

IMPEDIMENTE ÎN APLICAREA STANDARDELOR ȘI CODURILOR DE PROIECTARE

IMPEDIMENTS TO THE IMPLEMENTATION OF STANDARDS AND DESIGN CODES

PAUL IOAN¹

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 plășelor, de zvelteți limită, de relații de calcul coerente, de parametri de referință ai oțelului. În perioada în care ne găsim de tranziție de la conceptul ingineresc al anilor '80 la cel european inginerul român se găsește în fața unei dileme greu de abordat, nu are în noile norme toate elementele strict necesare pentru proiectarea în siguranță dar nu poate nici să aplice pe cele vechi pentru că sunt abrogate. Lipsa unor normative tehnice naționale care să "astupe" golul lăsat de adoptarea reglementărilor europene poate să genereze pentru o lungă perioadă de timp construcții cu vulnerabilități tehnice care se vor manifesta la viitorul seism major. Lucrarea de față prezintă o parte dintre parametrii de proiectare care nu sunt standardizați, o parte dintre neconcordanțele tehnice depistate și care creează confuzii tehnice majore. Sunt prezentate criteriile de proiectare a structurilor amplasate în zone seismice, criteriile ce nu sunt în concordanță cu SR EN 1993, SR EN 1998 și P100.

Cuvinte cheie: standard de proiectare, structuri din oțel, lungimi de flambaj, zvelteți 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 regulations, can generate for a long period of time constructions with technical vulnerabilities that will be shown in 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 in 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 Construcții București (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

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 și juridic, rolurile s-au inversat, SR EN - urile au caracter orientativ lăsând un vid legislativ major în lumea inginerescă deoarece nu avem normative care să acopere toate zonele ingineriei de construcții și totodată să fie în concordanță cu prevederile Eurocodurilor. S-a ajuns într-o situație duală în care fiecare colectiv de proiectare sau chiar proiectant să aplice o serie de prevederi tehnice care nu au fost încă confirmate de practica inginerescă și care sunt ambigui, incomplete, și ceea ce este mai rău, cu erori conceptuale și ingineresti. Noile standarde se modifică o dată la 5 ani, dar nu toate o dată, ceea ce mărește la paroxism confuzia în aplicarea prevederilor de proiectare în ingineria construcțiilor. În domeniul construcțiilor metalice s-a tradus toată seria EN 1993 și EN 1998 și s-au redactat și anexele naționale care, în fapt, consfințesc 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 poți 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 inginerescă) va crea o mare confuzie, în mediul ingineresc, în aplicarea prevederilor sale deoarece conceptual acestea nu pot fi general valabile pentru orice structură amplasată pe întinsul Europei.

O primă distonanță, în Europa sunt țări cu seisme severe și țări 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 și neseismice. Nu poate fi corect să consumăm o parte din ductilitatea (de secțiune, de element sau structurală) în gruparea fundamentală de încărcări a unei structuri amplasate în zone cu mișcări seismice majore (cum este cea mai mare parte din teritoriul României) la fel cum o facem pentru o aceeași structură amplasată într-o zonă fără potențial seismic (cunoscut).

2. Concepte fundamentale și conformări structurale

2.1 Pentru structurile amplasate în zone seismice, și nu numai, este cunoscut faptul că singurul mijloc de determinare a stării de eforturi și deformații utilizat în practica curentă de proiectare este numai calculul în domeniul elastic, folosind, evident, caracteristicile geometrice elastice ale secțiunilor elementelor structurale.

Este un concept acceptat de practica inginerescă ca verificările de rezistență, de stabilitate locală sau generală să se efectueze tot în domeniul elastic. În toate elementele avem solicitări complexe - momente încovoietoare și forțe tăietoare pe două direcții plus efort axial. "Însumarea" acestor eforturi (până acum la nivel de tensiuni) se poate realiza decât pe zona de comportare elastică a materialului, orice depășire a zonei elastice iese în afara domeniului de valabilitate a relațiilor de "însumare" (ex: relațiile Von Mises). Relațiile cunoscute, practicate și testate "in situ" la scară naturală de tipul mișcărilor seismice au domeniul de valabilitate în zona elastică de comportare.

2.2 În SR EN 1993 și SR EN 1998 sunt indicate verificări ale elementelor structurale din clasele 1 și 2 în domeniul plastic. Este greu să argumentezi tehnic că în relațiile de verificare din domeniul plastic folosești eforturile din starea de tensiuni elastică. Este de neînțeles, tehnic, că în gruparea de încărcări fundamentală accepți deformații plastice ce au caracter remanent [2]. Reamintesc că, un aspect cunoscut de altfel, principiul de conformare și calcul al structurilor la acțiunea seismică este cel al disipării (consumării) energiei induse de seism prin deformații sub efort constant în domeniul inelastic, principiu pe care îl aplicăm încă de la evaluarea acțiunii seismice.

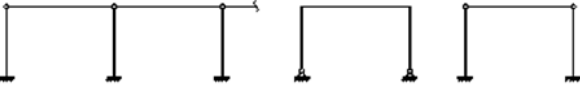
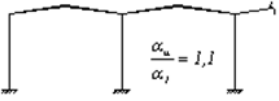
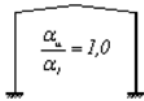

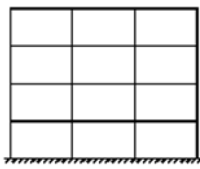
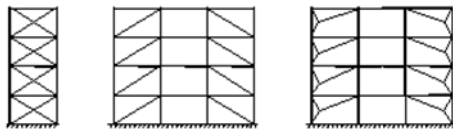
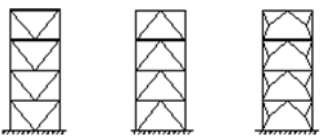
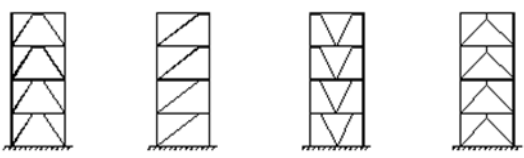
2.3 La stabilirea eforturilor din acțiunea seismică se consideră numai o fracțiune din încărcarea seismică, iar restul se consideră că se "consumă" se disipează prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Disiparea în elasto-plastic este posibilă numai printr-o conformare structurală specifică structurilor amplasate în zone seismice cu elemente special amplasate în structuri capabile să "dezvolte" deformații sub efort constant cunoscute sub denumirea de articulații plastice.

În concluzie starea de eforturi (din acțiunea seismică) se determină în domeniul elastic la o fracțiune din încărcarea seismică numită "încărcarea de cod" și deci verificările trebuie făcute în această etapă obligatoriu în domeniul elastic pentru a lăsa posibilitatea elementelor și structurii să folosească rezerva plastică pentru fracțiunea din acțiunea seismică care nu a fost considerată în calcul.

În Tabelul 1 sunt prezentate, pentru structurile uzuale, fracțiunile din acțiunea seismică la care se dimensionează elementele structurale și fracțiunea ce trebuie disipată prin incursiuni în domeniul elasto-plastic. Analizând valorile din tabel se constată o mare discrepanță dintre fracțiunea la care se dimensionează structura, cuprinsă între 16% și 50% și fracțiunea ce trebuie disipată cuprinsă între 84% și 50%. Este evident că trebuie să utilizăm toată inteligența noastră inginerească pentru conformarea zonelor sau elementelor disipative capabile să disipeze în deplină siguranță între 50% și 84% din încărcările seismice. Să creăm toate condițiile constructive, de conformare și 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 secțiuni. Un exemplu edificator este clasa 2 de secțiune care, conform definiției din SR EN 1993-1-1, permite plastificarea secțiunii și deformații limitate sub efort constant, deci imediat după atingerea plastificării secțiunii apare pierderea stabilității locale. În consecință "ieșirea din lucru" imediat după plastificarea secțiunii indică un fenomen periculos și 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 	$\psi = 0,33$ $q = 3,0$	$\psi = 0,4$ $q = 2,5$	33%	40%	67%	60%
 $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,1$  $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,0$	$\psi = 0,20$ $q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$\psi = 0,25$ $q = 4$	20%	25%	80%	75%
- Structuri etajate $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2$  $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,3$ 	$\psi = 0,16$ $q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$\psi = 0,25$ $q = 4$	16%	25%	84%	75%
- Zone disipative in ginzi si la baza stălpilor						
b) Cadre contravântuite centric Contravântuiri cu diagonale întinse 	$\psi = 0,25$ $q = 4$	$\psi = 0,25$ $q = 4$	25%	25%	75%	75%
Zonele disipative - numai diagonalele întinse						
Contravântuiri cu diagonale în V 	$\psi = 0,4$ $q = 2,5$	$\psi = 0,5$ $q = 2$	40%	50%	60%	50%
- Zone disipative diagonale întinse și comprimate						
c) Cadre contravântuite excentric $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2$ 	$\psi = 0,16$ $q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	$\psi = 0,25$ $q = 4$	16%	25%	84%	75%
- Zone disipative in barele disipative incovoiate sau forfecate						

Notă: Valorile din tabel au fost calculate considerând relația 4.8 din P100-1/2006

$$F_{b,k} = \gamma_I S_d(T_k) m_k \lambda = \gamma_I a_g \frac{\beta(T)}{q} m_k \lambda = \frac{1}{q} \left[\gamma_I a_g \frac{\beta(T)}{q} m_k \lambda \right] = \frac{1}{q} \times K = \psi \times K$$

S-a notat cu constanta K produsul $\gamma_I a_g \beta(T) m_k \lambda$ considerând toți termenii dependenți de amplasament și de caracteristicile dinamicii proprii ale structurii. Merită mențiune specială parametrul notat cu m_k , singurul parametru pe care putem să-l influențăm prin concepție inginerească și prin coordonarea cu arhitectura. Prin diminuarea masei scade forța tăietoare de bază, scad eforturile în structură, și va trebui să disipăm mai puțină energie.

Pentru a exemplifica acest concept considerăm o construcție proiectată corect, în conformitate cu SR EN 1993-1-1, SR EN 1998 și P100-1/2006, o structură în cadre necontravântuite cu regim de înălțime mic, P+3E, cu zonele potențial plastice de clasa 2, rezultă că vom avea o ductilitate de ansamblu medie (M) și $q=4$ (tabel 6.3 P100-1/2006). Rezultă că 75% din încărcarea seismică trebuie să o disipăm prin incursiuni în domeniul elasto-plastic în zonele potențial 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 relațiile 6.12 și 6.13 din SR EN 1993-1-1 zonele potențial plastice și-au consumat capacitatea de disipare în domeniul elasto-plastic, la încărcarea de cod, și diferența de încărcare de 75% se va "consuma" aleatoriu prin articulații plastice la baza stâlpilor, prin redundanță, prin robustețe și prin șansa să nu se atingă valorile de calcul ale încărcărilor gravitaționale și seismice.

O altă demonstrație a necesității utilizării verificărilor în domeniul elastic se poate face analizând raportul între modulul de rezistență elastic și cel plastic W_{pl}/W_{el} . Pentru aceeași structură folosind grinzile cu clasa de secțiune 1 la încovoiere, $q=5$, iar fracțiunea ce trebuie disipată este de 84%. Uzual se folosesc profile IPE și HEA la realizarea grinzilor de cadru, la aceste profile raportul $W_{pl}/W_{el} = 11\% \div 14\%$. Realizând verificările cu modulul de rezistență plastic în conformitate cu SR EN obligăm structura să disipeze energia (84% din acțiunea seismică) numai prin deformații sub efort constant (și nu și prin plastificarea secțiunii) 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 referință fără o justificare tehnică ci numai un joc de coeficienți în încercarea de a se apropia de rezultatele experimentale, de realitatea tehnică. Evident că prin coeficienți este practic imposibil de acoperit toată "plaja" de stări de eforturi, concentratori de eforturi, sisteme de îmbinare, calitate de material etc.

Încercând să înțelegi de ce se folosesc două limite de referință pentru același element, pentru aceeași îmbinare înțelegi că de fapt din jocul coeficienților s-a uitat o caracteristică proprie numai oțelului - un element din oțel nu se rupe decât prin eforturi de întindere sau prin fenomenul de oboseală. Nu se poate rupe niciodată (la temperatura de referință) prin încovoiere, compresiune sau forfecare pentru că pierderile de stabilitate locală sau generală apar cu mult timp înainte. În această situație cei care [1] consideră că oțelul are rezerve foarte mari de rezistență sau ductilitate, aplicând raportul f_u/f_y pentru orice tip de efort uită de proprietatea oțelului enunțată anterior.

La nici una din cele două solicitări, întindere și oboseala, nu se folosește limita de rupere ca parametru de referință în schimb se folosește la elementele cu concentratori de eforturi, tensiuni remanente și la îmbinări acolo unde nici o relație de calcul nu poate "acoperi" starea de tensiuni complexă ce se dezvoltă chiar la solicitări statice.

Aplicarea a două limite de referință este numai un artificiu matematic fără o susținere inginerescă astfel îmi este greu să cred că o bara solicitată la întindere ține 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 și de starea de tensiuni - sub limita de proporționalitate sau la limita de curgere.

Este dificil de înțeles tehnic de ce un oțel rotund solicitat la întindere are capacitate portantă mai mică dacă este sub formă de tirant decât dacă este sub formă de șurub.

a. Efortul capabil [3] al unui tirant din oțel rotund S235 și 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 șurub grupa 4.6 și 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 "creștere" a capacității portante cu 22.5% numai din modificarea denumirii, șurub în loc de tirant. Este evident că un șurub 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 diferența de capacitate portantă între o bară și un șurub nu este o constantă ci diferă de la un oțel la altul. Variația efortului capabil a unui șurub 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
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 și +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 niște coeficienți.

2.6 Adoptarea unui coeficient parțial de siguranță $\gamma_{M0} = 1$ indiferent de natura solicitărilor, importanța elementului în structură poate conduce la situații greu de stăpânit prin calcul la barele solicitate la întindere la care odată cu atingerea limitei de curgere se produc deformații sub efort constant. Considerând un tirant cu lungimea de 3000 mm din oțel S235 la atingerea capacității portante $N_{t,Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$, și menținerea forței constante, se produce o deformație, din parcurgerea palierului de curgere de 60mm și remanentă de 56,6mm.

În noua versiune a codului de proiectare P100-1/2013 coeficienții parțiali de siguranță γ_{M0} și γ_{M1} folosiți la verificările de rezistență și stabilitate au valoarea 1,1 [9] ceea ce elimină apariția fenomenului de deformație sub efort constat la atingerea capacității portante. Adoptarea acestor valori este benefică atât din punct de vedere conceptual cât și al siguranței 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, și

în cele mai vechi, erau prevăzute lungimi de flambaj pentru majoritatea elementelor structurale, lungimi de flambaj care țineau seama inclusiv de raportul încărcărilor pe înălțimea 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 lipsește total.

Pentru structurile multietajate lungimile de flambaj ale stâlpilor au fost introduse în normativul de calcul la acțiunea seismică P100-1/2006, pentru a putea fi aplicat normativul, însă pentru toate celelalte elemente supuse fenomenului de pierdere a stabilității generale nu sunt prevăzute valori.

Practic acum utilizând numai SR EN - urile și normativele în vigoare ești în imposibilitatea de a proiecta.

3.2 În seria de standarde SR EN proiectantul și uneori beneficiarul are răspunderea pentru nivelul maxim de deformație elastică pe care poate să o aibă un element de construcție sub orice tip de încărcare [5]. Este o situație total nefirească să nu se indice măcar orientativ deplasările (săgețile) maxime admise ale elementelor structurale. Se poate ajunge în situații de instabilitate geometrică datorită efectelor de ordinul II la elemente comprimate și 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 planșeu.

3.3 Este de notorietate inginerescă că o bară solicitată axial trebuie să aibă zveltețea limitată funcție de importanța elementului în structură. Lipsa limitării zvelteții conduce la valori arbitrare de cele mai multe ori foarte mari care conduc inevitabil la apariția "efectului de ordinul II", la amplificarea stării de eforturi și deci la o cedare prematură. Acest fenomen nu poate fi pus în evidență în proiectarea curentă cu programele de calcul obișnuite, stările de eforturi rezultate în urma unui calcul static liniar sunt în această situație eronate. Dacă un inginer proiectează un stâlp cu zveltețea de 400 nu este o eroare tehnică, imputabilă juridic însă fatală construcției. Orice standard trebuie să dea indicații, cel puțin orientative, privind zveltețea limită pentru a nu intra într-o zonă ce nu poate fi stăpânită printr-un calcul obișnuit.

4. Concluzii

4.1 Adoptarea în codul de proiectare seismică P100-1/2013 a coeficienților parțiali de siguranță $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ 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 și verificat de viață, de a verifica elementele în domeniul elastic, indiferent de gruparea de încărcări și clasa de secțiune.

4.2 O dată cu intrarea în vigoare a noului cod de proiectare seismică și aplicând relațiile de verificare de rezistență și stabilitate conform SR EN 1993 se ajunge în situația în care starea de tensiuni este limitată în domeniul elastic, iar caracteristicile geometrice ale secțiunilor 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 rezistență și stabilitate să se realizeze în domeniul elastic, cu caracteristicile geometrice elastice ale secțiunilor, 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 și care în acest moment lipsesc (lungimi de flambaj, zvelteți limită, săgeți admisibile, condiții constructive, etc.) fără a mai aștepta reglementarea acestora printr-o normă europeană.

Bibliografie:

- [1] Crețu, D. - *Implicațiile introducerii codului european en 1993-1-1 în proiectarea din România - un alt punct de vedere*, - Conferința Națională de Construcții Metalice Timișoara, 2010.
- [2] Ioan, P. - *Aplicarea seriei de standarde SR EN 1993* - Conferința Națională de Construcții Metalice Timișoara, 2010.
- [3] SR EN 1993-1-1 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri*, 2006.
- [4] SR EN 1993-1-8 - *Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor*, 2006.
- [5] SR EN 1990 - *Eurocod: Bazele proiectării structurilor*, 2004.
- [6] SR EN 1998-1-1 - *Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistență la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri*, 2004.
- [7] ANSI/AISC 341-10 - *Seismic provisions for structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, 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 construcțiile din oțel, după anularea STAS 10108/0-78*, revista AICPS nr. 2/2010.