de-al treilea ciclu. Deplasarea ultimă D_u a fost calculată similar cu cazul precedent. Pe baza acestor valori ale deplasării de curgere şi ale celei ultime, factorul de comportare q are o valoare de 3,7.

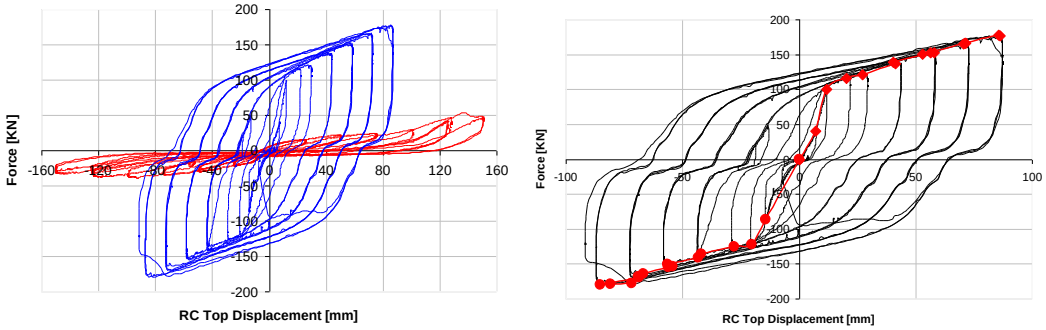
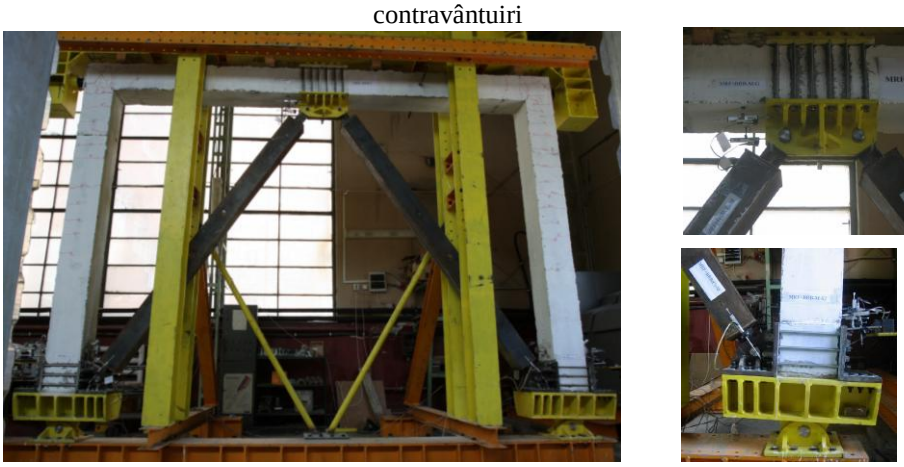


Fig. 9. a) Încercări ciclice pentru cadru b.a. vs. cadru b.a cu contravantuiri; b) înfășurătoarea pentru cadrul b.a. cu contravântuiri



a) b)

Fig. 10. a) Cadrul de b.a cu contravantuiri dupa testul ciclic; b) vederi cu imbinarile cu grinda si stalpul dupa incercare

3. Simularile numerice. Modele de calcul

3.1. Modelarea numerică a soluțiilor de placare a zidariei

Posibilitatea de a calibra și proiecta o soluție de consolidare bazată pe placarea pereților de zidarie cu una din soluțiile descrise mai sus, este limitată, deoarece până în prezent nu există prevederi normative specifice sau metodologii de calcul pentru acest tip de intrevenție sau pentru altele similare. Prin urmare, proiectarea soluției se poate baza pe încerările experimentale sau pe

modele avansate cu element finit capabile să simuleze comportamentul real al sistemului compus zidarie - otel.

Pentru modelarea numerică a soluției de consolidare în vederea stabilirii criterilor de performanță a fost folosită o abordare bazată pe modelarea zidariei ca un material omogen cu fisură distribuită (macro-modelare), iar prinderile au fost reprezentate printr-un sir de legaturi interioare și un resort ce respectă comportarea reală determinată experimental (vezi Fig. 11).

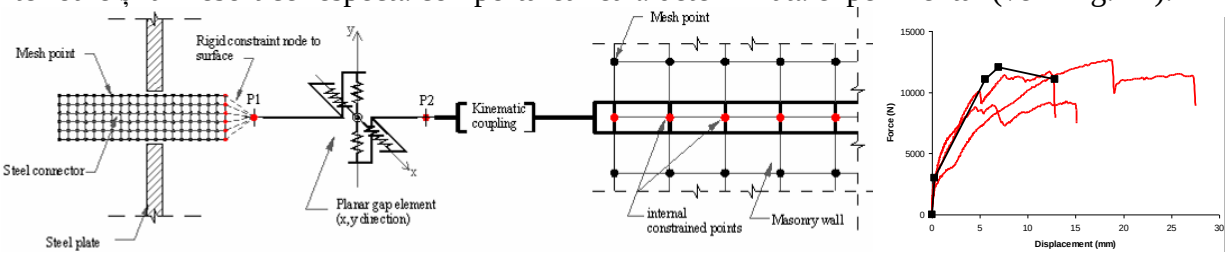
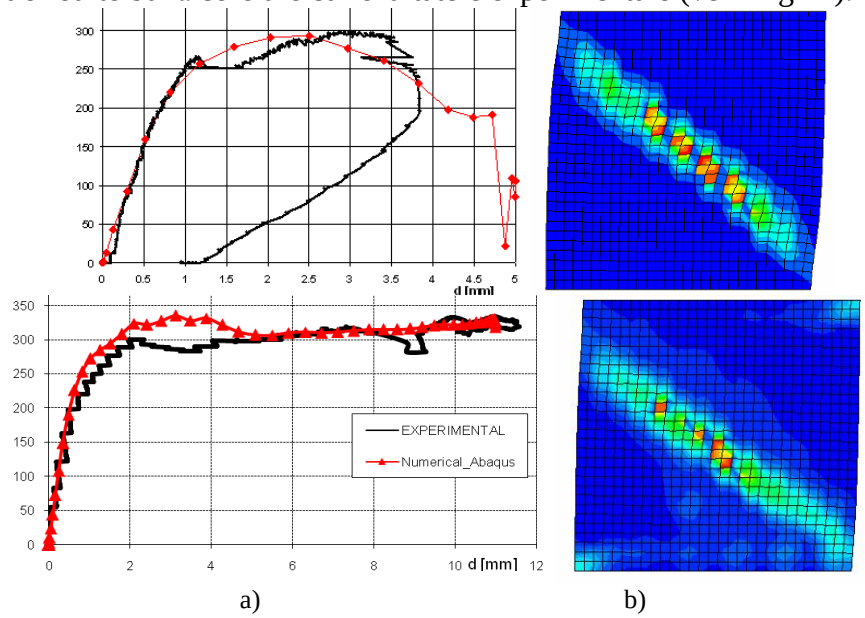


Fig. 11. Modalitatea de reprezentare a prinderii (a) si curba de comportare a resortului (F-d) (b)

Simularile numerice pentru elementul neconsolidat și cel consolidat cu ajutorul plăcilor metalice prinse au arătat o foarte bună corelare cu rezultatele experimentale (vezi Fig 12).



a) b)

Fig. 12. Curbele experimentale si cele numerice (F-d) (a), și deformațile plastice (b) - initial vs. consolidat

Pe baza modelelor numerice create printr-un studiu parametric poate fi efectuată o "experimentare numerică" care sa stabilească nivele de performanță pentru un panou de zidarie consolidat și neconsolidat, bazate pe determinarea deformatiei specifice plastice. Figura arată stabilirea nivelelor de performanță pentru un perete neconsolidat și consolidat, și aplicarea acestora pentru evaluarea unei cladirii reale, necosolidată si consolidată (vezi Fig. 13).

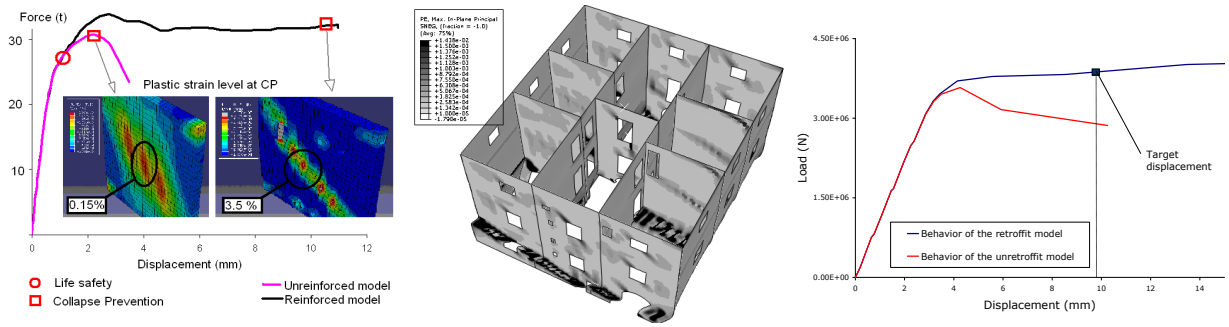


Fig. 13. Curbele de comportare si starea de deformare plastica pentru modelul initial (a) si consolidat (b)

3.2. Modelarea numerică a cadrelor de beton echipate cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

Rezultatele experimentale obţinute în încercările în regim monoton și ciclic pe cadre din beton cu și fără contravântuiri cu flambaj împiedicat au permis calibrarea unor modele numerice cu element finit (vezi Fig. 14) capabile să extindă rezultatele la alte structuri similare sau să poată fi utilizate în analizele statice sau dinamice pentru determinarea răspunsului sub acţiuni seismice. Astfel, structura din care s-a extras cadrul de beton încercat experimental a fost supusă unui număr de 7 accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare, pentru a i se determina răspunsul printr-o analiză dinamică neliniară (Fig. 15). Pentru fiecare accelerogramă, a fost crescută intensitatea seismică până la atingerea stadiului limită. In Fig. 16 si Fig. 17 este prezentată variaţia driftului relativ de nivel cu multiplicatorul accelerogramei pe cele două direcții principale ale clădirii. Se poate observa o comportare corespunzătoare la o acceleraţie egală cu cea de proiectare (λ=1), colapsul structurii înregistrându-se in general peste valori ale lui λ=1,3. Pe baza acestor rezultate se poate evalua și valoarea factorului de reducere q, obţinut ca raport între acceleraţia elastică și cea ultimă. Valoarea medie obţinută pentru fiecare direcţie principală este 4,3 (transversal) și respectiv 3,9 (longitudinal).

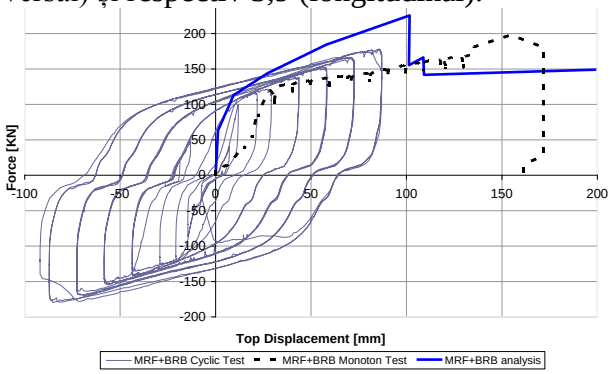
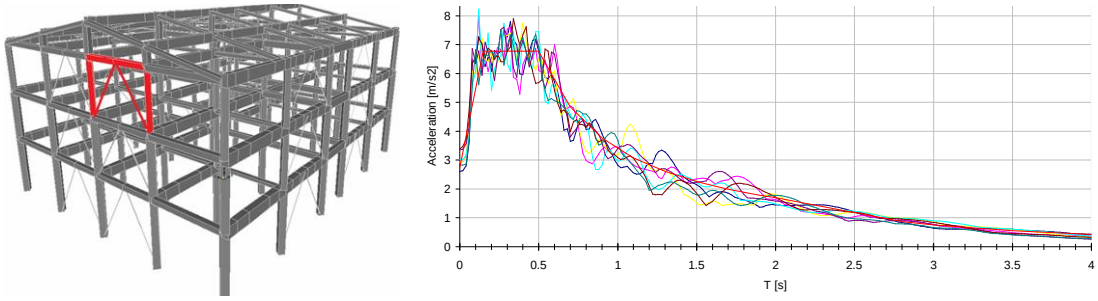


Fig. 14. Comparaţie între curbele experimentale și cele numerice obţinute pentru cadrul cu și fără contravântuiri



a) b)

Fig. 15. a) Structura în cadre de beton armat întărită cu contravântuiri cu flambaj împiedicat; b) spectrul de răspuns elastic de proiectare și spectrele de răspuns ale accelerogramelor utilizate în analiză, 5% amortizare

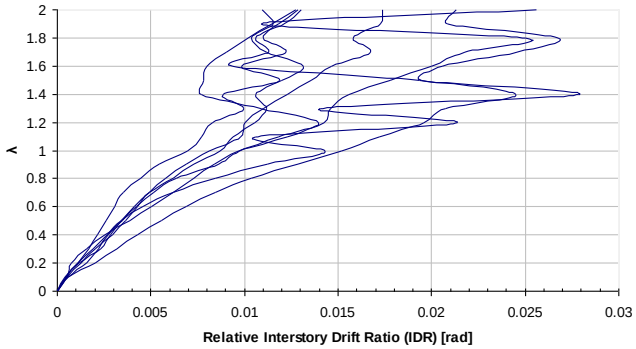


Fig. 16. Variaţia driftului relativ de nivel cu multiplicatorul accelerogramei, direcţia transversală

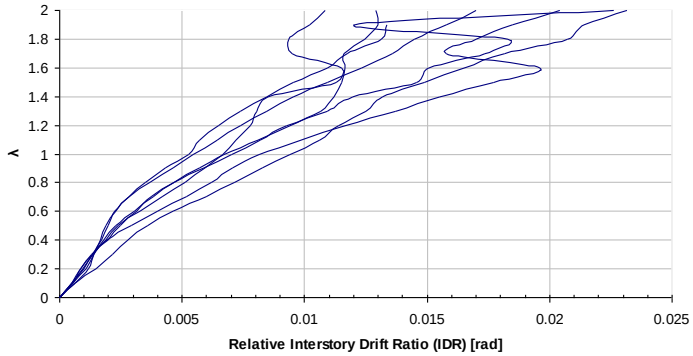


Fig. 17. Variaţia driftului relativ de nivel cu multiplicatorul accelerogramei, direcţia longitudinala

4. Concluzii

Soluțiile de consolidare au fost investigate complet, în cadrul Facultatii de Constructii din Timișoara, pornind de la conceperea lor, stabilirea modalităților tehnologice de punere în operă, derularea programului experimental și de simulare numerică, cu sprijinul finanțării a două programe de cercetare europene, și anume FP6 PROHITECH și RFCS Steelretro. Rezultatele acestor proiecte s-au concretizat prin două teze de doctorat și anume "Seismic retrofitting techniques based on metallic materials of RC and/or masonry buildings" a d-nului dr. ing. Adrian Dogariu și "Dual frame systems of buckling restrained braces" a d-nul dr. ing. Sorin Bordea. Toate soluțiile de consolidare și-au dovedit eficiența și se pretează pentru aplicarea lor în conformitate cu principiile proiectării bazate pe criterii de performanță.

Bibliografie

[1] Dogariu, A., Seismic retrofitting techniques based on metallic materials of RC and/or masonry buildings, teza de doctorat, Ed. Politehnica, Timisoara 2009
[2] Bordea, S., Dual frame systems of buckling restrained braces, teza de doctorat. Ed. Politehnica, Timisoara, 2010
[3] *** ABAQUS- Version 6,5 Documentation, 2004
[4] Dogariu A. & D. Dubina "Performance based seismic evaluation of a non-seismic masonry building of metal sheathed walls - Part I: PBSE and intervention strategy", Protection of historical buildings, PROHITECH09 (Mazzolani), ISBN 978-0-415-55803-7, p. 1009-1014 9, 2009
[5] Dogariu A. & D. Dubina "Performance based seismic evaluation of a non-seismic masonry building of metal sheathed walls - Part II: Study case", Protection of historical buildings, PROHITECH09 (Mazzolani), ISBN 978-0-415-55803-7 p. 1015-1020, 2009
[6] Dogariu A. & D. Dubina, F. Campitiello & G. De Matteis "Experimentally based calibration of a FE Model for numerical analysis of masonry shear panels strengthened by metal sheathing", Protection of historical buildings, PROHITECH09 (Mazzolani), ISBN 978-0-415-55803-7, p. 1133-1138, 2009
[7] Dogariu, S. Bordea, D. Dubina "Behavior model for post-tensioned bolted RC frame - steel brace connection", Urban Habitat under Catastrophic Events (proceedings) - Mazzolani (Ed.), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-60685-1, 2010
[8] Bordea S., Stratan A., Dogariu A., Dubina D. "Seismic upgrade of non-seismic r.c. frames using steel dissipative braces", COST 26 – Urban Habitat Construction under Catastrophic Events – Proceedings of Workshop in Prague, ISBN 978-80-01-03583-2, p. 211-220, 2007
[9] Grecea D., Bordea S., Stratan A., Dogariu A., Dubina D. "Modern solutions for strengthening and rehabilitation of buildings located in seismic areas", Steel structures located in seismic areas, ed. Horizons University, ISBN 978-973-638-377-9, 2008
[10] Dogariu, A., Munteanu, N., Bordea, S., Daescu, C., Diaconu, D., Demeter, I., Florut, C., Studiu Experimental a unei soluţii de consolidare a zidăriei", Sesiunea Naţionala de Comunicări Ştiinţifice Studenţeşti, Cluj Napoca, 2007
[11] Bordea, S., Stratan, A., Dogariu, A., Dubina, D., Performance of noseismic reinforced concrete frame retrofitted with bracing systems, – Summer School "Advanced studies in structural engineering and CAE", Weimar, Germany, 2006
[12] Dinu, F., Bordea S. , Dubina, D., High strength steel dual frames with Buckling Restrained Braces, EUROSTEEL,Graz, 2008

CALIFICAREA ÎN PARAMETRII DE DEZVOLTARE DURABILĂ A CLĂDIRILOR CU STRUCTURĂ METALICĂ

QUALIFICATION IN TERMS OF SUSTAINABILITY OF BUILDINGS WITH STEEL STRUCTURE

ADRIAN CIUTINA[1], VIOREL UNGUREANU[2], DANIEL GRECEA[3], DAN DUBINĂ[4]

***Rezumat**: Lucrarea de faţă pune în discuţie problematica dezvoltării durabile în construcţii. În prezent, mai mult decât în trecut, iar în viitorul apropiat semnificativ mai mult decât în prezent, construcţiile trebuie să fie realizate şi să funcţioneze în aşa fel încât să prezerve resursele existenţei noastre şi să minimizeze impactul asupra mediului. Această abordare modifică practic modul de concepere al unei structuri, prin înglobarea în procesul de proiectare a impactului asupra mediului, şi mai mult privind acest proces ca unul de proiectare integrată. Evaluarea impactului asupra mediului însă nu trebuie realizat numai pentru procesul iniţial de construcţie, ci trebuie să integreze atât procesul de întreţinere cât şi de debarasare a materialelor la sfârşitul ciclului de viaţă. În prima parte a lucrării sunt prezentate abordări de tip LCA (evaluarea ciclului de viaţă), făcându-se de asemenea, şi o trecere în revistă a documentelor normative în domeniul dezvoltării durabile în construcţii. În partea a doua a lucrării se va evidenţia problematica dezvoltării durabile în construcţii şi în special a construcţiilor metalice, prin prezentarea unor studii de caz.*

Cuvinte cheie: Dezvoltare durabilă, structuri metalice, mediu, proiectare integrată

***Abstract:** The paper discusses the topic of sustainability in construction. Nowadays, more than in the past and the in future significantly more than today, constructions must be completed and operating in a way to preserve our existing resources and environmental impact. This approach basically changes the design of a structure by embedding in the design process the environmental impact, and this process should be seen as an integrated design. The assessment of environmental impact should be done not only for the initial stage of construction, but should integrate both the maintenance and the disposal of materials at end of life. First part of the paper presents the LCA approach (Life Cycle Assessment), and a review of normative documents on sustainable development in construction. In the second part of the paper will be highlighted the issue of sustainable development in construction and particularly of steel constructions through presentation of some case studies.*

Keywords: Sustainability, steel structure, environment, integrated design

1. Introducere

Dezvoltarea durabilă este un termen foarte des folosit în ultima decadă, iar pentru industrie a ajuns un laitmotiv în prezentarea produselor. Factorul primordial care contribuie la degradarea mediului îl reprezintă energia consumată în toate stadiile pentru producerea şi exploatarea produselor (procesare, transport, utilizare inclusiv pentru debarasare). Aşa cum demonstrează *The Chartered Institute of Building, UK* [1], aproximativ 45% din energia mondială generată este folosită pentru a permite funcţionarea şi menţinerea clădirilor şi 5% pentru construcţia acestora. Încălzirea – răcirea şi iluminarea

[1] Conf. dr. ing. Universitatea "Politehnica" din Timişoara (Assoc. Prof., PhD, "Politehnica" University of Timisoara), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: adrian.ciutina@ct.upt.ro
[2] Prof. dr. ing. Universitatea "Politehnica" din Timişoara (Prof., PhD, "Politehnica" University of Timisoara), Departamentul de Construcţii Metalice şi Mecanica Construcţiilor, e-mail: viorel.ungureanu@ct.upt.ro
[3] Idem [2], e-mail: daniel.grecea@ct.upt.ro
[4] Idem [2], e-mail: dan.dubina@ct.upt.ro

clădirilor prin intermediul arderii combustibililor fosili (gaz, cărbune, petrol) şi indirect prin folosirea electricităţii reprezintă sursa primordială pentru emisiile de dioxid de carbon şi este cauza pentru jumătate din emisiile de gaz cu efect de seră. Prin urmare, domeniul construcţiilor poate fi considerat principalul vinovat pentru degradarea mediului. Diminuarea şi controlul impactului asupra mediului reprezintă misiunea strategiei denumită „*dezvoltare durabilă*" şi constituie una din direcţiile prioritare în momentul de faţă şi în următoarea perioadă de timp.

Implementarea conceptului de *dezvoltare durabilă* în construcţii nu se poate realiza decât prin inovare la nivel conceptual şi tehnologic. Procesul este în mod evident pluri- şi interdisciplinar. Se poate construi durabil, pe baza unor modele conceptuale performante (funcţionalitate, siguranţă, neutre sau cu impact redus faţă de mediu), folosind materiale cu caracteristici fizico-mecanice superioare (reciclabile şi cu consumuri înglobate scăzute de resurse primare şi energie), aplicând sisteme constructive şi tehnologii adiacente (siguranţă, flexibilitate, consumuri energetice scăzute, impact minim faţă de mediu). Utilizarea energiei pe întreaga durată de serviciu a clădirii, denumită şi energie operaţională, este una din cele mai importante chei în sectorul de construcţii. În cazul clădirilor, performanţele termice, respectiv eficienţa energetică au un important impact economic, social, cât şi asupra mediului.

Metodologia tradiţională de construcţie conduce la o dispută frecvent întâlnită care include două condiţii oarecum în contradicţie:

1. *Îndeplinirea cerinţelor de proiectare referitoare la siguranţă şi funcţionalitate*. Aceasta implică aspecte referitoare la rezistenţă şi stabilitate sub condiţii severe de încărcare, cerinţe arhitecturale, termice, acustice, de hidroizolaţii etc. care în mod practic pot afecta confortul interior al utilizatorilor;
2. *Realizarea unei structuri economice*. Acest criteriu poate influenţa nu numai alegerea unui anumit sistem structural, dar şi alegerea materialelor, a învelitorii şi a componentelor nestructurale.

Proiectarea unei construcţii pentru o durată de viaţă, stabilită prin normele de proiectare la 50-100 ani, nu se mai poate face ignorând impactul acesteia asupra mediului, construit şi locuit, atât prin consumul de resurse şi efectele sale în momentul iniţial în faza de construcţie, cât şi pe parcursul exploatării. O construcţie şi aria aferentă acesteia trebuie să răspundă următorilor parametri: alegerea eficientă a amplasamentului, proiectarea în termeni de durabilitate a construcţiei, selecţia materialelor, execuţia, managementul deşeurilor, utilizarea eficientă a energiei şi apei, calitatea aerului interior, utilizarea, demontarea, refolosirea componentelor, reciclarea, toate acestea cu impact în evaluarea ciclului de viaţă.

Luând în considerare cantitatea imensă de energie şi materiale utilizate în construcţii, impactul asupra mediului este tot mai mult privit ca o condiţie necesară procesului de proiectare. Mai mult decât atât, acest aspect trebuie considerat în toate fazele construcţiei, cum sunt realizarea construcţiei, exploatarea şi sfârşitul ciclului de viaţă. Analizele pe ciclu de viaţă (*Life Cycle Analysis - LCA*) reprezintă cea mai bună modalitate de determinare a efectelor asupra mediului a produselor sau a proceselor.

În principal, beneficiarul este acela care ia deciziile principale de a investi mai mult în faza de construcţie, reducând astfel costurile din faza de exploatare sau viceversa [1]. În spiritul acestui raţionament, criteriul care guvernează proiectarea obiectivului devine pur economic. Totuşi, în condiţiile în care domeniul de construcţii este responsabil pentru mai mult de jumătate din emisiile nocive ale planetei, estimarea impactului pe care acestea îl au asupra mediului va deveni o necesitate care trebuie integrată în procesul de proiectare în viitorul apropiat. În condiţiile actuale ale legislaţiei din România nu există obligativitatea în ceea ce priveşte determinarea impactului pe care construcţiile nou proiectate îl au asupra mediului. Pentru o abordare globală însă, aplicând o proiectare integrată bazată pe performanţă, impactul pe care o construcţie îl are asupra mediului va trebui considerat ca un set de reguli suplimentare. Considerând că prima condiţie (de siguranţă şi funcţionalitate) reprezintă în fapt o condiţie necesară pentru o clădire, rezultă faptul că proiectarea trebuie să se bazeze pe următorul raţionament: *dintre soluţiile care pot asigura siguranţa şi funcţionalitatea unei clădiri, trebuie aleasă aceea care conduce la un cost minim şi la un impact minim asupra mediului*.

2. Evaluarea impactului construcţiilor asupra mediului pe durata ciclului de viaţă

LCA este o metodologie utilizată pentru evaluarea aspectelor de mediu şi a potenţialului asociat unui produs prin:

- compilarea unui inventar al datelor de intrare şi de ieşire a unui sistem;
- evaluarea impactului asupra mediului potenţial asociat datelor de intrare şi ieşire;
- interpretarea rezultatelor în relaţie cu obiectivele studiului.

LCA studiază impactul posibil al produselor asupra mediului, de la achiziţionarea materialului brut, prin procesul de producţie, utilizare şi evacuare (craddle-to-grave). Categoriile generale de impact asupra mediului care trebuie considerate includ folosirea resurselor, sănătatea umană şi consecinţele ecologice (conform ISO 14040). În acest context au fost definite un număr de categorii de impact pentru care pot fi calculate contribuţiile datorate clădirilor. Acestea reprezintă indicatori LCA. Prin efectuarea unei analize LCA se pot obţine informaţii cantitative privitoare la contribuţia clădirii la schimbarea climatului şi reducerea resurselor. Ulterior acestea pot fi comparate cu alte rezultate similare ale clădirilor (menţinând aceleaşi condiţii de margine).

Principiul unei analize LCA este relativ simplu, şi anume: pentru fiecare stadiu al ciclului de viaţă sunt investigate cantităţile de materiale şi energie folosite şi emisiile asociate acestor procese. Emisiile (cea mai mediată fiind emisia de CO_2) sunt apoi multiplicate cu factori de caracterizare proporţionali cu puterea acestora, fiecare având un impact diferit asupra mediului. De multe ori una din emisii este aleasă ca referinţă, iar rezultatul este prezentat în echivalenţi faţă de impactul substanţei de referinţă.

Numărul de echivalenţi însumaţi pentru fiecare categorie de impact pot fi ulterior normalizaţi şi ponderaţi pentru a ajunge la un rezultat agregat (final). Diferite instrumente de calcul pot utiliza factori de caracterizare diferiţi şi date de emisie diferite dacă procesul de producţie şi cele de combustie diferă. De asemenea, instrumente diferite de calcul pot avea metode de normalizare şi de agregare diferite care vor conduce la rezultate diferite.

Un instrument LCA de bază poate include o bază de date generică cu informaţii asupra emisiilor pentru un număr de materiale de construcţii, procese şi de tipuri de energii. Este de preferat ca aceste informaţii să fie extrase din EPD (*Environmental Product Declarations – Declaraţiile de Mediu ale Produsului*). Instrumentele LCA sofisticate au nevoie de acces la baze de date internaţionale, specifice fiecărui produs/proces/material. Informaţiile de intrare necesare diferitelor stadii ale ciclului de viaţă sunt prezentate în Figura 1.

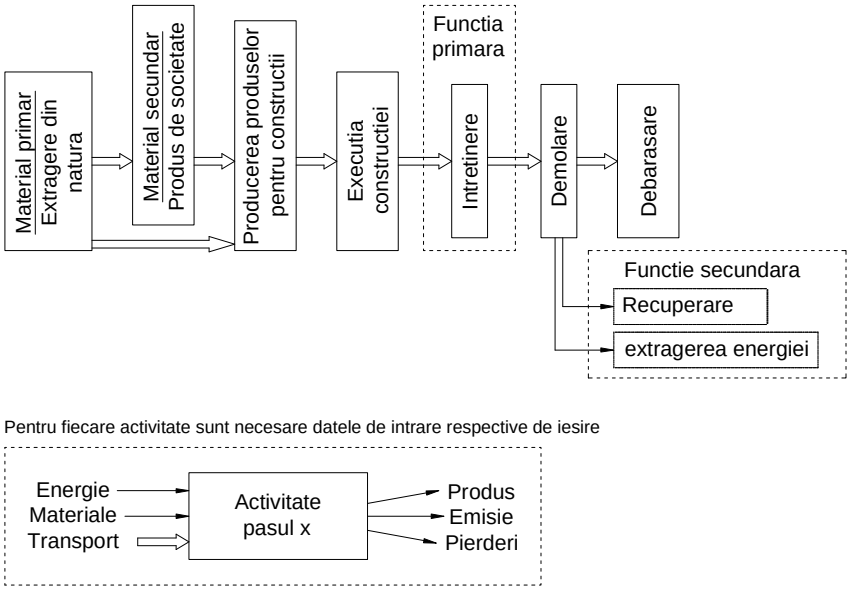


Fig. 1. Ilustrarea stadiilor ciclului de viaţă a unei clădiri şi datele de intrare pentru LCA

2.1. Fazele unei evaluări LCA

Pentru efectuarea unei evaluări LCA sunt necesare anumite elemente cheie. Cu toate că nu există o singură metodă pentru a conduce un studiu LCA, trebuie ca o analiză LCA să includă următoarele faze:

- definiţia scopului şi a domeniului de aplicaţie;
- analiza inventarului;

- evaluarea impactului;
- interpretarea rezultatelor.

Pentru definirea scopului şi a domeniului de aplicaţie trebuie definită o unitate funcţională (faţă de care impactul asupra mediului se raportează), respectiv condiţiile de margine (condiţii incluse în evaluare) în conformitate cu scopul studiului. Definiţia unităţii funcţionale este în mod particular importantă atunci când sunt comparate diferite produse (clădiri). În conformitate cu CEN 350 (*European Standardisation Process Sustainability in Construction*) se recomandă ca aceasta să se numească echivalent funcţional. Într-o analiză LCA trebuie incluse cel puţin două stadii ale ciclului de viaţă, spre exemplu producerea materialelor de construcţie, şi faza operaţională, pentru a justifica abordarea pe ciclu de viaţă. Analiza inventarului reprezintă procesul de compilare a informaţiilor necesare pentru evaluare. Într-un pas ulterior, este efectuată evaluarea impactului pe ciclu de viaţă (*LCIA – Life Cycle Impact Assessment*). Paşii care trebuie urmaţi în efectuarea unei analize LCA sunt prezentaţi în Figura 2. Pentru efectuarea LCIA sunt necesare câteva elemente:

- selectarea categoriilor de impact, indicatori ai categoriilor şi modele de caracterizare;
- clasificarea rezultatelor LCI;
- calculul rezultatelor indicatoarelor pe categorii (caracterizarea).

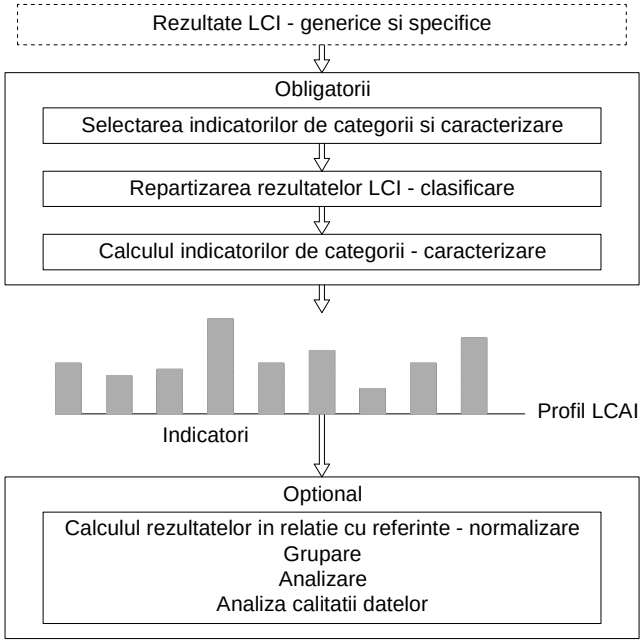


Fig. 2. Ilustrarea acţiunilor efectuate în evaluarea unui ciclu de viaţă (ISO 14042)

2.2. Cadrul legislativ actual

Prin integrarea europeană, România trebuie să implementeze şi să aplice inclusiv normativele referitoare la dezvoltarea durabilă a lucrărilor de construcţii. La nivel european există în cadrul Comitetului European de Standardizare (European Committee for Standardization – CEN) Comitetul tehnic 350 (TC 350), care oferă baza cadrului legislativ privind dezvoltarea durabilă în sectorul de construcţii. TC 350 a furnizat în mod constant o cantitate considerabilă de informaţii avansate şi coerente în domeniul clădirilor şi construcţiilor durabile. Totodată, a dezvoltat instrumente de măsurare şi de parametrizare pentru impactul asupra mediului, pentru impactul economic şi cel social al clădirilor, făcând distincţie între stadiul de producţie, stadiul de construcţie, cel de utilizare, şi cel de debarasare (reciclare şi eliminare a deşeurilor). Comitetul tehnic care se ocupă de acest subiect în România este CT 343, din cadrul ASRO. Documentele CEN TC 350 vor fi reunite în normative europene, documentele de lucru actuale fiind pre-normative europene cum sunt:

- CEN/TR 15941:2010 - *Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Methodology for selection and use of generic data;*
- EN 15643-1:2010 - *Sustainability of construction works - Sustainability assessment of buildings - Part 1: General framework;*

- EN 15643-2:2011 - *Sustainability of construction works - Assessment of buildings - Part 2: Framework for the assessment of environmental performance;*
- EN 15643-3:2012 - *Sustainability of construction works - Assessment of buildings - Part 3: Framework for the assessment of social performance;*
- EN 15643-4:2012 - *Sustainability of construction works - Assessment of buildings - Part 4: Framework for the assessment of economic performance;*
- EN 15804:2012 - *Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Core rules for the product category of construction products;*
- EN 15942:2011 - *Sustainability of construction works - Environmental product declarations - Communication format business-to-business;*
- EN 15978:2011 - *Sustainability of construction works - Assessment of environmental performance of buildings - Calculation method.*

Aceste documente se bazează în parte pe familia de standarde internaţionale ISO 14000. În 2006 ISO a publicat a doua ediţie a standardelor privind LCA, şi anume:

- SR EN IS0 14040:2002 - Management de mediu. Evaluarea ciclului de viaţă. Principii şi cadru de lucru.
- SR EN IS0 14041:2002 - Management de mediu. Evaluarea ciclului de viaţă. Definirea scopului, domeniului de aplicare şi analiza de inventar.
- SR EN IS0 14042:2002 - Management de mediu. Evaluarea ciclului de viaţă. Evaluarea impactului ciclului de viaţă.
- SR EN ISO 14043:2003 - Management de mediu. Evaluarea ciclului de viaţă. Interpretarea ciclului de viaţă.
- SR EN ISO 14044:2007 - *Management de mediu. Evaluarea ciclului de viaţă. Cerinţe şi linii directoare.*

Standardul ISO 14040 descrie principiile şi cadrul pentru efectuarea unei analize LCA. Acesta oferă şi o prezentare generală a modalităţilor de efectuare a unei analize LCA. Datorită faptului ca standardul este aplicabil în diverse sectoare industriale şi de consum, el are doar un caracter general. Cu toate acestea, el include o serie cuprinzătoare de termeni şi definiţii, un cadru metodologic de aplicare, consideraţii de raportare, abordări privitoare la recenziile critice precum şi o anexă care descrie aplicaţiile LCA. Standardul ISO 14044 specifică cerinţele şi oferă indicaţii de aplicare pentru LCA. Standardul este gândit pentru pregătirea şi conducerea analizelor de tip ciclu de viaţă precum şi pentru a oferi indicaţii pentru interpretarea impactului şi a diverselor faze LCA, precum şi asupra naturii şi calităţii datelor colectate.

3. Studii de caz

Se vor prezenta două studii de caz pentru clădiri, care utilizează oţelul pentru structura principală de rezistenţă şi îl combină cu diferite materiale şi soluţii pentru pereţi, acoperişuri şi planşee, cu scopul de a obţine clădiri de înaltă performanţă termo-energetică.

3.1 Studiu de caz 1: casa modulară

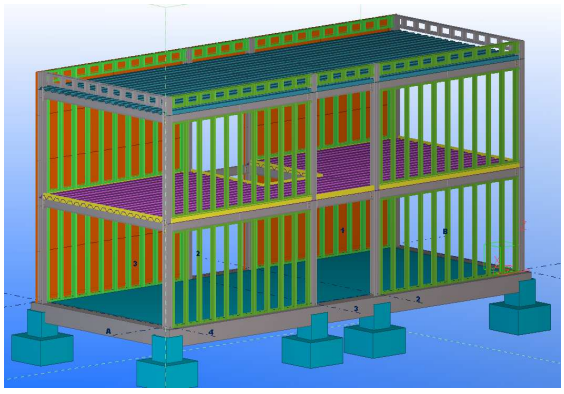
(a)  (b) 

Fig. 3. Vedere 3D a unui modul de casă: (a) conceptul arhitectural; (b) conceptul structural.

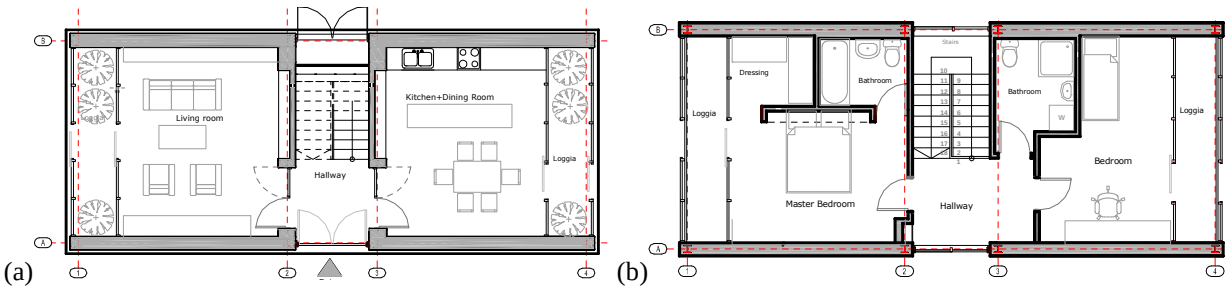


Fig. 4. (a) Plan parter şi (b) plan etaj

În ultima decadă, arhitecţii, inginerii şi utilizatorii sunt în căutarea soluţiilor economice pentru sistemele de locuinţe. În acest context, casele cu structură metalică au devenit o soluţie viabilă în multe din ţările Europene, incluzând România. Pe lângă criteriul economic, una din problemele ridicate de aceste sisteme structurale este legată de impactul asupra mediului. Studiul de caz prezintă o soluţie inovativă structură-anvelopă, care permite flexibilitatea partiţionării, construcţia modulară, fabricarea şi construcţia rapidă, precum şi diversificarea soluţiilor pentru structura planşeelor şi a anvelopei.

Proiectul a fost dezvoltat în cadrul proiectului *Affordable Houses Project*, coordonat de firma ArcelorMittal şi Universitatea din Liege în anul 2009. În cadrul proiectului au fost prezente opt echipe din Portugalia, Cehia, România, Polonia, Suedia, Brazilia, India şi China [5], [6]. Conceptul arhitectural dezvoltat de arh. Mihai Muţiu se bazează pe dezvoltarea unei amprente rectangulare de bază de 5.60m×13.40m, care oferă un prim modul de 75m^2 pentru o unitate de nivel. Construcţia pe două nivele, cu acoperiş terasă, are o arie construită de 150m^2 respectiv o arie utilă de 124.41m^2. Figura 3 prezintă vederea 3D a unui modul iar Figura 4 prezintă planurile construcţiei. O dezvoltare ulterioară a clădirii este posibilă prin adăugarea unui al doilea modul prin adiţie orizontală, sporind în acest mod aria totală.

Sistemul de construcţie propus aşa cum este prezentat în Figura 3 constă din: (1) structură în cadre din profile laminate; (2) structură secundară din montanţi din elemente formate la rece (sau din lemn) rigidizate cu OSB; (3) diverse sisteme de învelitoare; (4) structură de planşeu din beton uşor turnat pe table profilate trapezoidale; (5) loggia cu doi pereţi vitraţi cu structură din aluminiu sau PVC; (6) fundaţii şi placă din beton; (7) acoperiş terasă sau în pantă. Structura a fost proiectată luând în considerare condiţiile seismice şi climatice specifice municipiului Timişoara. Încărcările considerate în proiectare sunt în conformitate cu normativele în vigoare în anul 2009.

Un alt scop al proiectanţilor a fost realizarea eficienţei termo-energetice. Pentru aceasta au fost consideraţi mai mulţi factori: (1) temperatura interioară şi calitatea aerului; (2) izolarea termică; (3) protecţia la umezeală, (4) ventilaţia pasivă şi umbrirea; (5) acţiunea terasei vitrate ca zonă tampon şi (6) dispunerea unor luminatoare pentru a realiza ventilarea casei cu un singur nivel.

Pentru a putea identifica impactul asupra mediului pe care îl are casa cu structură metalică, în cadrul centrului de cercetare CEMSIG al Universităţii Politehnica Timişoara a fost efectuat un studiu comparativ de tip LCA pentru structura proiectată în patru variante distincte, fiecare dintre ele având propriul sistem structural [5], [6], conform descrierilor de mai jos. Pentru analiza de impact asupra mediului au fost considerate următoarele stadii LCA: (a) faza de construcţie; (b) faza de construcţie plus faza de debarasare şi (c) faza de construcţie, faza de debarasare plus mentenanţa pe parcursul ciclului de viaţă, calculată pentru o perioadă de 50 de ani.

Fiecare sistem structural a fost proiectat considerând aspecte particulare:
(1) *Structura metalică din profile laminate*: conform prezentării de mai sus.
(2) *Structura din cadre din elemente formate la rece.* În acest caz sistemul structural constă din:
- fundaţii izolate sub stâlpi legate cu grinzi de fundare şi placă din beton;
- structură metalică din cadre din profile formate la rece (profile tip C150);
- structură secundară realizată din montanţi din profile formate la rece (profile C150 dispuse la o distanţă de 600mm), rigidizate prin plăci OSB la interior şi exterior;
- structură uşoară de planşeu realizată din plăci OSB dispuse peste tablă profilată trapezoidal;
- sistemul de învelitoare şi loggia dublu vitrate prin cadre din aluminiu;
- acoperiş terasă izolat termic şi hidro, dispus peste tablă profilată trapezoidal.

(3) *Structură din cadre de lemn* realizată pe acelaşi principiu cu casa din profile uşoare formate la rece. În acest caz structura de rezistenţă din lemn este extinsă până la nivelul 2. Structura secundară şi anvelopa structurii este realizată identic cu cea pentru structura din profile uşoare.
(4) *Structura din zidărie.* Reprezintă soluţia clasică pentru realizarea caselor, prin ziduri din zidărie din cărămizi cu goluri (25 cm) şi stâlpişori, izolate termic cu polistiren. Sistemul de fundaţii este asigurat prin fundaţii continue sub pereţi şi placă din beton armat. Planşeele de la etaj şi de acoperiş sunt realizate de asemenea din plăci din beton armat de 13 cm.

Procesul de proiectare a structurilor a urmărit aceleaşi planuri arhitecturale, aceeaşi locaţie şi aceleaşi încărcări utile şi climatice. De asemenea proiectarea a urmărit atingerea unor condiţii similare pentru mediul interior. Detaliile pentru componenţa şi stratificaţia macro-componentelor considerate în analiza de impact asupra mediului sunt prezentate în [6]. Pentru realizarea analizei LCA a fost necesară evaluarea cantităţilor de materiale pentru fiecare tip de structură în parte.Analiza comparativă de impact a fost efectuată considerând programul SimaPro [2]. Pentru simplificarea modelului analizat, analiza de inventar a fost efectuată considerând următoarele condiţii de margine:

- sistemele electrice şi de încălzire nu au fost integrate în analiză deoarece contribuie cu acelaşi impact asupra mediului;
- transportul materialelor nu a fost luat în consideraţie, deşi valorile (în special masele transportate) sunt diferite pentru diferitele sisteme structurale;
- consumabilele domestice (apă, gaz, electricitate) nu au fost considerate în analiza de impact;
- energia folosită pentru construcţie (macarale şi utilaje de şantier) nu a fost inclusă în analiza comparativă.

Pentru analiza LCA, elementele constructive au fost considerate în concordanţă cu listele de materiale rezultate din procesul de proiectare respectiv stratificaţiile pereţilor. Pentru a face mai uşoară introducerea materialelor în programul de analiză, acestea au fost integrate în mai multe macro-componente:

- materiale constitutive pentru *infrastructură*: beton şi bare de armare, straturile de pietriş şi nisip, folia împotriva vaporilor, polistiren extrudat, beton şi bare de armare ale plăcii din beton;
- materiale constitutive pentru *suprastructură*: conform sistemului de construcţie: (1) profile laminate şi beton uşor plus tabla profilată; (2) profile metalice formate la rece şi elemente de montanţi, tabla profilată pentru planşeu; (3) structura din lemn; (4) zidărie şi planşee din beton;
- materiale pentru *structura secundară*: montanţii pentru structura realizată din profile laminate.
- materiale integrate în *anvelopă*: placările cu OSB, izolaţia termică pentru zidurile interne şi externe, izolaţiile hidro (incluzând foliile de polietilenă) etc. pentru structurile metalice şi din lemn, sistemul de izolare termică pentru structura din zidărie;
- materiale integrate în *finisaje*: finisaje exterioare (tip stucco) şi interioare (vopsea acrilică), plăci din gipscarton pentru pereţi şi tavane sau tencuială, uşi interioare, pereţii vitraţi, sisteme de finisaj cald (interior) respectiv rece (exterior) etc.

În afara sistemului constructiv considerat, o clădire necesită pe parcursul ciclului de viaţă lucrări de mentenanţă. Aceste lucrări poti fi de diferite tipuri şi reprezintă un aspect important din viaţa unei construcţii. În anumite situaţii, materialele pot fi schimbate de mai multe ori în timpul ciclului de viaţă. În general, într-o analiză de tip LCA integrarea lucrărilor de mentenanţă este relativ greu de integrat deoarece scenariile făcute în avans nu corespund întotdeauna realităţii. Totuşi, pentru a putea face un studiu LCA complet al structurilor analizate, au fost considerat următorul scenariu (considerat ca o mentenanţă planificată), în decursul unei durate de serviciu de 50 de ani:

- 9 decoraţii interioare (la fiecare 5 ani);
- 4 schimbări ale finisajelor interioare (la fiecare 10 ani);
- 4 schimbări ale sistemului de hidro-izolaţie (la fiecare 10 ani);
- 3 redecorări exterioare (la fiecare 12.5 ani);
- 3 schimburi ale sistemelor sanitare pentru băi şi bucătării: gresie, mobilier (la fiecare 12.5 ani);
- 1 schimb al sistemului electric şi de încălzire (la fiecare 25 ani);
- 1 schimb al sistemului de acoperiş (la fiecare 25 ani);
- 1 schimb al sistemului de izolare termică (la fiecare 25 ani).

Cantităţile de materiale considerate pentru faza de mentenanţă au fost calculate folosind aceleaşi condiţii de margine şi cele de debarasare ca în cazul materialelor de construcţie [7].

Trebuie specificat faptul că în cazul structurilor metalice şi din lemn, schimburile de materiale datorate mentenanţei conduc la păstrarea în faza finală numai a sistemului structural, în timp ce celelalte elemente structurale sunt schimbate cel puţin odată în cei 50 de ani. În cazul casei tradiţionale scenariul de mentenanţă se reduce la nivelul schimbului de tencuială, al sistemului de izolaţie termică şi parţial al sistemului de acoperiş. Pentru niciuna dintre structuri nu a fost considerat un scenariu de mentenanţă la infrastructură.

Este evident faptul că într-o abordare pe ciclu de viaţă nu poate fi exclus procesul de debarasare a materialelor la sfârşitul ciclului de viaţă. În mod normal, destinaţia finală a deşeurilor materialelor de construcţii reprezintă o problemă în fiecare ţară dar poate diferi şi de la zonă la zonă. Pentru scopul studiului prezentat în această lucrare, debarasarea materialelor la sfârşitul ciclului de viaţă a fost gândită ca fiind în concordanţă cu condiţiile curente din România pentru refolosire, reciclare şi debarasare finală.

Figura 5 prezintă rezultatele obţinute din analiza de tip LCA ca sumă directă a fazelor de construcţie, de mentenanţă şi de debarasare. Toate rezultatele sunt oferite în „eco-puncte”, pentru a obţine rezultate finale unitare şi comparabile. Metoda folosită în analiza de impact este Eco-indicator’99 [4].

Ca o concluzie generală se remarcă faptul că atât în cazul analizei pentru faza de construcţie cât şi pentru analiza LCA globală, impactul pentru aproape toate categoriile de impact sunt mai mari pentru structura din zidărie. În comparaţia scorului global (Figura 5 dreapta), structurile metalice (6096 respectiv 6481 eco-puncte respectiv) prezintă un avans în faţa structurii din zidărie (7192 eco-puncte), în timp ce scorul clădirii cu structură din lemn reprezintă media celorlalte trei soluţii. Studiul efectuat conduce la următoarele concluzii:

- soluţiile de construcţie din oţel (cu elemente laminate sau cu profile formate la rece) reprezintă o alternativă bună soluţiilor clasice de construcţie din zidărie, atât din punctul de vedere al siguranţei cât şi din punctul de vedere al dezvoltării durabile. Dina cest punct de vedere toate soluţiile în cadre conduc la un impact mai mic asupra mediului în comparaţie cu structura din zidărie;
- faza de mentenanţă a soluţiilor metalice şi respectiv lemn este mult mai complexă decât pentru soluţia din zidărie. În analiza de impact, mentenanţă joacă un rol important;
- există trei categorii de impact care reprezintă cea mai mare parte din scorul global de impact: (i) folosirea combustibililor fosili, prin utilizarea energiei în faza de producţie; (ii) emisiile de substanţe anorganice care sunt nocive respiraţiei – tot ca rezultat al utilizării energiei respectiv (iii) utilizarea terenului în special în cazul structurii din lemn. Aceste categorii arată practic direcţia care trebuie urmată pentru limitarea impactului asupra mediului.

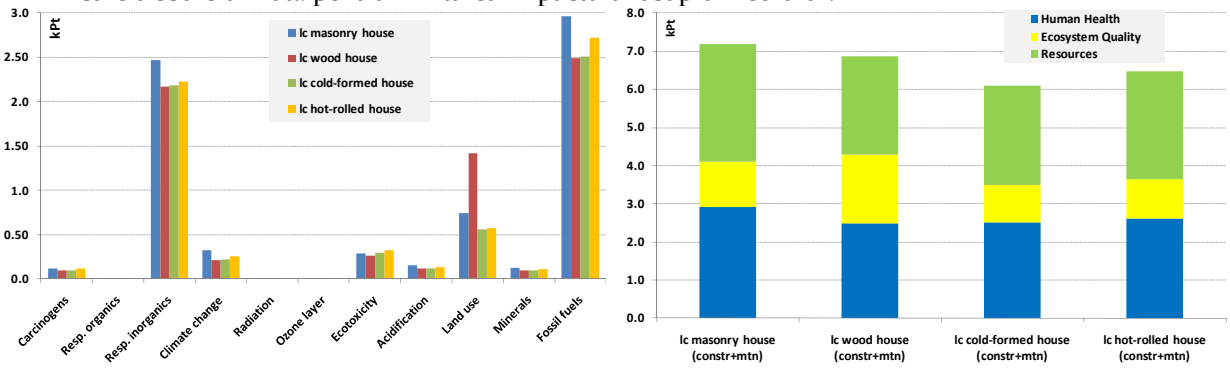


Fig. 5. Rezultatele analizei LCA pentru comparaţia sistemelor structurale, fazele de construcţie, de mentenanţă şi de debarasare: pe categorii de impact(stânga), respectiv scor global (dreapta).

3.3 Studiu de caz 2: bloc de apartamente

Studiul de caz prezintă un bloc de apartamente construit în anul 2007 în Timişoara, România, pe baza unui proiect de arhitectură conceput de arh. Mihai Muţiu [7, 8]. Structura este realizată din profile de oţel şi planşee uşoare (vezi Figura 6). Mai multe soluţii de proiectare inovative au fost folosite în cadrul proiectului. O atenţie deosebită a fost acordată aspectelor legate de proiectarea de ansamblu şi detaliu, precum şi pentru soluţiile de închidere, inclusiv performanţa termo-energetică. Referitor la analiza de impact asupra mediului s-a efectuat un studiu comparativ, numai pentru faza de construcţie, pentru structura realizată în două soluţii: (a) structura metalică în cadre şi (b) structura în cadre de beton armat.



Fig. 6. Arhitectură, structura în timpul construcţiei şi vedre finală a clădirii

Analiza de impact asupra mediului a fost realizată cu ajutorul programului de calcul *SimaPro* [2], program utilizat pe scară largă în analiza de mediu şi LCA, care utilizează baza de date *Ecoinvent* [3]. Analiza au considerat doar fazele de producţie a materialelor şi faza de construcţie.

Analiza inventarului a fost realizată în conformitate cu condiţiile la limită ale sistemului. În consecinţă, s-au considerat următoarele limite (condiţii de margine):

- nu au fost luate în considerare finisajele (spre exemplu zugrăveala, finisajele planşeului, uşile, ferestrele, respectiv instalaţiile electrice şi pentru încălzire);
- transportul nu a fost considerat;
- consumul de apă / gaz / energie electrică nu a fost considerat;
- energia utilizată pentru faza de construcţie (cum ar fi energia pentru macarale şi alte utilaje) nu a inclusă în comparaţie.

Trebuie remarcat că, pentru inventar, din cauza lipsei de informaţii pentru procesele şi materialele din România s-au folosit valorile medii europene. Pentru calcularea impactului asupra mediului al clădirii , materialele de intrare au fost luate în considerare în funcţie de elementele constructive: (1) pereţi exteriori; (2) pereţi interiori; (3) planşeu; (4) acoperiş; (5) fundaţie-infrastructură.

Pentru a simplifica procesul de introducere a datelor de intrare a materialelor de construcţii în programul de calcul *SimaPro*, au fost calculate valorile medii pentru greutatea materialelor, pe suprafaţă de element constructiv. Acestea au fost estimate pentru fiecare tip de element de constructiv, după cum urmează: greutatea totală a materialelor (rezultat din extrasele de materiale) a fost împărţită la suprafaţa totală a elementului constructiv (în mp). În acest fel, rezultatul final reprezintă o medie pe metru pătrat de elementul constructiv, care ulterior se poate înmulţi cu suprafaţa totală de element constructiv.

Figura 7 prezintă impactul pentru faza de construcţie pentru construcţia cu structură metalică, pe baza datelor de intrare (listele de materiale), dar considerând condiţiile de margine menţionate mai sus. Toate rezultatele sunt prezentate în "eco-puncte" (Pt) [4], care exprimă sarcina totală de mediu a unui produs sau proces, pe baza datelor de la o evaluare a ciclului de viaţă, în scopul de a avea rezultate unitare şi comparabile. Metoda utilizată pentru analiza de impact este Eco-indicator '99 [4]. Rezultatele sunt date pe categorii de impact (Figura 7 stânga, respectiv pe elemente constructive în Figura 7dreapta). Se poate observa că pentru structura analizată, impactul major provine din utilizarea combustibililor fosili, deoarece aceste resurse sunt folosite pentru fabricarea materialelor de construcţie la toate nivelurile. De asemenea, valori importante ale impactului sunt înregistrate pentru emisiile respiratorii anorganice şi ecotoxicitate. În ceea ce priveşte rezultatele evaluate pe elemente constructive, impactul major corespunde pereţilor exteriori şi infrastructurii. Aceste elemente constructive sunt mari consumatori de resurse şi, de asemenea, au un mare impact asupra sănătăţii umane.

Figura 8 prezintă rezultatele comparaţiei directe pe categorii de impact ale analizelor sistemelor structurale considerate: oţel respectiv structura echivalentă din beton. Din rezultatele analizelor rezultă faptul că structura din beton are un impact mai mare asupra mediului pentru aproape toate categoriile de impact (cu singura excepţie a substanţelor eco-toxice) şi conduce la un scor global (graficul interior) mai mare decât impactul structurii metalice cu aproape 50%. Cu toate acestea, şi în acest caz, rezultatele trebuie interpretate mai degrabă ca valori orientative decât ca valori exacte dar demonstrează în mod cert faptul că structurile metalice oferă performanţe de mediu bune comparativ cu structurile din beton.

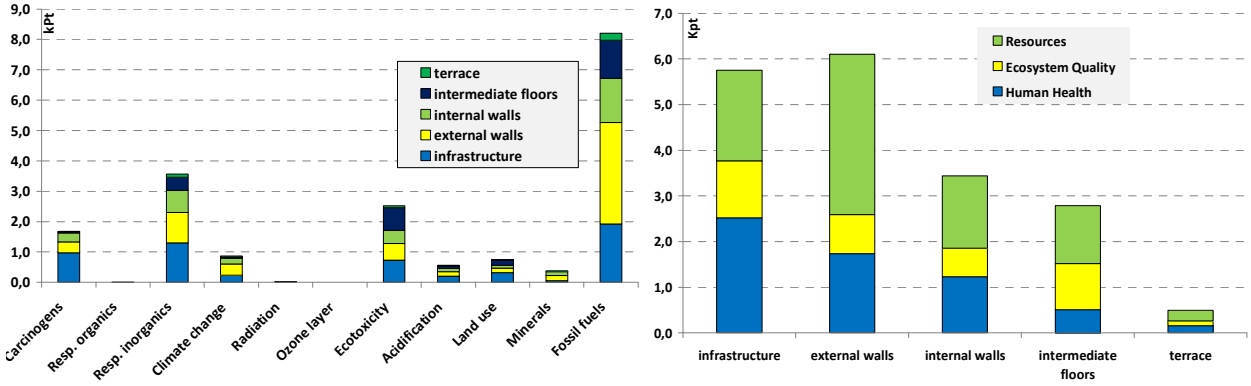


Fig. 7. Impactul asupra mediului: categorii de impact respectiv elemente constructive - structura metalică

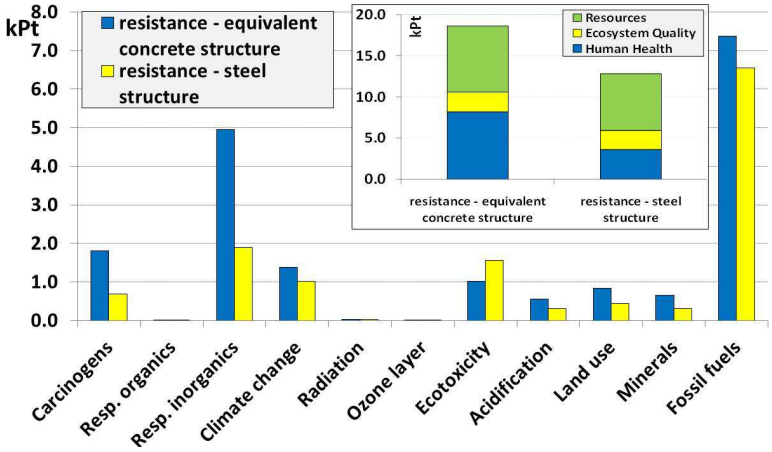


Fig. 8. Impactul asupra mediului pentru blocul de locuințe - reprezentare „scor unic”

4. Concluzii

Cu siguranţă că toate rezultatele prezentate în studiul de caz sunt obţinute ţinând cont de o serie largă de ipoteze şi scenarii. Schimbând unele dintre aceste scenarii, rezultate ar putea fi diferite. În orice caz, rezultatele prezentului studiu arată foarte clar faptul că sistemele moderne pentru clădirile rezidenţiale pot conduce la soluţii viabile, în consens cu ideea dezvoltării durabile şi „prietenoase” cu mediul înconjurător. În mod sigur, acest tip de analize vor fi în viitor parte a proiectării integrate a clădirilor, care pe lângă calculele structurale şi economice trebuie să acopere aspecte de impactul asupra mediului.

Bibliografie

[1] The Chartered Institute of Building - CIOB. Sustainability and Construction, www.ciob.org.uk.
[2] SimaPro 7 - “Software and database manual”. Amersfoort, The Netherlands, 2008, www.pre.nl.
[3] Ecoinvent Centre 2000 - Ecoinvent data v1.3, Final reports Ecoinvent 2000, No. 1-15, Swiss Centre for Life Cycle Inventories, Dubendorf, on line at: www.ecoinvent.ch.
[4] Eco-indicator’99 2000 - Eco-indicator’99 – Manual for Designers. A damage oriented method for Life Cycle Impact Assessment, on line at: http://www.pre.nl/download.
[5] Dubina, D., Ungureanu, V., Ciutina, A., Tuca, I., Mutiu, M. - Sustainable detached family house - case study. Journal of Steel Construction. Design and Research. 2010, Vol. 3, pp. 154-162.
[6] Dubina, D., Ungureanu, V., Ciutina, A., Mutiu, M., Grecea, D. - Innovative sustainable steel framing based affordable house solution for continental seismic areas. Proceedings of the First International Conference on Structures and Architecture, ICSA 2010, Guimaraes, Portugal, 21-23.07.2010, pp. 367-368+CD.
[7] Ungureanu, V., Ciutina, A., Dubina, D. - Sustainable steel framed building – Case study. Proceedings of the 6th European Conference on Steel and Composite Structures. August 31 – September 2, 2011, Budapest, Hungary.
[8] Ungureanu, V., Ciutina, A., Dubina, D. - Life cycle analysis of a steel framed building in Romania. Proceedings of the International Conference: Sustainability of Constructions – Towards a better built environment. 3-5 February 2011, Innsbruck, Austria, pp. 341-350.

STRUCTURI MIXTE CU CONLUCRARE (OŢEL – BETON) UTILIZATE LA CONSTRUCŢIA PODURILOR RUTIERE

COMPOSITE STRUCTURES (STEEL – CONCRETE) USED FOR THE CONSTRUCTION OF THE ROAD BRIDGES

POPA VICTOR[1]

Rezumat: *Lucrarea prezintă câteva poduri construite în Romania folosind soluţii de structuri compozite. Soluţiile cu structuri compozite pot fi aplicate tuturor tipurilor de poduri, precum: tabliere simplu rezemate; tabliere continue pe două, trei sau mai multe deschideri; cadre; arce cu grinzi de rigidizare; poduri hobanate. Sunt prezentate exemple de poduri construite în România pentru fiecare tip de structură enumerată, subliniindu-se avantajele folosirii soluţiilor de structuri compozite.*

Cuvinte cheie: structuri compozite, poduri hobanate, arce cu grinzi de rigidizare.

Abstract: *The paper presents some bridges constructed in Romania using composite structure solutions.The composite structure solutions could be applied to all types of bridges as: simple supported decks: continuous decks on two, three or more spans; frames; arches with strengthening girders; cable-stayed bridges. There are presented some examples of bridges constructed in Romania for each type of the mentioned structure, emphasizing the advantages of using composite structure solutions.*

Keywords: composite structures, cable-stayed bridges, arches with strengthening girders.

1. Introducere

Structurile mixte cu conlucrare sau structurile compozite (composite structures) cum sunt definite pe plan internaţional sunt construcţii inginereşti realizate prin conlucrarea a două sau mai multe materiale cu proprietăţi fizico-mecanice diferite. Principiul de bază al alcătuirii acestor structuri îl constituie poziţionarea materialelor componente, astfel încât proprietăţile lor fizico-mecanice să fie folosite optim. O altă condiţie importantă pentru alcătuirea acestui tip de structură constă în realizarea unei legături intime între materialele componente, astfel încât structura formată să se comporte ca un element unitar.

În domeniul construcţiilor, cele mai des utilizate materiale pentru alcătuirea structurilor mixte cu conlucrare sunt pe de o parte betonul, respectiv betonul armat sau betonul precomprimat şi pe de altă parte oţelul sub formă de confecţie metalică. Legătura dintre cele două tipuri de materiale se realizează prin intermediul unor elemente metalice denumite conectori, care în principiu sunt de două categorii: flexibili şi rigizi având forme şi alcătuiri diverse. Conectorii se prind fest (de regulă prin sudură) pe feţele confecţiilor metalice în contact cu betonul şi se înglobează în masa acestuia în cursul procesului de realizare a structurii compozite.

[1] vicepreşedinte S.C. CONSITRANS S.R.L., membru corespondent al Academiei de Ştiinţe Tehnice din România str. Polonă nr. 56, Sector 1, Bucureşti Tel: 0723.319.708 Fax: 021.210.79.66 E-mail: victor_popa1942@yahoo.com

Podurile sunt structuri inginereşti care se pretează foarte bine la alcătuiri compozite, mai ales în ceea ce priveşte suprastructura acestora. Avantajele principale ale podurilor alcătuite cu suprastructuri compozite sunt în esenţă următoarele:

- reducerea substanţială a încărcărilor permanente şi implicit a celor seismice;
- reducerea timpului de execuţie a investiţiei;
- posibilitatea realizării unor soluţii de structuri mult mai diversificate;
- posibilitatea realizării unor deschideri mari şi foarte mari;

În cele ce urmează vor fi prezentate câteva exemple de lucrări de poduri alcătuite cu structuri mixte cu conlucrare.

2. Tipuri de structuri mixte cu conlucrare pentru poduri

Din punct de vedere al schemei statice a construcţiei se pot distinge următoarele categorii de structuri mixte cu conlucrare utilizate pentru alcătuirea lucrărilor de poduri:

- tabliere independente (simplu rezemate);
- tabliere continue pe două sau mai multe deschideri;
- cadre cu stâlpi verticali sau înclinaţi;
- tabliere cu arce şi grinzi de rigidizare;
- structuri hobanate.

Pentru fiecare categorie în parte există o mare diversitate de tipuri de structuri, depinzând de mărimea, alcătuirea şi configuraţia obstacolului ce trebuie traversat, dar mai ales de imaginaţia proiectantului care concepe lucrarea.

3. Exemple de lucrări de artă cu structuri mixte cu conlucrare

3.1 Poduri cu tabliere independente

Structurile compozite cu tabliere independente sunt alcătuite din grinzi metalice simplu rezemate în conlucrare cu platelajul din beton armat care susţine calea pe pod. Un exemplu de astfel de lucrare este podul peste râul Câmpiniţa la Lunca Cornului în judeţul Prahova.
Podul are suprastructura alcătuită dintr-un tablier independent având structura de rezistenţă cu alcătuire mixtă cu conlucrare, compusă din grinzi metalice în conlucrare cu platelajul din beton armat prin intermediul conectorilor flexibili. Tablierul independent al suprastructurii are o lungime de 40 m (Fig. 1a).

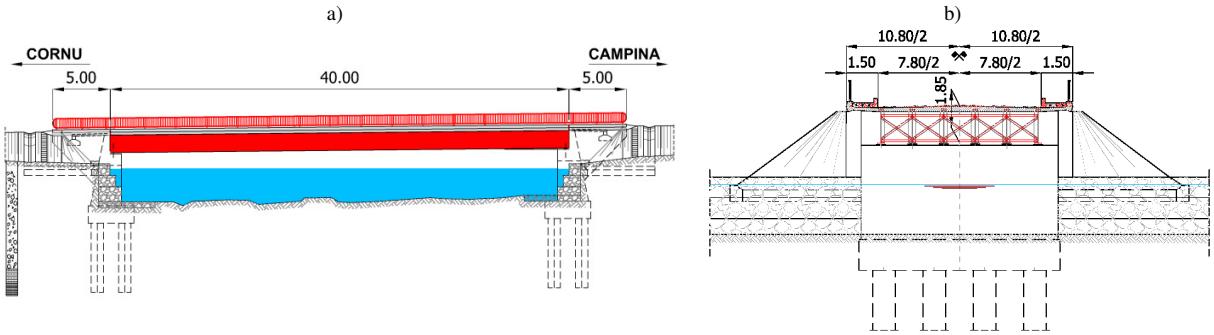


Fig. 1 Pod nou peste râul Câmpiniţa la Lunca Cornului. a)*Elevaţie;* b) *Secţiune transversală*

În secţiune transversală sunt 6 grinzi principale aşezate la o distanţă de 1,50 m interaxe. Calea pe pod este prevăzută cu o parte carosabilă cu lăţimea de 7,80 m (pentru două benzi de circulaţie) şi cu două trotuare pietonale cu lăţimea de câte 1 m fiecare (Fig. 1b).
Soluţia de structură mixtă cu conlucrare a fost adoptată pentru a avea o înălţime de construcţie mai redusă, ceea ce a permis menţinerea cotei iniţiale a căii, nemaifiind afectate astfel rampele de acces. Adoptarea unei singure deschideri pentru pod a permis eliminarea cauzei care a condus la prăbuşirea podului, prin îmbunătăţirea substanţială a condiţiilor de scurgere a apei sub pod.

Podul cu această alcătuire a înlocuit un pod mai vechi, care s-a prăbuşit în timpul inundaţiilor la câţiva ani după ce fusese reabilitat şi lărgit (Fig. 2).



a) b)

Fig. 2 Imagini cu podul peste râul Câmpiniţa la Lunca Cornului
a) *Podul vechi reabilitat şi lărgit după prăbuşire*; b) *Podul nou cu tablier independent mixt cu conlucrare*

3.2 Poduri cu tabliere continue

Varianta de ocolire a municipiului Piteşti realizată cu profil de autostradă a necesitat execuţia a 12 lucrări de artă, dintre care trei poduri peste râul Argeş şi un pod peste râul Doamnei având suprastructurile alcătuite cu structuri mixte cu conlucrare. Tablierele podurilor peste râul Argeş sunt continue pe câte trei deschideri de 50 m + 70 m + 50 m (Fig. 3).

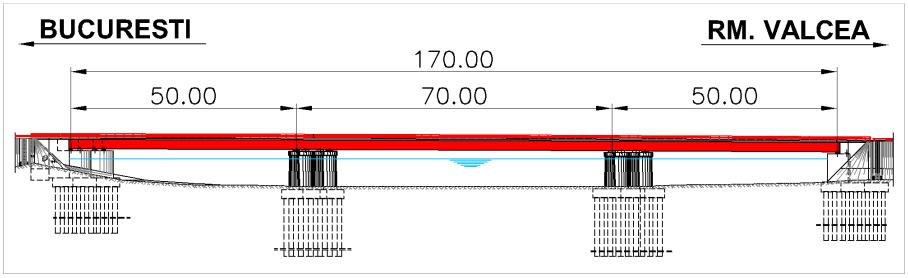


Fig. 3 Pod peste râul Argeş pe varianta de ocolire Nord a municipiului Piteşti. *Elevaţie*

Diferenţa dintre cele trei poduri peste Argeş constă în oblicitatea cu care fiecare traversează râul. Podul peste râul Doamnei are suprastructura alcătuită din două tabliere continue pe câte trei deschideri egale de câte 60 m fiecare (2 tabliere x 3 x 60 m). Podul este continuat cu un pasaj superior cu lungimea de aproape 2 km, având suprastructura alcătuită din tabliere cu grinzi prefabricate precomprimate.

În secţiune transversală, toate cele patru poduri menţionate (peste râurile Argeş şi Doamnei) sunt alcătuite cu câte două grinzi principale semicasetate pentru fiecare cale a podului, în conlucrare cu platelajele din beton armat (Fig. 4).

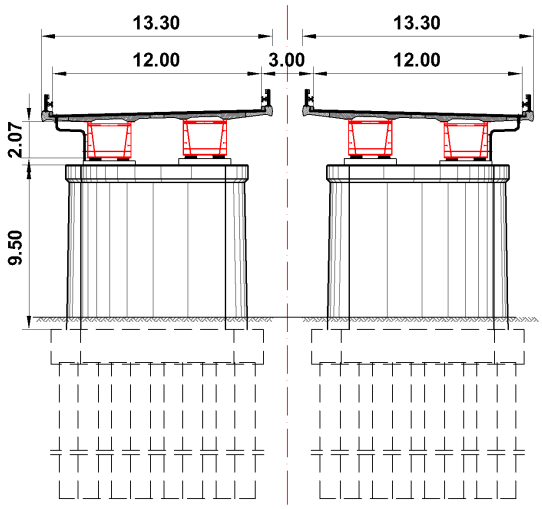


Fig. 4 Pod peste râul Argeş la Piteşti
Secţiune transversală

La cele patru poduri menţionate s-a ales alcătuirea suprastructurii cu tabliere mixte cu conlucrare continue, pentru a avea o înălţime de construcţie cât mai redusă, în scopul diminuării înălţimii şi lungimii rampelor, dar şi pentru facilităţi de execuţie şi aspect arhitectural (Fig. 5).



Fig. 5 Aspect al podului peste râul Argeş la Piteşti

3.3 Poduri cu structuri cadre

Structurile mixte cu conlucrare sunt mai puţin folosite la alcătuirea cadrelor, din cauza necesităţii existenţei unui teren bun de fundare, dar şi a anumitor dificultăţi de execuţie. Totuşi, în cazuri justificate, pentru a obţine o înălţime de construcţie cât mai redusă şi o comportare mai bună la seism, este justificată şi utilizarea unor astfel de structuri.

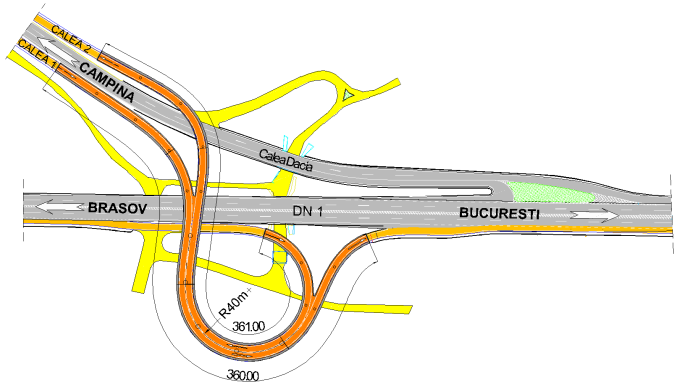


Fig. 6 Plan de situaţie pasaj peste DN 1 la Câmpina

Din această categorie de lucrări poate fi exemplificat pasajul rutier denivelat peste DN1 la Câmpina. Acest pasaj a apărut din necesitatea de a elimina blocajele rutiere şi riscul major de accidente la intersecţia dintre DN1 şi calea de acces în municipiul Câmpina. De o mare importanţă pentru această lucrare a fost conceperea traseului, menită să rezolve în mod optim fluenţa traficului în zona intersecţiei (Fig. 6).

Soluţia adoptată pentru realizarea acestui pasaj constă în 5 cadre succesive cu câte 3 deschideri a câte 30 m lungime fiecare, totalizând lungimi ale pasajului de 360 m pe calea 1 şi respectiv 361 m pe calea 2 (Fig. 7).

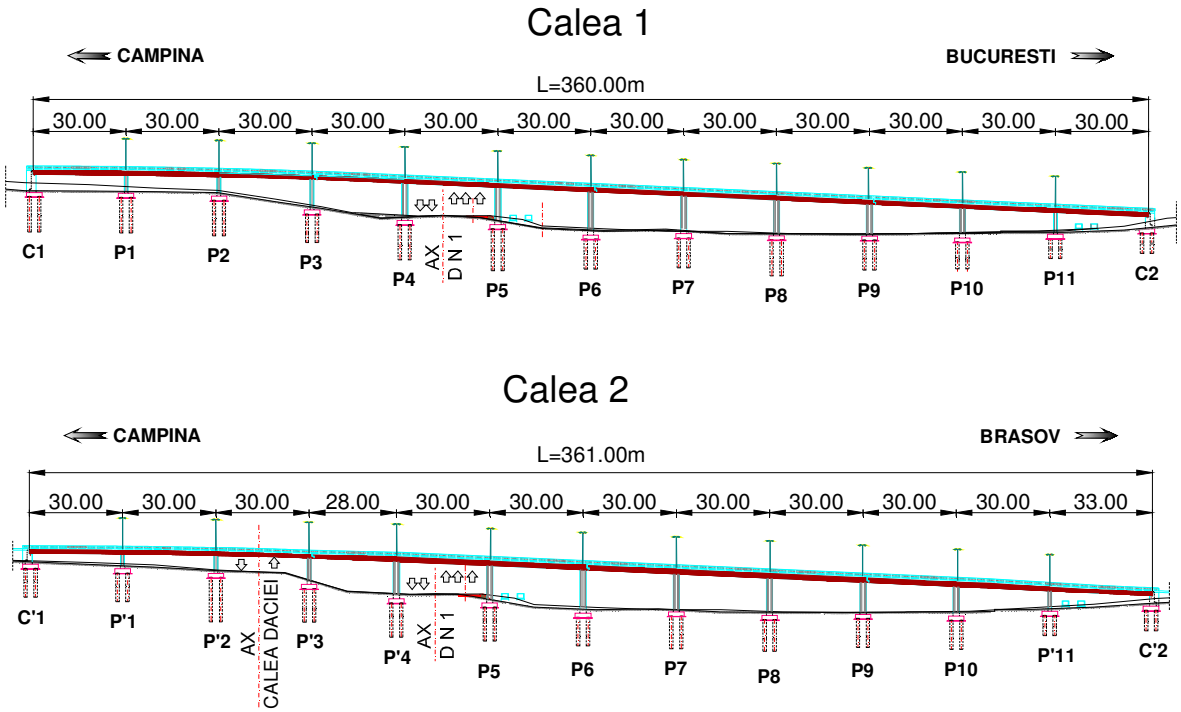


Fig. 7 Dispoziţie generală pasaj denivelat peste DN 1 la Câmpina

Cadrele reazemă independent unul pe celălalt în dreptul pilelor pe banchete de rezemare tip Gerber (Fig. 8).

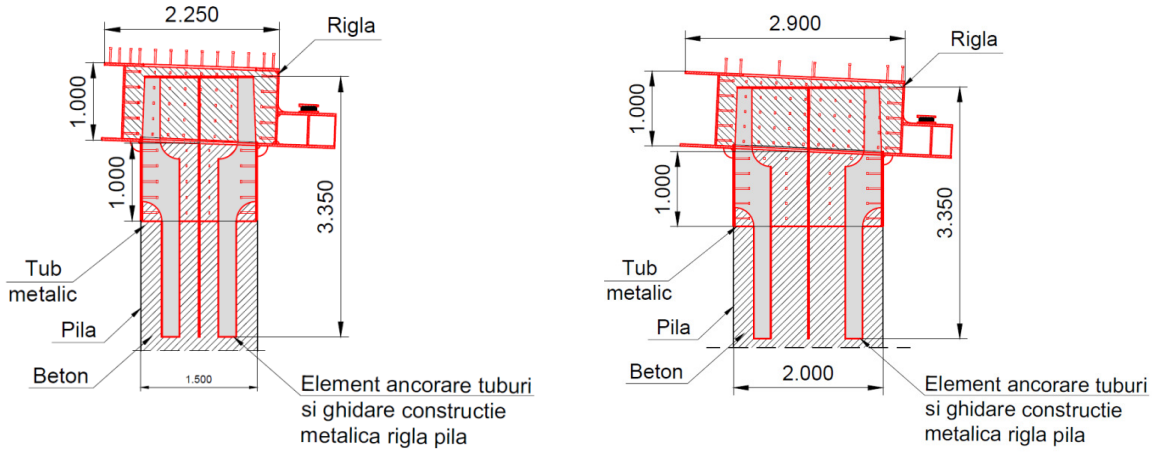


Fig. 8 Riglă cu console de rezemare tip Gerber pentru pile cu diametrul de: a) 1,50 m; b) 2,00 m

În secţiune transversală, structura de rezistenţă a suprastructurii are o alcătuire mixtă cu conlucrare între tablierele metalice şi platelajul din beton armat. Legătura dintre cele două elemente componente se face prin intermediul conectorilor rigizi.
Deosebit de importanta şi interesant în acelaşi timp la tablierele metalice ale acestei structuri este curbarea inimilor grinzilor conform traseului foarte complicat al căii rutiere (Fig.9).



Fig. 9 Imagini ale pasajului peste peste DN 1 la Câmpina

3.4 Tabliere cu arce şi grinzi de rigidizare

Tablierele cu arce şi grinzi de rigidizare sunt structuri deosebit de avantajoase din punct de vedere economic, deoarece pot acoperi deschideri mari şi foarte mari cu un consum redus de material metalic şi cu o înălţime foarte mică în raport cu deschiderea.

La aceste tabliere, platelajul căii poate fi realizat din beton armat sau beton precomprimat în conlucrare cu elementele metalice (grinzile tirant rigide, antretoazele şi eventual longeronii structurii dacă există). Tablierele cu arce şi grinzi de rigidizare pot fi de tip Langer (cu tiranţi verticali) sau Nielsen (cu tiranţi înclinaţi).

Un exemplu de lucrare a cărui suprastructură este alcătuită dintr-un tablier mixt cu conlucrare tip Langer îl constituie podul peste Canalul Dunăre Marea Neagră de la Medgidia, realizat în cadrul lucrărilor canalului – primul pod de acest gen din România. Podul are o deschidere peste canal care este acoperită cu un tablier independent cu structură mixtă cu conlucrare tip Langer cu lungimea de 131m (Fig.10).

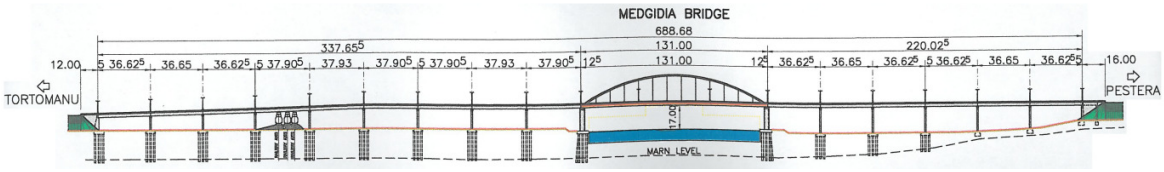
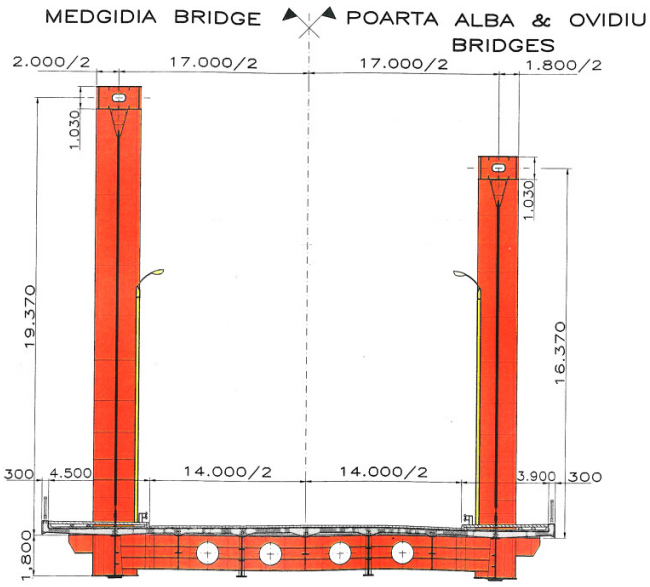


Fig. 10 Pod peste Canalul Dunăre Marea Neagră la Medgidia. *Elevaţie*

În secţiune transversală, tablierul metalic care susţine platelajul căii are două grinzi principale cu inimă plină, doi longeroni principali şi trei longeroni secundari. Podul susţine o cale alcătuită dintr-o parte carosabilă cu lăţimea de 14,80 m pentru patru benzi de circulaţie şi două trotuare laterale cu lăţimea utilă de câte 1,50 m fiecare(Fig.11). Toate aceste elemente, inclusiv antretoazele metalice, conlucrează cu platelajul din beton precomprimat pe care îl susţin prin intermediul conectorilor flexibili. O asemenea structură, pe lângă avantajele tehnico-economice menţionate, se evidenţiază şi prin aspectul estetic deosebit – caracteristică ce nu trebuie neglijată la conceperea lucrărilor de artă (Fig.12).



Alte lucrări similare, realizate în cadrul lucrărilor Canalului Poarta Albă – Midia – Năvodari, pot fi amintite podurile peste acest Canal de la Poarta Albă şi de la Ovidiu, cu deschiderea teoretică de calcul de 110 m, având calea cu partea carosabilă de 14,80 m lăţime, pentru patru benzi de circulaţie.

Fig. 11 Poduri cu arce şi grinzi de rigidizare mixte cu conlucrare. *Secţiuni transversale*

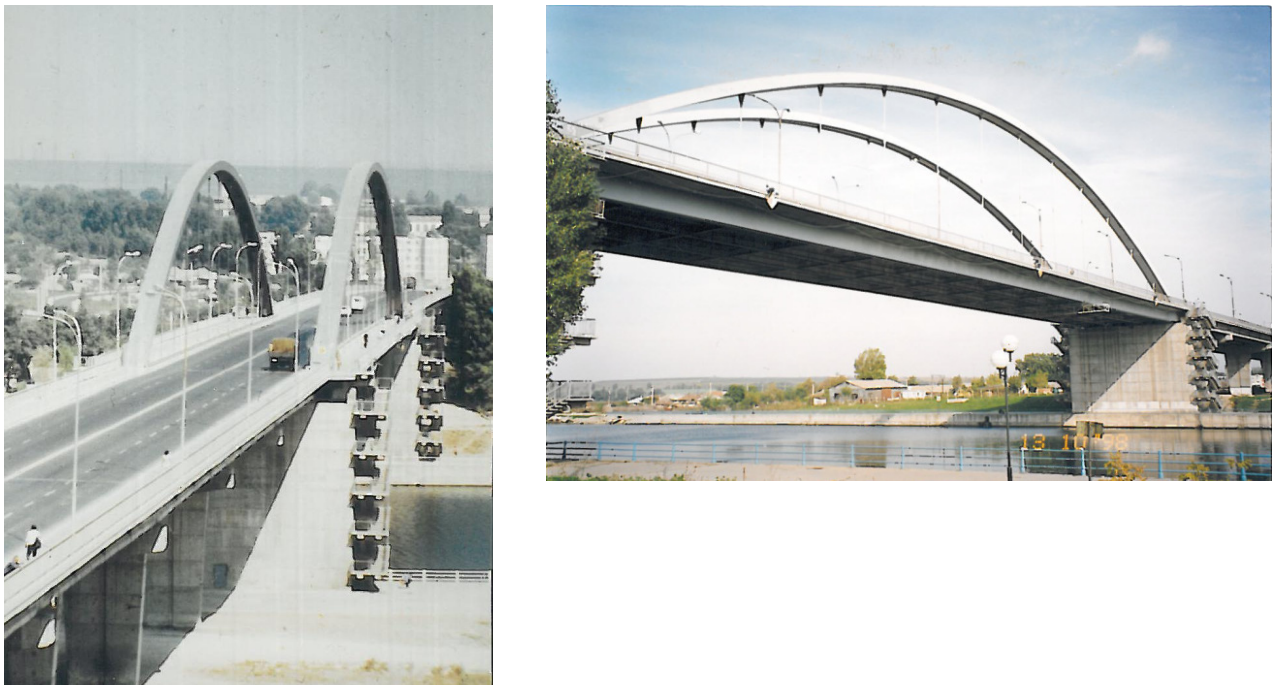


Fig.12 Imagini ale podului peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Medgidia

3.5 Structuri hobanate

Structurile hobanate sunt construcţii inginereşti speciale, concepute pentru acoperirea unor deschideri mari şi foarte mari. În cazuri bine justificate, acest tip de structură poate fi aplicată şi în cazul unor deschideri medii.

Structurile hobanate aplicate la construcţia podurilor devin avantajoase din punct de vedere tehnico-economic, dacă se aplică procedeul conlucrării dintre tablierul metalic care susţine calea şi platelajul din beton armat sau beton precomprimat al căii. Avantajul tehnic principal rezultă din sporirea rigidităţii tablierului prin conlucrarea acestuia cu platelajul din beton armat, iar avantajul economic este datorat reducerii consumului de oţel din confecţiile metalice ale tablierului.

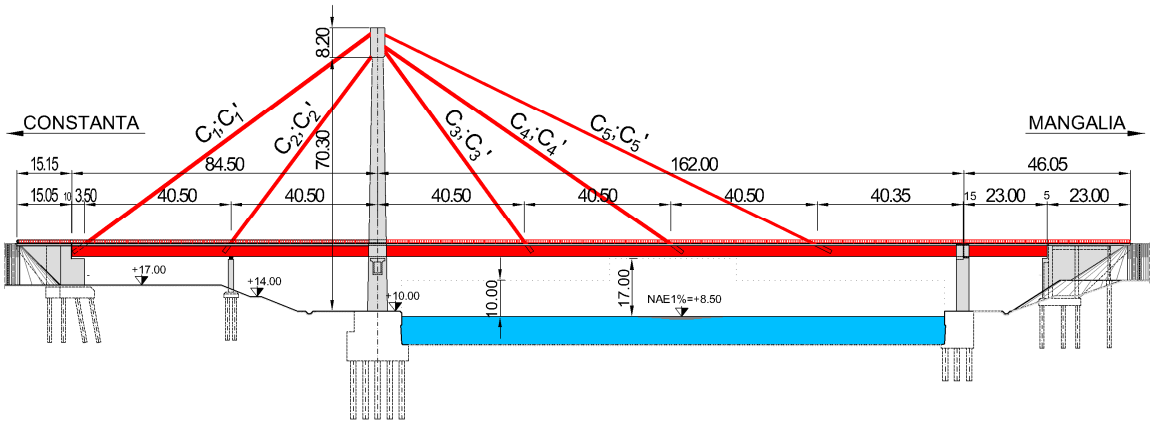
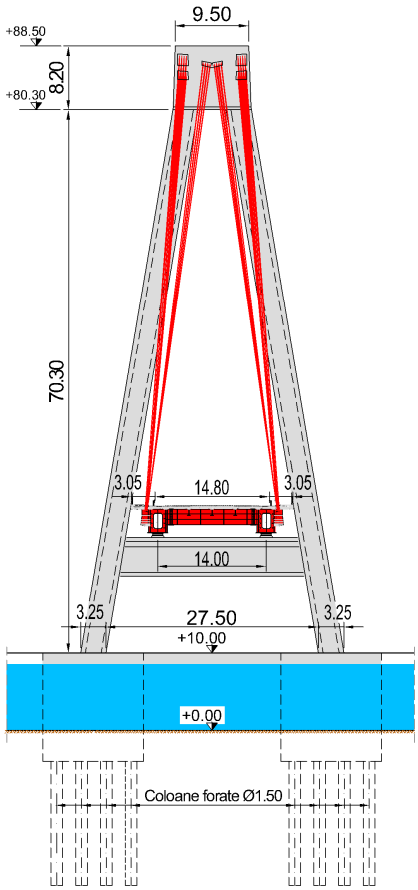


Fig.13 Pod existent peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Agigea. *Elevaţie*



Un exemplu de pod remarcabil cu structură hobanată mixtă cu conlucrare îl constituie podul peste Canalul Dunăre – Marea Neagră de la Agigea pe DN 39 Constanţa – Mangalia, construit în cadrul lucrărilor Canalului – primul pod hobanat cu cabluri din România. Podul este nesimetric, cu un singur pilon amplasat pe malul stâng al canalului, spre Constanţa. Podul are patru deschideri, dintre care două laterale egale de câte 40,50 m lungime fiecare pe malul stâng, o deschidere laterală de 23,00 m lungime pe malul drept şi o deschidere principală de 162,00 m peste canal (Fig.13).

În secţiune transversală, suprastructura podului este prevăzută cu două grinzi principale casetate mixte cu conlucrare, legate între ele cu antretoaze metalice în conlucrare cu platelajul din beton armat care susţine calea (Fig.14).

Calea pe pod este prevăzută cu o parte carosabilă cu lăţimea de 14,80 m (pentru patru benzi de circulaţie) şi cu două trotuare laterale cu lăţimea utilă de câte 1,50 m fiecare.

Fig. 14 Pod existent peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Agigea
Secţiune transversală

Un alt pod hobanat este în construcţie peste Canalul Dunăre – Marea Neagră în zona portului Constanţa, în localitatea Agigea. Acest pod are trei deschideri, dintre care două laterale de câte 80 m lungime fiecare şi una centrală cu lungimea de 200 m, fiind cea mai mare deschidere de pod hobanat din ţară. Caracteristica principală a podului o constituie alcătuirea hibridă a suprastructurii (parţial din tabliere de beton precomprimat în deschiderile laterale pe lungimi de cca 47 m pe malul stâng şi respectiv de cca 46 m pe malul drept şi parţial din tablier mixt cu conlucrare în deschiderea centrală şi restul lungimii tablierului în deschiderile laterale) (Fig.15).

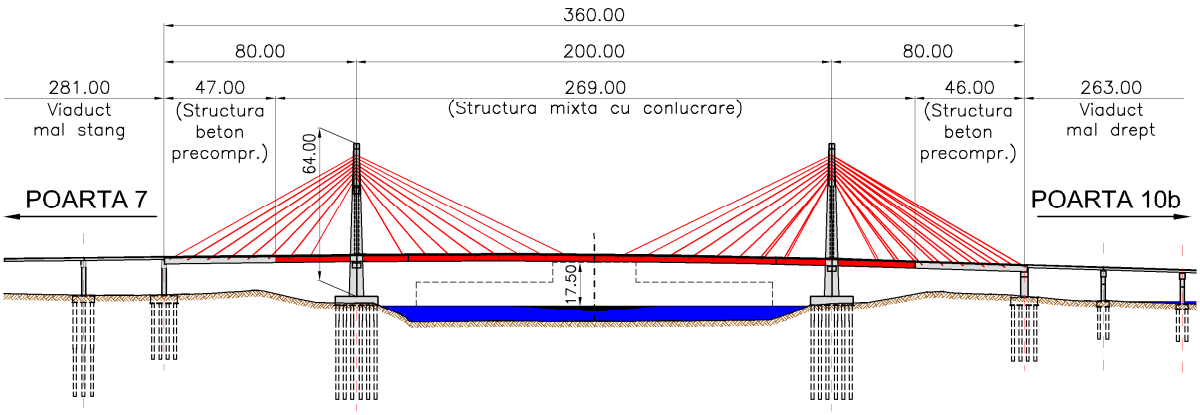


Fig. 15 Pod nou peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Agigea. *Elevaţie*

Calea pe pod este formată dintr-o parte carosabilă cu lăţimea de 14,80 m pentru 4 benzi de circulaţie şi două trotuare laterale cu lăţimea de câte 1.00 m fiecare (Fig. 16).

În secţiune transversală, structura de rezistenţă a suprastructurii care susţine calea este formată dintr-un tablier compus din două grinzi principale casetate şi antretoaze simple sau duble, care leagă grinzile principale între ele pentru îmbunătăţirea repartiţiei transversale a acţiunilor utile.

Pe zona de structură compozită, grinzile principale şi antretoazele conlucrează cu platelajul din beton armat prin conectori flexibili, sudaţi pe feţele superioare ale elementelor structurale metalice în contact cu betonul. Prin alcătuirea compozită a structurii de rezistenţă a suprastructurii se obţin aceleaşi avantaje tehnico-economice şi la podurile hobanate ca şi la celelalte tipuri de poduri descrise anterior.

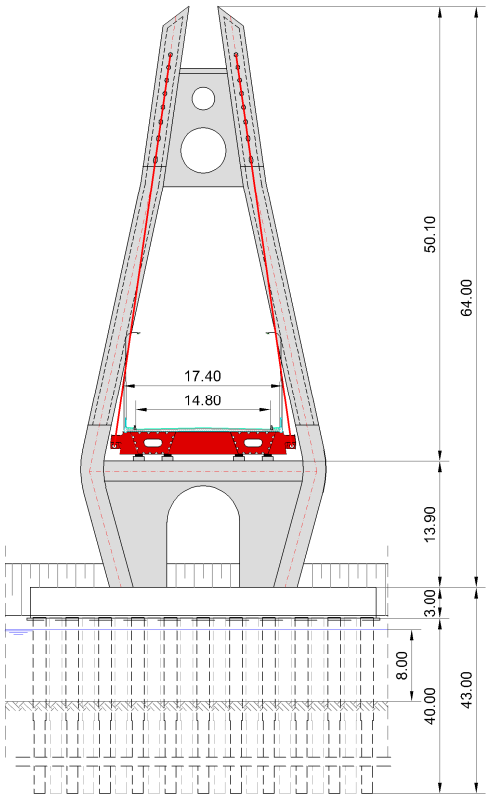


Fig.16 Pod nou peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Agigea.*Secţiune transversală*

În plus, la podurile cu structuri hibride, avantajele economice devin notabile prin posibilitatea reducerii substanţiale a deschiderilor laterale în raport cu deschiderea centrală (în cazul structurilor continue pe trei deschideri), ceea ce conduce la reducerea lungimii totale a podului, dar şi prin reducerea consumului de oţel confecţionat în uzină pe ansamblul lucrării.





Fig. 17 Imagini din execuţie la podul nou peste Canalul Dunăre – Marea Neagră la Agigea

4. Concluzii

Structurile mixte cu conlucrare (oţel – beton) utilizate la construcţia podurilor constituie un pas înainte şi un success pe calea îmbunătăţirilor în acest domeniu deosebit de important.

Îmbinarea armonioasă dintre cele două materiale principale de construcţie conduce la avantaje tehnico-economice importante precum:

- sporirea rigidităţii structurilor în raport cu cele realizate integral din metal;
- reducerea substanţială a acţiunilor permanente şi implicit a celor seismice care acţionează asupra structurilor de rezistenţă compozite în raport cu cele realizate din beton sub diferitele lui forme (beton armat sau beton precomprimat), cu efecte favorabile asupra alcătuirii infrastructurii în general şi a fundaţiilor în mod special;
- reducerea timpului de execuţie prin realizarea confecţiilor metalice în uzină concomitent cu lucrările din şantier ale infrastructurii;
- posibilitatea realizării unor deschideri mari şi foarte mari pentru traversarea unor obstacole importante sau evitarea lucrărilor dificile în apă;
- reducerea costului total al lucrărilor rezultat din obţinerea avantajelor tehnice mai sus menţionate;
- posibilitatea realizării unor structuri mult mai diversificate cu aspecte estetice superioare;
- prin aplicarea concomitentă a alcătuirii composite a structurii în secţiune transversală şi a celei hibride în lungul acesteia se obţin avantaje tehnico-economice notabile prin amplasarea celor două tipuri de materiale de construcţie în locurile cele mai potrivite pentru exploatarea optimă a caracteristicilor lor fizico-mecanice.

SOLUȚII EFICIENTE ÎN DOMENIUL PODURILOR. CONECTORI COMPUȘI

EFFICIENT BRIDGE SOLUTIONS. COMPOSITE DOWELS

EDWARD PETZEK[1], LUIZA TOMA[2], ELENA METEȘ [3], RADU BĂNCILĂ[4]

***Rezumat**: Podurile sunt construcții vitale în infrastructura pentru transporturi; cele în soluție compusă devenind din ce în ce mai întâlnite în ultimele decenii. Din cauza situației economice internaționale precare este necesară dezvoltarea de noi soluții caracterizate de costuri mici, simplitate în execuție, durabilitate, robustețe, aspecte estetice. Cu ajutorul aplicației conectorilor compuși au apărut metode noi de construcție în domeniul podurilor compuse, spre exemplu VFT®, VFT-WIB®. Articolul prezintă o trecere în revistă a aspectelor teoretice ale conectorilor compuși și exemple realizate în România bazate pe aceste principii.*

Cuvinte cheie: conectori compuși, elemente prefabricate, secțiuni transversale inovative, VFT®, VFT-WIB®, capacitate portantă, rezistența la oboseală, exemple de poduri cu conectori compuși.

***Abstract:** The bridges are vital structures for the transport infrastructure; in the last decades composite bridges became a well-liked solution. Because of the background of the current international economic situation it is necessary to be developed new construction methods characterized by low costs, simplicity of the construction details, long lasting, robustness, aesthetic aspects. With the help of the composite dowels application new construction methods for composite bridges like VFT®, VFT-WIB® ware established. The present paper presents a overview of the theoretical aspects of the composite dowels and summarizes already executed bridge structures from Romania, in which the composite dowel principle is implemented.*

Keywords: composite dowels, precast elements, innovative cross sections, VFT®, VFT-WIB®, bearing capacity, fatigue behavior, bridge examples with composite dowels.

1. Introducere

În urma creșterii semnificative din ultimele decenii a numărului de poduri în soluție compusă oțel-beton, atât pe plan mondial, dar mai ales pe teritoriul Uniunii Europene, tendința actuală urmărește dezvoltarea unor concepte și tehnologii care să simplifice și să eficientizeze cât mai mult soluțiile existente pe piață, astfel dezvoltându-se în ultimii ani diverse programe de cercetare în care au fost angrenate atât mediul privat de afacere cât și cel de stat.

[1] Conferențiar dr. ing. Universitatea Politehnică Timişoara (Assoc. Prof. dr. ing., "Politehnica" University of Timisoara), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering), Dr. Ing., (Eng.), SSF-RO Ltd, Romania, e-mail: epetzek@ssf.ro

[2] Asistent de cercetare drd. ing. Universitatea Politehnică Timişoara (Research Assistant. drd.Ing., "Politehnica" University of Timisoara), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering), Ing., (Eng.), SSF-RO Ltd, Romania, e-mail: ltoma@ssf.ro

[3] Asistent de cercetare drd. ing. Universitatea Politehnică Timişoara (Research Assistant. drd.Ing., "Politehnica" University of Timisoara), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering), Ing., (Eng.), SSF-RO Ltd, Romania, e-mail: emetes@ssf.ro

[4] Profesor dr. ing. Universitatea Politehnică Timişoara (Prof. dr. ing., "Politehnica" University of Timisoara), Facultatea de Construcţii (Faculty of Civil Engineering), e-mail: radu.bancila@ct.upt.ro

Secţiunea transversală compusă clasică aliniază două grinzi principale - I aflate în conlucrare la partea superioară cu o placă din beton armat, prin intermediul conectorilor clasici şi a elementelor de legătură transversale. Soluţia a devenit din ce în ce mai des întâlnită, dovedindu-se economică, durabilă, fiabilă în special pentru deschideri mici şi mijlocii.[1]

Un pas în continuarea creşterii competitivităţii podurilor compuse a fost dezvoltarea conceptului modular - folosirea de grinzi prefabricate în alcătuire compusă oţel - beton. Acest lucru a determinat transferul unor importante faze tehnologice de pe şantier, în spaţii închise - în poligoane de prefabricate. Astfel, uzinarea şi executarea elementelor în incinte, în condiţii net superioare celor de pe şantier, garantează standarde de calitate ridicate, lucru ce a determinat o creştere a gradului de prefabricare a unei structuri. Utilizarea de astfel de prefabricate pentru poduri în soluţie compusă a apărut încă din anul 1998 în Germania, Austria şi Polonia, trendul propagându-se apoi în toată Europa.

Înlocuirea secţiunilor transversale compuse clasice cu cele care utilizează grinzi prefabricate, a determinat eliminarea unui volum semnificativ de cofraje şi eşafodaje necesare pentru susţinerea plăcii monolite în momentul execuţiei, lucrări care se regăseau în costurile finale ale podului, respectiv în intervale semnificative de timp din cadrul graficelor de execuţie.

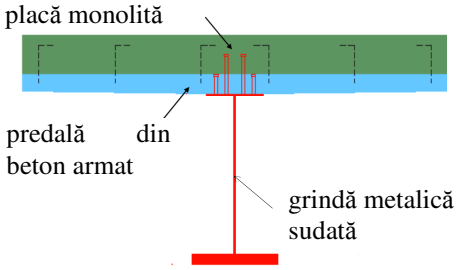


Fig. 1 Grinda VFT®

O grindă prefabricată de tip VFT® (Fig.1) are la partea superioară o coajă din beton armat, numită predală, cu rol de cofraj pierdut. De asemenea, această predală poate prelua şi o parte din eforturile de compresiune care apar la partea superioară a secţiunii în timpul fazelor intermediare ale construcţiei şi ajută la facilitarea calibrării prefabricatului în momentul transportului, manipulării sau aşezării în poziţia finală. Aceste modificări au condus la continuarea îmbunătăţirii raportul cost-beneficiu pentru podurile în soluţie compusă cu deschideri mijlocii.

2. Conectorii compuşi

Materialul cu costurile cele mai ridicate, folosit în realizarea unei secţiuni compuse este oţelul. De aceea următoarea etapă în dezvoltarea eficacităţii podurilor compuse a vizat reducerea consumului de oţel. Acest lucru s-a realizat prin optimizarea secţiunii transversale, pe baza diagramelor de eforturi. Astfel, s-a renunţat la talpa superioară din oţel în zonele de compresiune, efort preluat în întregime de către predala din beton armat, iar forţa de lunecare dintre beton şi oţel fiind preluată de către conectorii compuşi, care îi înlocuiesc pe cei clasici. Noţiunile teoretice dezvoltate şi acumulate despre conectorii compuşi au fost aplicate cu succes pentru prima dată la podul rutier din Pöcking (Fig. 2a) [2].

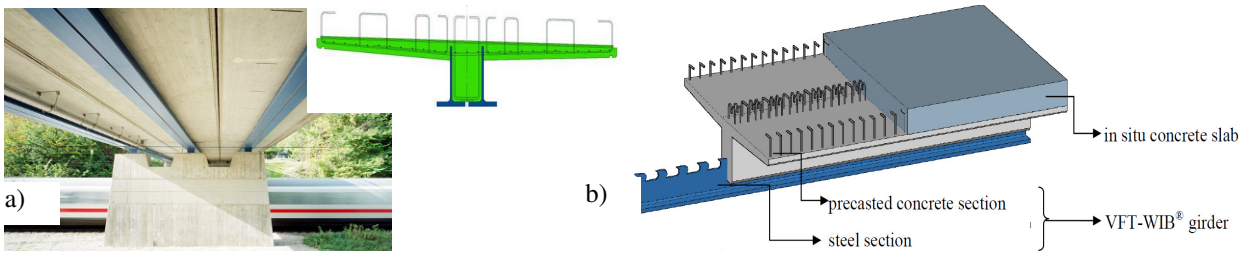


Fig. 2 a) Podul de la Pöcking (2004) – grindă în soluţie VFT-WIB® - Vedere de jos, Secţiune transversală [2]
b) Părţile componente ale grinzii în soluţia VFT-WIB®

Grinda VFT® sau VFT-WIB® (Fig. 2a,b) este un element prefabricat în soluţie compusă, care prezintă la partea inferioară o secţiune metalică în formă de „T", ce poate fi obţinută din profile laminate sau platbande sudate. Particularitatea acestor grinzi este realizarea conlucrării dintre oţel şi beton cu ajutorul conectorilor compuşi oţel - beton.

Partea metalică se obţine prin tăierea în două, în direcţia longitudinală a unui profil laminat I, după o anumită geometrie, obţinându-se la final două profile T identice (Fig. 3). O deosebită importanţă o are

acurateţea cu care este realizată linia decupajului care defineşte conturul conectorul compus; existenţa unui defect în geometrie poate să compromită rezistenţa finală la oboseală a acestuia [3, 4].

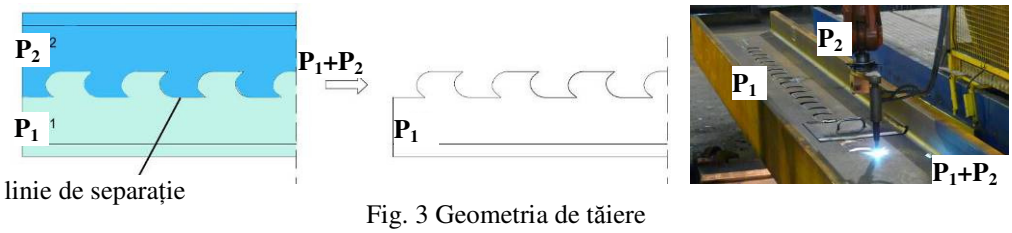


Fig. 3 Geometria de tăiere

În funcţie de geometria decupajului putem avea mai multe tipuri de conectori compuşi (Fig. 3), fiecare având capacitatea de a prelua eforturile longitudinale de lunecare dintre metal şi betonul armat, transmitere ce se poate realiza uni- sau bidirecţional în funcţie de tipul încărcărilor aplicate.

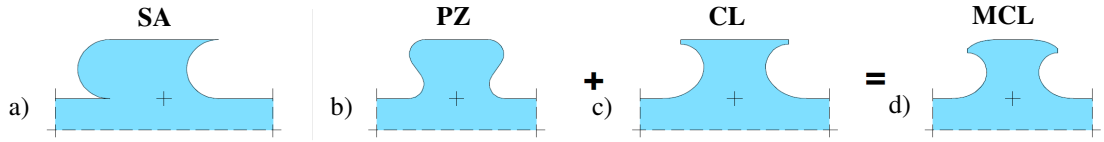


Fig. 4 Tipuri de conectorilor compuşi în funcţie de geometria de tăiere: a) fin (SA), b) puzzle (PZ), c) clothoidal (CL), d) modified clothoidal (MCL)

Forma SA nu transmite în mod eficient efortul de lunecare decât într-un singur sens, de aceea este necesar oglindirea liniei de taiere la mijlocul profilului metalic. Acesta îşi găseşte utilitate în domeniul construcţiile civile, în general la grinzile supuse preponderend la încărcări statice sau în cazurile în care nu este relevantă rezistenţa la oboseală.

Pentru conectorii compuşi tip PZ şi CL s-au realizat studii în paralel: primul fiind subiectul analizelor şi experimentelor realizate de către Arcelor Mittal şi SSF-Ingenieur, iar al doilea conector - CL; a venit ca propunere din parte celor de la Setra. Ambele prezintă o geometrie simetrică de tăiere ceea ce este avantajoasă pentru transmiterea bidirecţională a eforturilor, secţiune ideală pentru acţiunile ciclice. În cazul unor astfel de încărcări repetitive, la dezvoltarea geometriei ambelor tipuri de conectori s-a avut în vedere şi obţinerea unui comportament favorabil la apariţia fenomenului de oboseală. Diferenţa dintre cei doi conectori este raza de racordare de la partea inferioară a conectorului, cel de tip CL prezintă o rază de aproximativ trei ori mai mare decât cel de tip PZ, ceea ce conduce la o creştere a rezistenţei la oboseală, respectiv determinând o rezistenţă relevantă vis-à-vis de riscul apariţiei fisurilor datorate oboselii [4]. Aceste două tipuri - PZ şi CL, sunt folosite preponderent în domeniul podurilor.

În funcţie de poziționarea în secţiunea transversală, conectorii compuşi pot fi aşezaţi în dreptul axei neutre (Fig. 5 a) – în acest caz formând o secţiune compusă, sau pot fi dispuşi departe de axa neutră (amplasaţi la partea inferioară şi/sau superioară a elementului), atunci îndeplinind rolul de armătură externă, fiind supuşi aproape exclusiv la întindere (Fig. 5 b).

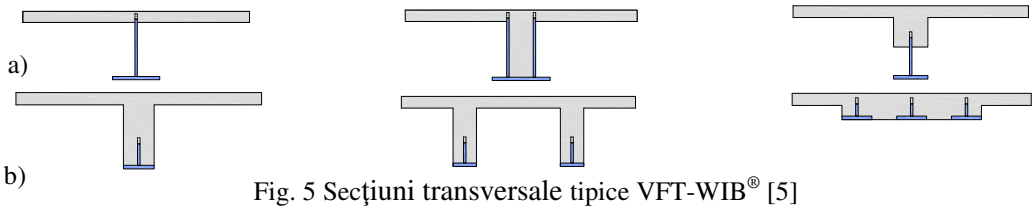


Fig. 5 Secţiuni transversale tipice VFT-WIB® [5]

Conectorii compuşi sunt alcătuiţi din (Fig. 6):
(1) conectorul din oţel (sau dintele din oţel),
(2) conectorul din beton,
(3) armătura componentă a conectorului,
(4) baza conectorului,
(5) nucleul conectorului,
(6) piciorul conectorului,
(7) capul conectorului,
(8) armătura superioară,
(9) etrieri.

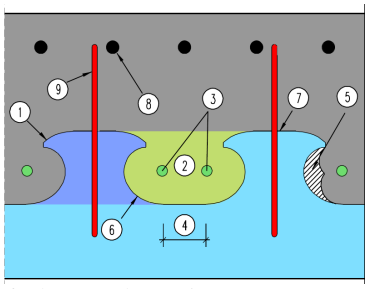


Fig. 6 Elementele unui conector compus [6]

3. Capacitatea portantă a conectorilor compuşi

Prin intermediul programului European RFCS "PrecoBeam" [3, 6] a fost studiată dependenţa dintre capacitatea portantă a conectorilor şi forma geometrică a acestora, cu ajutorul determinărilor experimentale, cât şi analizelor numerice. Astfel s-a constatat că în starea limită ultimă, conectorii compuşi prezintă o capacitate portantă ridicată, iar în starea limită de serviciu prezintă o rigiditate sporită, având un comportament ductil în domeniul de post fisurare. Cedarea conectorilor compuşi se poate realiza fie prin strivirea betonului, fie prin apariţia de fisuri în oţel (Fig. 7). În cazul conectorilor realizaţi din platbande subţiri din oţel de clasă inferioară, încorporate în beton de înaltă rezistenţă, cu siguranţă apariţia cedării va fi favorabilă la oţel. Capacitatea portantă a betonului depinde de procentul de armare, dar şi de poziţia armăturii faţă de grinda metalică.

În figura numărul 8 este prezentată o comparaţie a curbei forţă - deplasare în relaţie cu forma geometrică a conectorului, bazată pe teste de tip push-out realizate în laborator. Aşa cum se poate observa, capacitatea portantă statică cea mai mare o are conectorul fin (SA), urmat de cel de tip PZ (aproximativ 95 % din capacitatea portantă a celui de tip SA), iar capacitatea portantă a conectorul CL este cu aproximativ 10 procente mai scăzută decât a celui de tip puzzle (PZ).

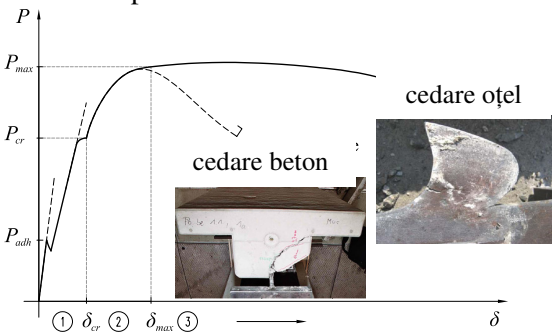


Fig. 7 Conectori compuşi: curba specifică de încărcare – lunecare [7]

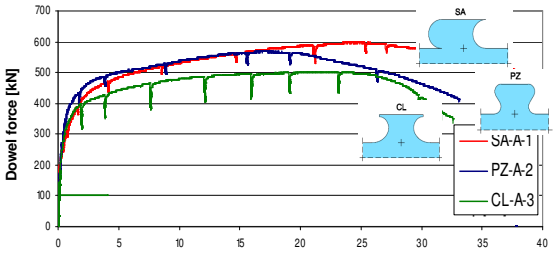


Fig. 8 Curba specifică forţă - deplasare pe baza testelor de tip push-out [3]

Starea de efort critică pentru conectorul din oţel în starea limită de serviciu este (Ec. 1):

$$\sigma_S = k_{fL}\frac{V_l S_y}{l_y t_w} + k_{fG}\frac{M_y}{I_y} \qquad (1)$$

Concentratorii de eforturi: k_{fL} – concentratorul de eforturi locale, respectiv k_{fG} - concentratorul de eforturi globale, sunt dependenţi de geometria conectorului.

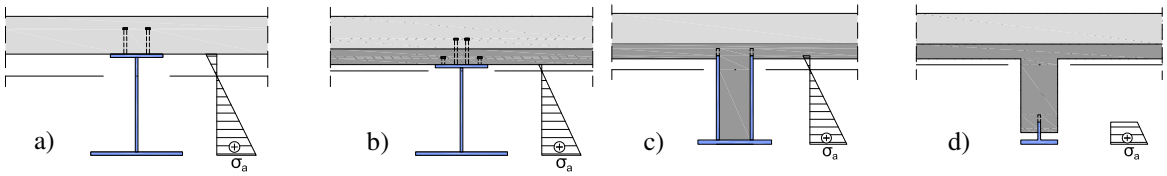


Fig. 9 Diagrama de eforturi pentru diferite secţiuni compuse: a) secţiune compusă clasică; b) soluţia VFT®; c) soluţia VFT-WIB®; d) Secţiune cu armătură externă (de asemenea în soluţie VFT-WIB®)

Comportarea structurală a conectorului din beton este prezentată în figura 10 şi prezintă trei domenii principale stabilite în funcţie de diagrama de încărcare – lunecare. Primul domeniu este caracterizat de un comportament liniar-elastic, până la apariţia primei fisuri în beton. O dată cu avansarea fisurii se atinge capacitatea portantă a conectorului (al doilea domeniu).

În cadrul ultimului domeniu - în domeniul de post fisurare, are loc fie cedarea oţelului, caracterizată de un comportament ductil, fie cedarea betonului, unde se observă o scădere a raportului încărcare – lunecare.

Încărcări de referință pentru diagrama tipizată încărcare – lunecare corespunzătoare unei cedări ductile a betonului:

A. Frecarea pe suprafețele de contact
B. Compresiunea la suprafețele de contact oțel-beton
C. Forfecare la interfețele din beton
D. Efectul de conectare dat de armătura transversală
E. Efectul de blocaj datorat prezenței armăturii duble din cadrul conectorului din beton armat

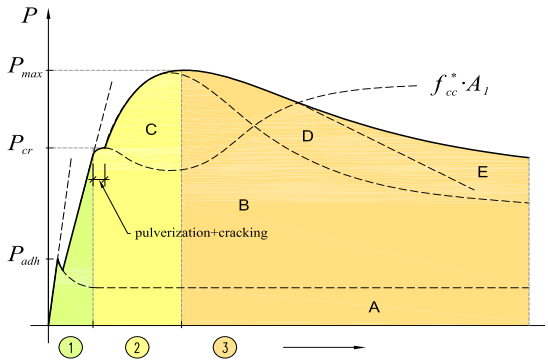


Fig. 10 Diagrama de încărcare – lunecare pentru conectorii compuși corespunzătoare testelor de push-out [3]

4. Noțiuni de calculul ale conectorilor compuşi

În cadrul metodologiei de calcul a conectorilor compuşi dezvoltată în cadrul proiectelor RFCS PrecoBeam, PRECO+, EcoBridge [3, 6, 8] (Fig. 11), sunt luate în considerare ambele situaţii de proiectare: cazul solicitărilor statice, respectiv cele dinamice.

4.1. Conceptul de proiectare a conectorilor compuşi în SLU

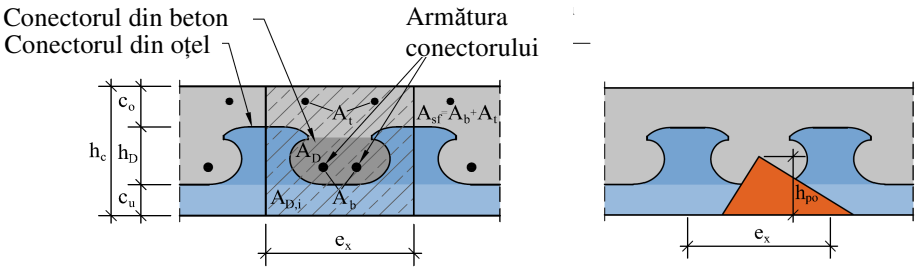


Fig. 11 Conectorul compus şi strivirea–înălţimea conului de dislocuire [3]

$$P_{RD} = \frac{1}{\gamma_v} \min\left(P_{sh,k}; P_{pl,k}; P_{po,k}\right) \quad \text{dala din beton} \tag{2}$$

$$P_{RD} = \frac{1}{\gamma_v} \min\left(P_{sh,k}; P_{pl,k}\right) \quad \text{dala din beton cu etrieri} \tag{3}$$

4.1.1 Dimensionarea componentei din beton a conectorilor compuşi

Forţa de tăiere (Ec. 4) din conectorul din beton, se poate determina cu ajutorul relației de mai jos (forţă / conector) :

$$P_{sh,k} = \alpha_D \, e_x^2 \sqrt{f_{ck}} \left(1 + \alpha_D\right) \tag{4}$$

Unde întâlnim parametrul specific fenomenului de tăiere (Ec. 5):

$$\rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D} \tag{5}$$

f_y valoare nominală pentru limita de curgere a oțelului [N/mm^2]
f_{ck} valoarea rezistenței caracteristice la compresiune pe cilindru pentru beton [N/mm^2]
E_{cm} modulul de elasticitate secant al betonului [N/mm^2]
E_s modulul de elasticitate al barelor de armătură [N/mm^2]
t_w grosimea platbandelor din oțel [mm]
A_b aria de armătură transversală a conectorului (Fig. 11)

A_D aria de beton a conectorului (Fig. 11)
A_{sf} aria de armătură transversală a predalei din beton (Fig. 11)
$A_{D,i}$ suprafaţa activă a betonului: $A_{D,i} = e_x\, h_C$
h_c înălţimea predalei din beton [mm]
η_D factorul de reducere a suprafeţei din beton a conectorului:

$$\eta_{D,CL} = 3 - \frac{e_x}{180},\ e_x \text{ [mm]}, \text{(CL) – pentru forma clotoidă}$$

$$\eta_{D,PZ} = 2 - \frac{e_x}{400}, e_x \text{ [mm]}, \text{(PZ) - pentru forma tip puzzle}$$

De asemenea, la dimensionarea betonului trebuie avut în vedere şi de fenomenul de strivire a acestuia – formarea aşa numitului con de dislocuire din beton (Fig.11). Evaluarea forţei de strivire (Ec. 6):

$$P_{po,k} = 90\, h_{po}^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \left(1 + \rho_{D,1}\right) \chi_x\, \chi_y \tag{6}$$

$\rho_{D,I}$ parametrii fenomenului de strivire (Ec. 7):

$$\rho_{D,i} = \frac{E_S A_{Sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \tag{7}$$

h_{po} înălţimea conului de dislocuire [mm]:

$$h_{po} = \min\left(c_0 + 0{,}07 e_x ; c_u + 0{,}13 e_x\right)$$

χ_x, χ_y factori de reducere:

$$\chi_x = \frac{e_x}{4{,}5\, h_{po}},\ e_x < 4{,}5\, h_{po},\ \ \chi_y = \frac{1}{2}\ \frac{e_y}{9\, h_{po}} + 1\ ,\ e_y < 9\, h_{po} \tag{8}$$

e_x distanţa dintre doi dinți din oțel consecutivi.

4.1.2. Dimensionarea componentei din oţel a conectorilor compuşi

Valoarea caracteristică a capacităţii portante a conectorului din oţel este [N / dowel]:

$$P_{pl,k} = 0{,}25\, e_x\, t_u\, f_y \tag{9}$$

4.1.3. Dimensionarea armăturii conectorilor compuşi, respectiv a etrierilor din armătură

Armătura care intră în componenţa conectorului este reprezentată în figura 12, 13 şi este notată A_b (Ec. 10). Sunt folosite minim două bare de armătură transversală per conector, care asigură capacitatea portantă a acestuia şi sunt poziţionate în dreptul bazei conectorului compus.

$$A_b = \frac{P\, 0{,}5}{f_{sd}} \tag{10}$$

f_{sd} limita de curgere a armăturii [N/mm^2]
P forţa longitudinală caracteristică de tăiere (lunecare) [N]

În unele cazuri, armătura din placă poate avea şi rolul celei aflate în componenţa conectorului dacă poziţionarea lor este la baza acestuia (Fig. 12)

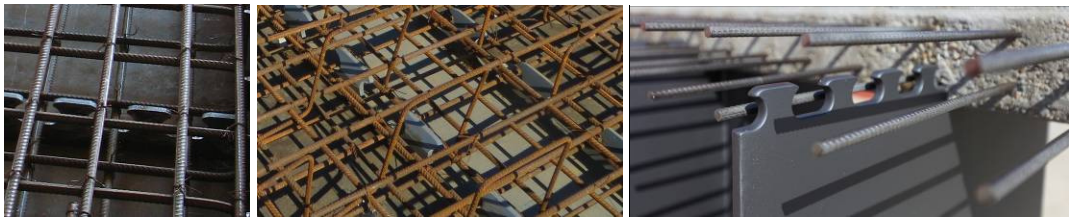


Fig. 12 Armătura conectorului compus

Dispunerea etrierilor în lungul grinzii compuse VFT® sau VFT-WIB®, reprezentați în figura alăturată – marca de armătură numărul 2 sau 3 (Fig. 13), ajută la creșterea semnificativă a capacității portante a structurii. De asemenea participă la prevenirea apariților fisurilor în zona acoperirii de beton.

Aria acestora se determină conform ecuației de mai jos (Ec. 11) :

$$A_{s,conf} = \frac{P\,0{,}3}{f_{sd}} \qquad (11)$$

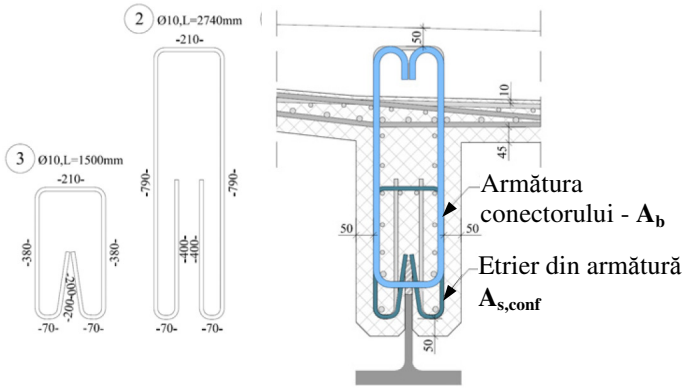


Fig. 13 Armătură conector compus. Etrierii din armătură

4.2. Conceptul de proiectare a conectorilor compuşi în SLS

Efortul principal relevant pentru situația de dimensionare a conectorului compus în starea limită de serviciu este reprezentat de relația următoare:

$$\sigma_s = k_{f,L}\frac{v\,s_y}{I_y\,t_w} + k_{f,G}\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} z_D\right) \qquad (12)$$

$k_{f,L}$	concentrator de efort local al conectorului în SLS, $k_{f,L,CL}$ = 7,3
$k_{f,G}$	concentrator de efort global pentru încovoiere și forță axială, $k_{f,G,CL}$ = 1,5
V, M, N	forța de tăiere, momentul încovoietor, forța axială caracteristice secțiunii compuse
A	aria secțiunii (fără dintele din oțel)
S_y	momentul static față de baza conectorului
I_y	momentul de inerție a întregii secțiuni
z_D	distanța dintre centrele de greutate a secțiunii compuse și a profilului metalic.

4.3. Conceptul de proiectare a conectorilor compuşi din punct de vedere a oboselii

Verificarea la oboseală se realizează conform EN 1993-1-9. Ecartul de tensiune fiind (Ec. 14):

$$\Delta\sigma = k_{f,L}\frac{\Delta v\,s_y}{I_y\,t_w} + k_{f,G}\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} z_D\right) \qquad (14)$$

unde: $k_{f,L,CL}$ = 7,3 / 8,6; $k_{f,G,CL}$ = 1,5 / 1,9.

5. Poduri în soluție VFT® din România [8, 9]

În cadrul proiectului "design-and-build" a autostrăzii Orăștie-Sibiu, au fost finalizate cu succes două structuri la care s-a aplicat o nouă soluție de tip VFT® (P01 și P11). Pasajele sunt cadre cu o singură deschidere, L = 40,0 m, în secțiunea transversală fiind aliniate patru grinzi prefabricate VFT®. În final s-au obținut două structuri zvelte, robuste și economice, cu un consum minim de oțel de 130 kg/m^2.

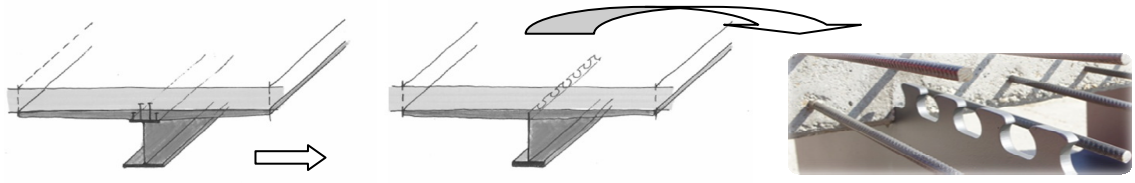


Fig. 14 Dezvoltarea soluției de la VFT® la noua secțiune transversală VFT®



Fig. 15 Diferite stadii ale construcției podului P01

6. Bibliografie

[1] V. Schmitt., G. Seidl, *Verbundfertigteil-Bauweise im Brückenbau*, Ernst & Sohn Verlag, Stahlbau, Berlin, 2001, 70.
[2] V. Schmitt, G. Seidl, M. Hever, C. Zapfe *Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*, [Hrsg.] Ernst & Sohn Verlag,, Bd. 73, Stahlbau, Berlin, 2004, pp 387-393.
[3] G.Seidl, et alt. *Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission*, Final Report RFSR-CT-2006-00030, s.l.: European Commission, 2011.
[4] J. Berthellemy, O. Hechler, W. Lorenc, G. Seidl, Viefhuses E. *Premiers résultats du projet de recherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle*, CTCIM, Construction métallique, Vol 46, No 3, 2009, pp. 3-26.
[5] J. Berthellemy, W. Lorenc, M. Mensinger, S. Rauscher, G. Seidl, *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung*, Heft 3, Stahlbau 80, 2011, pp. 172-184.
[6] G.Seidl, et alt., *Brücken mit Verbunddübelleisten – Leitfaden*, Dokument D767, RFCS preject PRECO+, FOSTA, 2012.
[7] G. Seidl, *Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*, Dissertation, Wrocław University of Technology, Institut of Building Engineering, 2009.
[8] EcoBridge, *Demonstration of economical bridge solutions based on innovative composite dowels and integrated abutments*, RFSP-CT-2010-00024, 2010 - 2013.
[9] G.Seidl, E. Petzek, R. Băncilă, *Composite Dowels in Bridges - Efficient solution*, International Conference ISCS13, Advanced Materials Research, Vol. 814, ISBN-13: 978-3-03785-848-6, 2013.



PROFESIONAL CONSTRUCT
ROMANIA
Str.Orzari nr.5;etaj 4; Sector 2; 021551 BUCURESTI; ROMANIA (RO)
Tel: +40 (0) 21 320 00 82 ; Fax: +40 (0) 21 320 03 05
ELVETIA:
Rue Ernest; bloch 56; 1207; GENÈVE; SUISSE
E-mail: office@p-c.ro; http: //www.p-c.ro

EXPERIENTA / *EXPERIENCE*

- ✓ Proiectare construcţii civile, industriale şi agricole, cu instalaţii aferente;
  Civil and industrial buildings design, with corresponding installations design;
- ✓ Expertize tehnice, proiecte de consolidări
  Technical Expert reports on buildings, retrofitting, strengthening design
- ✓ Consultanţă şi asistenţă tehnică
  Consultancy and technical assistance
- ✓ Verificări tehnice de proiecte la:
  Technical Verification of projects for:

A – Rezistenţă şi stabilitate
Resistance and stability

B – Siguranţă în exploatare
Safety in service

C – Siguranţă la foc
Fire safety

D – Protecţia mediului
Enviroment protection

E – Izolaţie termică, hidrofugă
Thermal and water insulations

F – Protecţia împotriva zgomotului
Noise protection

AFILIERI / *REGISTRATIONS*

AICR – Asociaţia Inginerilor Constructori din România
Civil Engineering Associations – Romania
AICPS – Asociaţia Inginerilor Constructori Proiectanţi de Structuri din România
Structure Design Engineers Association – Romania
UNRMI – Uniunea Naţională a Restauratorilor de Monumente Istorice din România;
SZS – Centre Suisse de la Construction Métallique
AISC – American Institute of Steel Construction;
ECCS – The European Convention for Constructional Steelwork
CECM – La Convection Européenne de la Construction Métallique
EKS – Die Europäishe konvention fűr Stahlbau;
ACI – American Concrete Institute;
SIA – Societé suisse des ingénieurs et architectes
IABSE – International Association for Bridge and Structural Engineering
ASCE – American Society of Civil Engineers



GRAITEC
Soluții BIM performante pentru calculul și detalierea structurilor metalice și din beton armat

ADVANCE STEEL

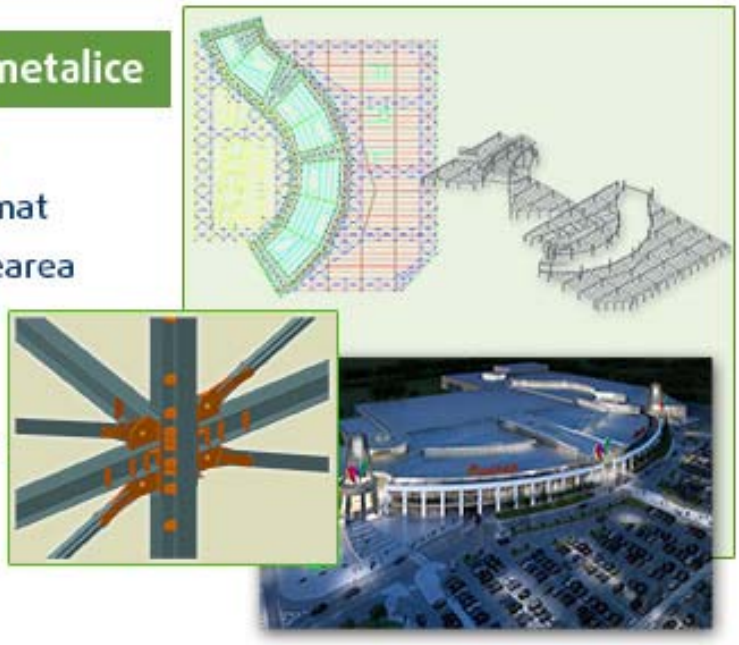
Soluții inteligente pentru detalierea structurilor metalice!



Advance Steel - program complet și performant pentru proiectarea, modelarea și detalierea structurilor metalice!
Advance Steel este un program accesibil ce automatizează procesul de desenare (detaliere, diferite rapoarte, planuri de montaj, diverse extrase de materiale / laminate), precum și crearea fișierelor pentru mașinile cu comandă numerică.

Dedicat 100% construcțiilor metalice

- Modelarea 3D simplă și intuitivă
- Planuri de detaliere create automat
- Instrumente avansate pentru crearea diferitelor tipuri de structuri
- Productivitate sporită
- Reducerea erorilor de proiectare
- Interoperabilitate sporită



www.graitec.com/ro
Str. Samuil Vulcan, Nr. 10, Bucuresti
Tel: +40 (21) 410 0119; Email: sales@graitec.ro

ALLIED ENGINEERS

CONSTRUCTION EXPERTS-CONSULTANTS-DESIGNERS









ALLIED ENGINEERS is committed to provide **innovative, effective, constructable, and sustainable** design solutions for the most complicated structures to meet a variety of **client's needs.**

Since its launch in 2001 by a group of structural engineers, members of the Technical University of Civil Engineering of Bucharest, ***ALLIED ENGINEERS*** has established a reputation as a dynamic, innovative engineering company with a clear understanding of the subtleties and economics of structures.



In today's fast paced, complex building industry, engineering firms face the demanding client challenge to quickly develop efficient design solutions within set budget parameters and under tight delivery schedules. At ***ALLIED ENGINEERS*** we possess the clear vision, decisive strategy, and capable organization to meet these exacting client needs.

Our company's structural engineers, partners or associates, routinely participate in academic activities within the Technical University of Civil Engineering of Bucharest and are regularly required to counsel and assist in the elaboration or improvement of national structural design codes and standards.

Str. Teheran Nr. 2, Et. 4
Sector 1, cod postal 011932
Bucharest, Romania

Tel/Fax +40 21 224 1288
office@alliedengineers.ro
www.alliedengineers.ro

Str. Fierari, nr. 17, sector 2, BUCURESTI
Tel/Fax 021-312.22.41; 021-313.73.81 ; rocom91@yahoo.com
J40/6165/1991; CF. RO 5903891; ISO 9001:2000

PREZENTARE GENERALA

S.C. ROCOM S.R.L., infiintata in anul 1991, desfasoara activitati de proiectare completa incluzand toate specialitatile pentru constructii civile, industriale si agricole cu structuri de rezistenta din beton armat, lemn si metal, proiectare consolidari de constructii, lucrari de expertizari si evaluari de bunuri imobile si mobile, efectuarea de studii de fezabilitate, activitati de consultanta, de verificare pentru domeniul ***" A "*** - rezistenta si stabilitate constructii din beton armat, zidarie, metal si lemn, activitati de urmarire a executarii lucrarilor de constructii si investitii.

Totodata, ***S.C. ROCOM S.R.L.*** este membra fondatoare si actionar semnificativ la Societatea Generala a Expertilor Tehnici din Romania si la Corpul Exportilor Tehnici din Romania.

Societatea ***S.C. ROCOM S.R.L.*** dispune de specialisti cu o vasta experienta in domeniul constructiilor, avand o experienta de peste 25 ani in domeniul proiectarii, evaluarii si expertizarii constructiilor civile, industriale si agricole:

Firma noastra este certificata ISO: ISO 9001/2008; SREN ISO 14001/2005(ISO 14001/2004); OHSAS 18001/2007; SREN ISO 9001/2001 (ISO 9001/2000).



Unul dintre obiectivele proiectate şi asistate de S.C. ROCOM S.R.L.
Complexul " Silver Mountain " – Poiana Brasov - Corp A si B

INDEX AUTORI / AUTHOR INDEX

ACSINIA Elena 105
AŞCHILEAN Dorin 193

BĂNCILĂ Radu 303
BÎTCĂ Daniel 219, 235, 249
BOTH Ioan 243
BOTICI Alexandru 255

CALOTESCU Ileana 211
CÂMPIAN Cristina Mihaela 41, 203
CHIRA Nicolae 41, 203
CIUTINĂ Adrian 23, 165, 255, 283
CONSTANTINESCU Stelian 183
COVEIANU Mihai 183
CRIŞAN Andrei 11

DANCIU Alexandra D. 85
DANKU Gelu 23
DEGREE Hervé 41
DIMA Şerban 265
DINU Florea 1, 33, 115, 193, 273
DOGARIU Adrian 273
DUBINĂ Dan 1, 11, 23, 33, 115,141, 165, 193, 243, 255, 273, 283

FILIP-VĂCĂRESCU Norin 141

GEORGESCU Mircea 133
GRECEA Daniel 283
GUŢIU Ştefan I. 85

HAUPT-KARP Alina-Dora 41, 203

IOAN Paul 125, 219, 235
IORGULESCU Adrian 227

JURCUŢ Anca 67

KÖBER Helmuth 75, 105, 173, 183
KOVACS Attila 193

LĂDAR Ioana 157

MĂRGINEAN Ioan 33, 193
METEŞ Elena 303
MOGA Cătălin 85
MOGA Petru 85
MOIŞ Ilinca 67

NAGY Zsolt 67
NEGREI Lucian 93

PĂSTRAV Mircea 193
PETRAN Ioan 193
PETZEK Edward 303
POP Andra 67
POPA Victor 293
PREDA Daniela 93
PRODESCU Adrian 249

STRATAN Aurel 1, 115, 165, 141

ŞTEFĂNESCU Bogdan 75, 105, 173
ŞTEFANESCU – WINTERLIK Liviu Mihai 265

TEODORESCU Bogdan 55
TOMA Luiza 303

UNGUREANU Viorel 11, 133, 255, 283
URIAN Gabriel 203
URSU Emilian 219, 227, 235

VOICULESCU Dragoş 49
VULCU Cristian 165

ZAHARIA Raul 243