

BULETINUL ȘTIINȚIFIC

AL

**UNIVERSITĂȚII TEHNICE
DE CONSTRUCȚII
BUCUREȘTI**

SERIE NOUĂ

Nr. 2 Iunie 2017

Disclaimer

With respect to documents available from this journal neither U.T.C.B. nor any of its employees make any warranty, express or implied, or assume any legal liability or responsibility for the accuracy, completeness, or usefulness of any information, apparatus, product, or process disclosed.

Reference herein to any specific commercial products, process, or service by trade name, trademark, manufacturer, or otherwise, does not necessarily constitute or imply its endorsement, recommendation, or favoring by the U.T.C.B.

The views and opinions of authors expressed herein do not necessarily state or reflect those of U.T.C.B., and shall not be used for advertising or product endorsement purposes

.....

Cu privire la documentele prezente în acest buletin, nici U.T.C.B. și niciunul din angajații săi nu garantează, explicit sau implicit, și nici nu își asumă vreo obligație legală sau responsabilitate pentru corectitudinea, caracterul complet sau utilitatea oricăror informații, aparate, produse sau procese prezentate.

Orice referință care se face în documentul de față la produse comerciale, procese sau servicii, folosindu-se numele de marcă, numele producătorului sau altele de același tip nu constituie în mod necesar o susținere, recomandare sau favorizare a acestora de către U.T.C.B.

Părerile și opiniile autorilor, exprimate în documentul de față, nu reflectă în mod necesar părerile și opiniile U.T.C.B. și ele nu vor fi folosite pentru a face reclamă sau pentru a susține vreun produs

CUPRINS

ANALIZA STĂRII DE EFORTURI ȘI DE DEFOMRȚII LA RECIPIENȚI CILINDRICI CIRCULARI DIN ACȚIUNEA SEISMICĂ.....	4
Bogdan Butnaru, Mirela Șandru, Lucian Sorohan ¹	
METODE PENTRU EVALUAREA ARMĂTURII TRANSVERSALE PENTRU STĂLPII STRUCTURILOR ÎN CADRE DE BETON ARMAT	15
Alin Mîndoiu	
ANALIZA METODELOR DE COLECTARE A INFORMAȚIILOR AFERENTE REȚELELOR SUBTERANE.....	23
Andreea Carmen Rădulescu	
REABILITAREA SEISMICĂ A CLĂDIRILOR VULNERABILE SEISMIC DIN BUCUREȘTI.....	31
Cătălin Roșu	
MODELAREA EFECTELOR UNOR SCENARII DE CEDARE A BARAJELOR PE RÂUL SITNA ȘI ANALIZA MULTI-RISC.....	42
Marius-Eugen Pîrvulețu	
INFLUENȚA CONDIȚIILOR DE MARGINE PENTRU O PLACĂ CURBĂ CILINDRICĂ CIRCULARĂ ACȚIONATĂ DE UN CÂMP TERMIC STAȚIONAR.....	51
Mirela Șandru, Bogdan Butnaru, Lucian Sorohan	
INVESTMENT RISKS IN CONSTRUCTION PROJECTS.....	62
Mohammed Alrubaye, Nicolae Postavaru	

ANALIZA STĂRII DE EFORTURI ȘI DE DEFOMRȚII LA RECIPIENȚI CILINDRICI CIRCULARI DIN ACȚIUNEA SEISMICĂ

THE ANALYSIS OF INTERNAL FORCES AND DEFORMATIONS AT CIRCULAR CYLINDRICAL TANKS FROM SEISMIC ACTION

BOGDAN A. BUTNARU¹, MIRELA ȘANDRU², LUCIAN V. SOROCHAN³

Rezumat: În articol sunt prezentate rezultatele obținute prin metodele de calcul analitice și numerice ale stării de eforturi și de deformații din acțiunea seismică în plăcile curbe cilindrice circulare ce constituie pereții recipientilor cilindrici ce înmagazinează fluide, luând în considerare tipuri de legături diferențiate pe contururile marginale. Acțiunea seismică reprezentată de presiunile hidrodinamice și forțele de inerție datorate masei structurii s-au considerat aplicate static cu valorile normale conform codurilor de proiectare [2], [3]. Starea de eforturi și de deformații s-a calculat în teoria de încovoiere a plăcilor curbe cilindrice circulare acționate nesimetric utilizând soluția ecuației de sinteză în teoria de încovoiere definită cu ajutorul unei funcții de eforturi de tip Airy și cu exprimarea corespunzătoare a condițiilor de contur pentru determinarea constantelor de integrare. Rezultatele obținute utilizând soluția analitică au fost comparate cu cele rezultate în metoda elementului finit, utilizând programul ANSYS [4].

Cuvinte cheie: presiune impulsivă, presiune convectivă, stare de eforturi, placă cilindrică

Abstract: In this article are presented analytical and numerical methods for calculating the state of internal forces and deformations of the seismic action in circular cylindrical shells which constitute the walls of cylindrical tanks that store fluids, taking into account the different types of restrictions on marginal contours. Seismic action represented by hydrodynamic pressures and forces of inertia due to the mass of the structure were considered static applied with standard values according to the design codes [2], [3]. State of internal forces and deformations was calculated in theory of bending circular cylindrical shells act unsymmetrical using the solution of synthesis in theory of bending defined by a function of effort Airy and with proper expression of contour conditions to determine the constants of integration. The results obtained using analytical solution were compared with those resulted with finite element method using ANSYS software [4].

Keywords: impulsive pressure, convective pressure, internal forces, cylindrical shell

1. Introducere

Analiza comportării construcțiilor hidroedilitare la acțiunea cutremurelor puternice din România care s-au produs în 1940 și 1977 a pus în evidență sensibilitatea acestora la acțiunea seismică prin producerea a numeroase avarii din care se pot enumera:

- torsionarea și voalarea pereților cilindrici la rezervoarele metalice;
- apariția fisurilor sau a crăpăturilor verticale și orizontale prin creșterea eforturilor axiale inelare, respectiv prin creșterea momentelor încovoietoare M_x în pereții din beton armat;

¹Drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD student, Technical University of Civil Engineering), e-mail: bogo_bogdan@yahoo.com

²Drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD student, Technical University of Civil Engineering), e-mail: mirela.esandru@yahoo.com

³Asist. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (Asst. Prof. Dr., Technical University of Civil Engineering), e-mail: sorohan@utcb.ro

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Dan CREȚU, Universitatea Tehnică de Construcții București, (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

- lunecarea pe fundație sau înclinarea rezervoarelor;
- deformarea și fisurarea radierelor, plașelor din beton armat.

Avarierea totală sau parțială a acestor tipuri de structuri are la bază apariția forțelor de inerție (datorate masei fluide și masei structurii) provocate de accelerația cutremurului, precum și de apariția oscilației masei fluide din rezervor.

Necesitatea cunoașterii răspunsului structurilor cilindrice din beton armat ce înmagazinează fluide din acțiunea seismică este foarte importantă pentru dimensionarea corectă a acestor tipuri de structuri.

Un studiu amănunțit cu privire la comportarea plăcilor curbe din acțiunea seismică, dar și cu privire la modul de alcătuire se regăsește în lucrarea [1].

În practică, cele mai întâlnite rezemări ale unui perete cilindric din beton armat sau precomprimat pe radier sunt realizate fie printr-o legătură de continuitate (încăstrare elastică), fie printr-o legătură cu cordoane de cauciuc (articulație).

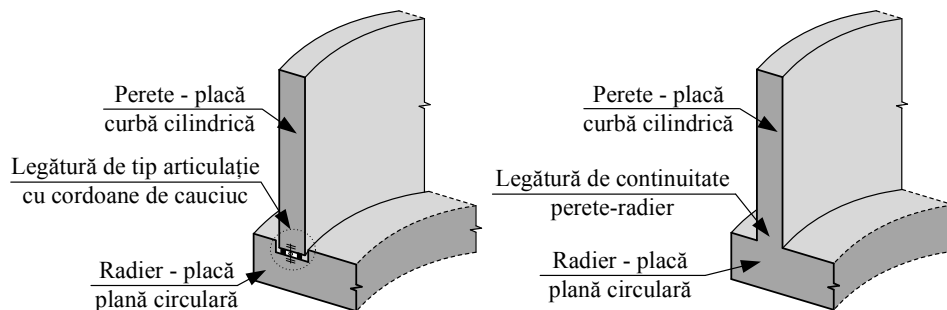


Fig. 1. Tipuri de legături perete-radier întâlnite la recipientii cilindrici din beton armat

În prezentul articol se arată prin comparație comportarea a doi pereți cilindrici din beton armat, având aceleași dimensiuni și încărcări, iar condițiile de rezemare fiind cele prezentate în Fig. 1.

2. Determinarea presiunilor hidrodinamice și a forțelor de inerție datorate masei structurii

Volumul de fluid înmagazinat în recipientii ale căror plăci curbe cilindrice au fost studiate este de aproximativ 3000 m^3 , iar greutatea specifică a fluidului înmagazinat este de 10 kN/m^3 .

Deoarece recipientii au același volum de înmagazinare și aceeași geometrie, determinarea presiunilor hidrodinamice ce acționează pe peretele cilindric s-a realizat pentru un rezervor cu geometria din Fig. 2:

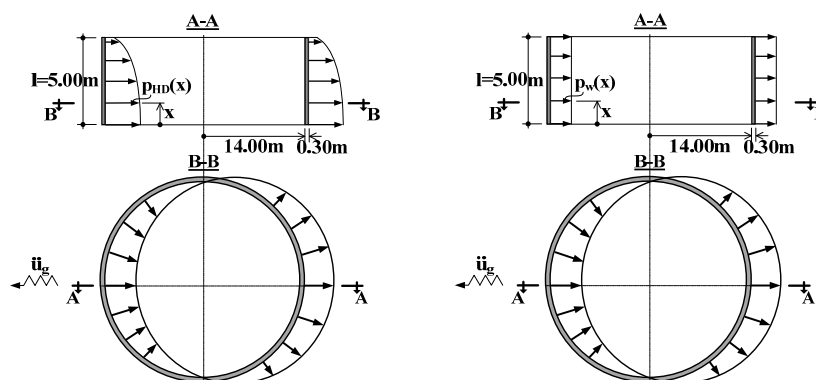


Fig. 2. Variația presiunii hidrodinamice $p_{HD}(x)$ și a forțelor de inerție datorate masei structurii $p_w(x)$

unde: x – coordonata unui punct pe generatoarea plăcii curbe cilindrice; \ddot{u}_g – accelerația de vârf a terenului.

Pentru determinarea valorilor presiunilor hidrodinamice maxime și a forțelor de inerție datorate masei structurii ce acționează static pe peretele cilindric s-au considerat următoarele caracteristici seismice de amplasament, conform normativului românesc [3]: $a_g=0.2g$, $T_c=0.7s$, $\beta_0=2.5$.

Factorul de comportare pentru acțiunea presiunilor impulsive și a forțelor de inerție datorate masei structurii a fost ales $q=2.86$, în timp ce pentru acțiunea presiunilor convective $q=1$ [2].

Presiunile hidrodinamice maxime au fost calculate conform relațiilor din standardul SR EN 1998-4-2007 [2], în conformitate cu geometria și caracteristicile seismice prezentate mai sus.

Tabelul 1

Presiunile hidrodinamice exprimate în kN/m^2 , rezultate conform SR EN 1998-4 [2]

ξ	p_i	p_c	$p_i + p_c$
0	7.139	4.624	11.763
0.1	7.106	4.634	11.740
0.2	6.937	4.663	11.600
0.3	6.699	4.713	11.412
0.4	6.311	4.782	11.092
0.5	5.845	4.871	10.716
0.6	5.191	4.981	10.171
0.7	4.433	5.112	9.545
0.8	3.387	5.265	8.652
0.9	2.143	5.440	7.582
1	0.000	5.638	5.638

unde:

p_i – presiunea hidrodinamică impulsivă;

p_c – presiunea hidrodinamică convectivă;

ξ – coordonată adimensională reprezentând raportul dintre x și l .

Distribuția presiunilor hidrodinamice impulsive și convective pe înălțimea peretelui cilindric, precum și sumarea lor este prezentată în Fig.3.

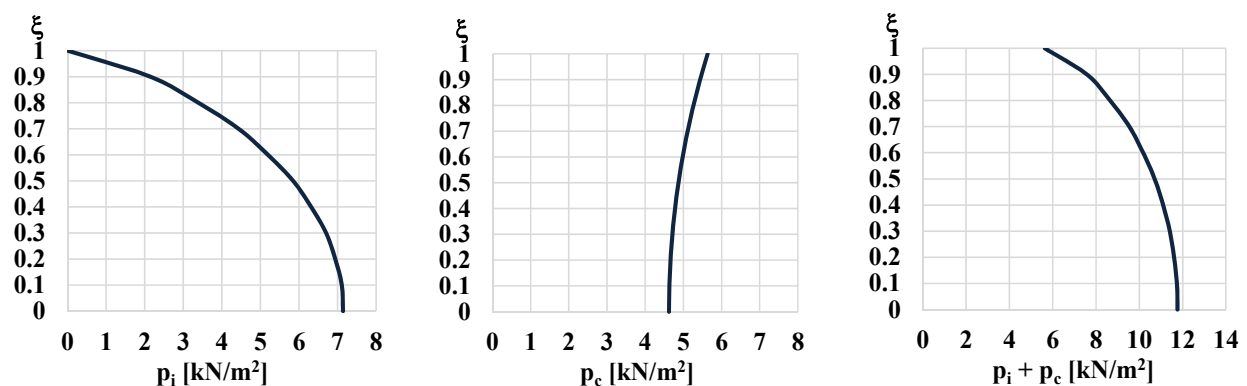


Fig. 3. Distribuția presiunilor hidrodinamice maxime pe înălțimea peretelui cilindric

În urma liniarizării presiunilor hidrodinamice de pe înălțimea peretelui recipientului, distribuția presiunilor hidrodinamice totale (p_i+p_c) s-a considerat conform Fig. 4.

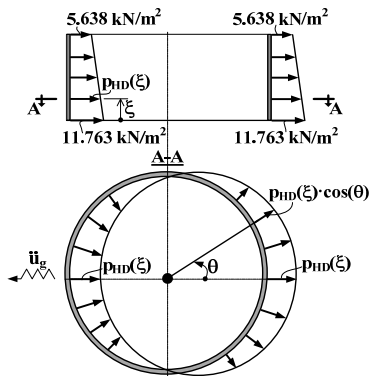


Fig. 4. Distribuția presiunilor hidrodinamice pe înălțime și diametrul recipientului

Variația presiunilor hidrodinamice totale (p_i+p_c) pe un cerc situat la o cotă ξ oarecare este una cosinusoidală (antisimetrică), iar valorile maxime din Tabelul 1 se regăsesc pe diametrul determinat de $\theta=0$ (conform Fig. 4).

Conform SR EN 1998-4-2007 [2], pentru recipientii din beton armat, efectul inerțial al pereților nu este de neglijat, iar forțele de inerție sunt paralele cu acțiunea seismică orizontală și induc o presiune antisimetrică normală la suprafața mantalei.

Utilizând relația prezentată în [2] pentru determinarea efectului inerțial al pereților, presiunea datorată inerției masei structurii pentru geometria prezentată în Fig. 2 este $p_w(x)=1.313 \text{ kN/m}^2$.

3. Soluția analitică pentru determinarea stării de eforturi și de deformații în plăcile curbe cilindrice acționate antisimetric

Eforturile secționale pozitive caracteristice teoriei de încovoiere a plăcilor curbe cilindrice acționate antisimetric sunt arătate în Fig. 5:

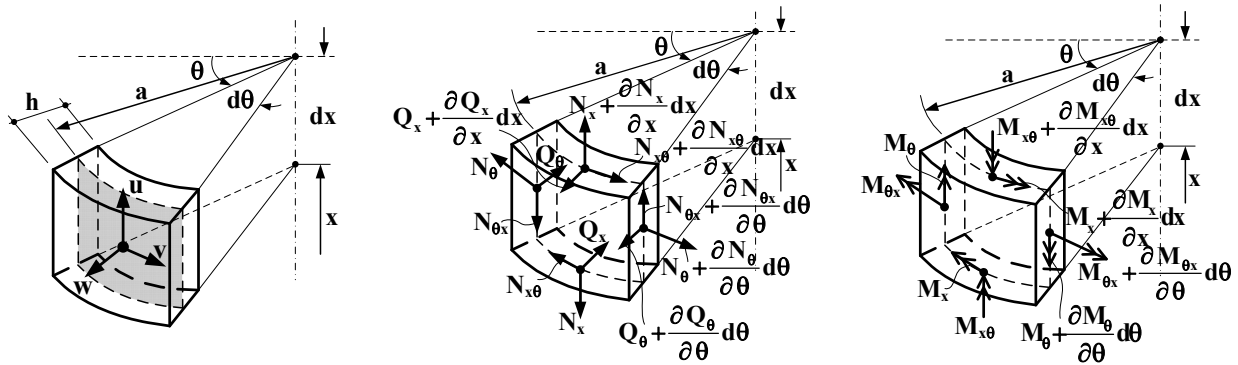


Fig. 5. Convenția de semne pozitive a deplasărilor și eforturilor secționale [1]

În lucrarea de specialitate [1] este prezentată ecuația dinamică de sinteză pentru vibrații forțate cu amortizare, care rezultă în urma studiului echilibrului dinamic al elementului infinitezimal de placă curbă cilindrică și a scrierii celor trei categorii de ecuații: de echilibru dinamic, de deformații și fizice.

Utilizând conceptul funcției de eforturi de tip Airy și neglijând termenii nesemnificativi din punct de vedere practic, ecuația de sinteză este o ecuație cu derivate parțiale de ordinul opt, neomogenă, cu coeficienți constanți, având forma [1]:

$$\nabla_*^8 \varphi + \frac{E \cdot h \cdot a^2}{D} \cdot \beta^4 \cdot \frac{\partial^4 \varphi}{\partial \xi^4} + \frac{c \cdot a^4}{D} \cdot \frac{\partial}{\partial t} (\nabla_*^4 \varphi) + \frac{\rho \cdot h \cdot a^4}{D} \cdot \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\nabla_*^4 \varphi) = -\frac{Z \cdot a^4}{D} \quad (1)$$

unde [1]: $\varphi = \varphi(\xi, \theta, t)$ – funcție scalară de tip Airy; $\nabla_*^2 = \beta^2 \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2}{\partial \theta^2}$ – operator diferențial;

$\beta = \frac{a}{l}$ – coeficient adimensional; $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}$ – rigiditatea cilindrică la încovoiere a plăcii

curbe cilindrice circulare; μ – coeficientul lui Poisson; c – coeficient de amortizare vâscoasă;

E – modulul de elasticitate longitudinal; t – timpul; $Z = Z(\xi, \theta, t)$ – componenta încărcării dinamice după direcția normalei la suprafață; ρ – densitatea materialului.

În urma eliminării în ecuația (1) a termenilor care conțin timpul și coeficientul de amortizare vâscoasă, iar dacă funcțiile $\varphi(\xi, \theta)$ și $Z(\xi, \theta)$ sunt numai funcții de coordonate cilindrice, ecuația de sinteză (1) devine [1]:

$$\nabla_*^8 \varphi + \frac{E \cdot h \cdot a^2}{D} \cdot \beta^4 \cdot \frac{\partial^4 \varphi}{\partial \xi^4} = - \frac{Z \cdot a^4}{D} \quad (2)$$

Ecuația de sinteză (2) este ecuația statică a plăcilor curbe cilindrice circulare supuse la acțiuni oarecare și prin integrarea acesteia se pot determina eforturile secționale și deplasările.

Pentru determinarea analitică a răspunsului structurii la acțiunea antisimetrică datorată presiunilor hidrodinamice se consideră $Z(\xi, \theta) = Z(\xi) \cdot \cos(\theta)$, prin separarea variabilelor, soluția ecuației (2) este conform [1]:

$$\varphi(\xi, \theta) = \varphi_p(\xi, \theta) + \left\{ e^{-\alpha_1 \xi} \cdot [C_1 \cdot \cos(\beta_1 \cdot \xi) + C_2 \cdot \sin(\beta_1 \cdot \xi)] + e^{-\alpha_2 \xi} \cdot [C_3 \cdot \cos(\beta_2 \cdot \xi) + C_4 \cdot \sin(\beta_2 \cdot \xi)] + e^{\alpha_1 \xi} \cdot [C_5 \cdot \cos(\beta_1 \cdot \xi) + C_6 \cdot \sin(\beta_1 \cdot \xi)] + e^{\alpha_2 \xi} \cdot [C_7 \cdot \cos(\beta_2 \cdot \xi) + C_8 \cdot \sin(\beta_2 \cdot \xi)] \right\} \cdot \cos(\theta) \quad (3)$$

unde [1]: $\varphi_p(\xi, \theta)$ – este soluția particulară a ecuației (2); C_1, \dots, C_8 – constante de integrare;

$$\alpha_1 = \alpha^* + \frac{k \cdot l}{2}; \quad \beta_1 = \beta^* + \frac{k \cdot l}{2}; \quad \alpha_2 = \alpha^* - \frac{k \cdot l}{2}; \quad \beta_2 = \beta^* - \frac{k \cdot l}{2}; \quad \alpha^* = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 + \sqrt{4 + (\beta \cdot k \cdot l)^4}};$$

$$\beta^* = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{-2 + \sqrt{4 + (\beta \cdot k \cdot l)^4}}; \quad k = \frac{\sqrt[4]{3 \cdot (1 - \mu^2)}}{\sqrt{a \cdot h}} \text{ – factorul de amortizare al plăcii curbe cilindrice.}$$

Cunoscând soluția ecuației de sinteză, răspunsul în deplasări și eforturi se poate determina cu relațiile [1]:

- componentele deplasării:

$$w(\xi, \theta) = \nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \quad (4)$$

$$u(\xi, \theta) = \beta \cdot \frac{\partial^3 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi \partial \theta^2} - \mu \cdot \beta^3 \cdot \frac{\partial^3 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi^3} \quad (5)$$

$$v(\xi, \theta) = - \left[\frac{\partial^3 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \theta^3} + (2 + \mu) \cdot \beta^2 \cdot \frac{\partial^3 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi^2 \partial \theta} \right] \quad (6)$$

- eforturile secționale:

$$N_x(\xi, \theta) = \frac{E \cdot h}{a} \cdot \beta^2 \cdot \frac{\partial^4 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi^2 \partial \theta^2} \quad (7)$$

$$N_\theta(\xi, \theta) = \frac{E \cdot h}{a} \cdot \beta^4 \cdot \frac{\partial^4 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi^4} \quad (8)$$

$$N_{x\theta}(\xi, \theta) = N_{\theta x}(\xi, \theta) = -\frac{E \cdot h}{a} \cdot \beta^3 \cdot \frac{\partial^4 \varphi(\xi, \theta)}{\partial \xi^3 \partial \theta} \quad (9)$$

$$M_x(\xi, \theta) = \frac{D}{a^2} \cdot \left\{ \bar{L} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] \right\} \quad (10)$$

$$M_\theta(\xi, \theta) = \frac{D}{a^2} \cdot \left\{ L \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] \right\} \quad (11)$$

$$M_{x\theta}(\xi, \theta) = M_{\theta x}(\xi, \theta) = \frac{D \cdot (1 - \mu)}{a^2} \cdot \beta \cdot \frac{\partial^2}{\partial \xi \partial \theta} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] \quad (12)$$

$$Q_x(\xi, \theta) = -\frac{D}{a^3} \cdot \left[\beta^3 \frac{\partial^3}{\partial \xi^3} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] + \beta \frac{\partial^3}{\partial \xi \partial \theta^2} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] \right] \quad (13)$$

$$Q_\theta(\xi, \theta) = -\frac{D}{a^3} \cdot \left[\frac{\partial^3}{\partial \theta^3} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] + \beta^2 \frac{\partial^3}{\partial \xi^2 \partial \theta} \left[\nabla_*^4 \varphi(\xi, \theta) \right] \right] \quad (14)$$

unde: $\bar{L} = \beta^2 \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} + \mu \frac{\partial^2}{\partial \theta^2}$; $L = \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \mu \cdot \beta^2 \frac{\partial^2}{\partial \xi^2}$ – sunt operatori diferențiali.

4. Analiza stării de eforturi și de deformații utilizând rezolvarea analitică și metoda elementului finit luând în considerare două tipuri de legături ale plăcii cilindrice pe conturul inferior

S-au analizat două plăci curbe cilindrice având condițiile de rezemare conform Fig. 6, acționate de încărcarea antisimetrică a presiunilor hidrodinamice (PHD) și a forțelor de inerție datorate masei structurii (FIMS).

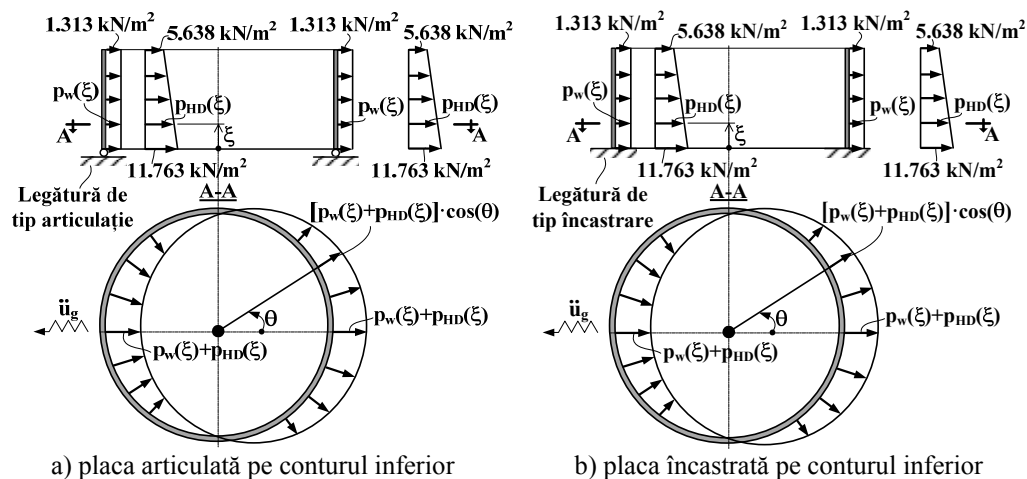


Fig. 6. Schemele de calcul pentru placa curbă cilindrică

Proprietățile fizico-mecanice ale materialului: beton armat de clasă C20/25; $E = 30 \text{ GPa}$; $\mu = 0.2$.

Pentru determinarea răspunsului în eforturi și deplasări din acțiunea presiunilor hidrodinamice (PHD), soluția particulară a ecuației (3) în cazul studiat este de forma:

$\varphi_p^{PHD}(\xi, \theta) = (6.705 - 3.491 \cdot \xi) \cdot \cos(\theta)$, în timp ce pentru determinarea răspunsului din acțiunea

forțelor de inerție datorate masei structurii (FIMS), soluția particulară a ecuației (3) este de forma: $\varphi_p^{FIMS}(\xi, \theta) = -0.749 \cdot \cos(\theta)$.

Condițiile de contur pentru determinarea celor opt constante de integrare din expresia soluției ecuației de sinteză (3) sunt următoarele:

- schema de calcul din Fig. 6 a)

➤ conturul inferior, $\xi=0$:

$$\begin{cases} w(0, \theta) = 0 \\ u(0, \theta) = 0 \\ v(0, \theta) = 0 \\ M_x(0, \theta) = 0 \end{cases}$$

➤ conturul superior, $\xi=1$:

$$\begin{cases} N_x(1, \theta) = 0 \\ M_x(1, \theta) = 0 \\ Q_x(1, \theta) = 0 \\ N_{x\theta}(1, \theta) = 0 \end{cases}$$

- schema de calcul din Fig. 6

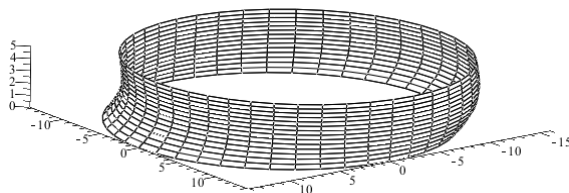
b) conturul inferior, $\xi=0$:

$$\begin{cases} w(0, \theta) = 0 \\ u(0, \theta) = 0 \\ v(0, \theta) = 0 \\ \frac{\partial w(0, \theta)}{\partial \xi} = 0 \end{cases}$$

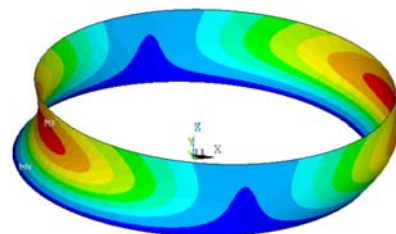
➤ conturul superior, $\xi=1$:

$$\begin{cases} N_x(1, \theta) = 0 \\ M_x(1, \theta) = 0 \\ Q_x(1, \theta) = 0 \\ N_{x\theta}(1, \theta) = 0 \end{cases}$$

În urma rezolvărilor numerice folosind soluțiile analitice și cu elemente finite, utilizând programul ANSYS Mechanical APDL [4], au rezultat următoarele forme deformate ale plăcii curbe cilindrice circulare, considerând presiunile antisimetrice din Fig. 6 (PHD+FIMS) acționând static:

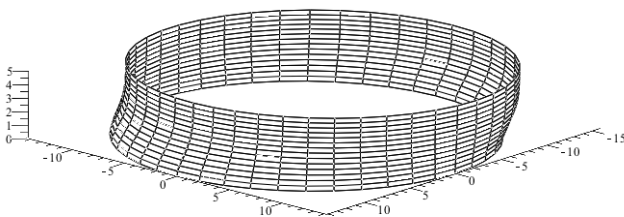


a) rezolvări folosind soluția analitică

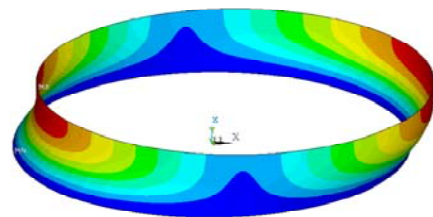


b) calcul cu ANSYS Mechanical APDL

Fig. 7. Schemele de calcul pentru placa curbă cilindrică



a) rezolvări folosind soluția analitică



b) calcul cu ANSYS Mechanical APDL

Fig. 8. Forma deformată din schema încastrată pe conturul inferior

Starea de eforturi din acțiunea antisimetrică (PHD+FIMS) a fost analizată prin comparație cu starea de eforturi din gruparea fundamentală de acțiune în exploatarea normală a recipientelor cilindrici: greutatea proprie a structurii (GP) și presiunea hidrostatică (PH). Astfel s-au realizat diagrame ale eforturilor maxime pe o generatoare a plăcii curbe cilindrice definită de unghiul $\theta=0$ (conform Fig. 6). Semnele pozitive ale eforturilor prezentate în diagramele de mai jos au rezultat conform Fig. 5.

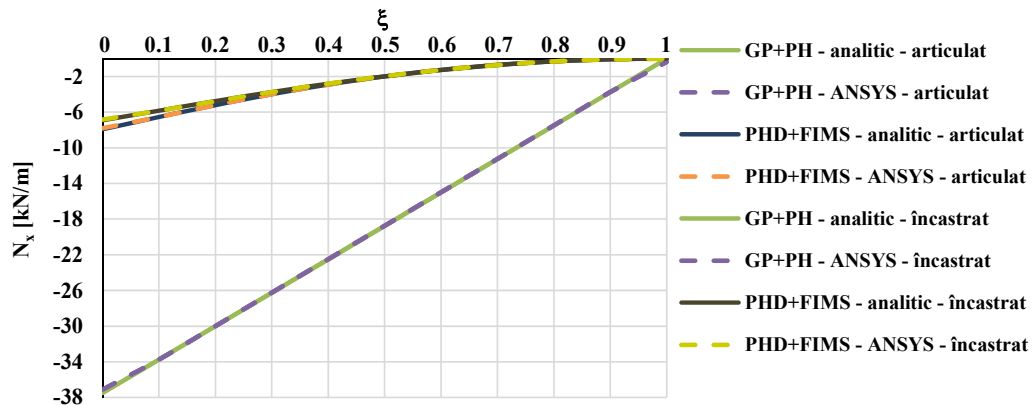


Fig. 9. Forța axială după direcția generatoarei N_x [kN/m]

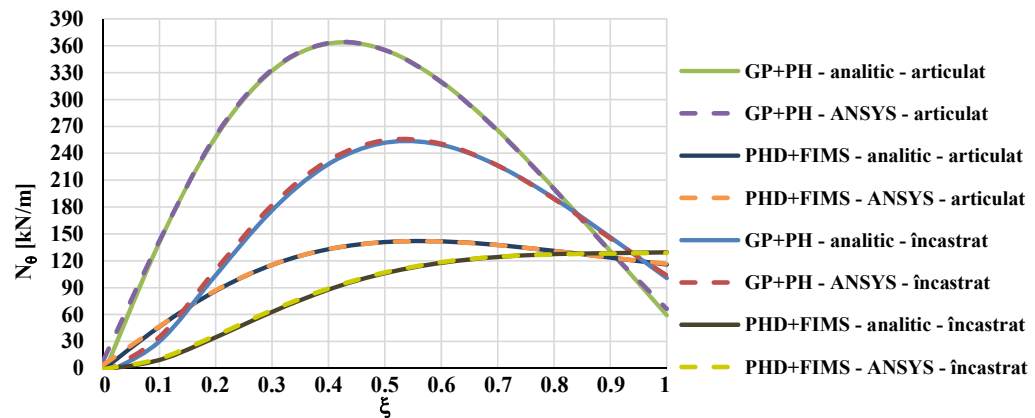


Fig. 10. Forța axială inelară N_θ [kN/m]

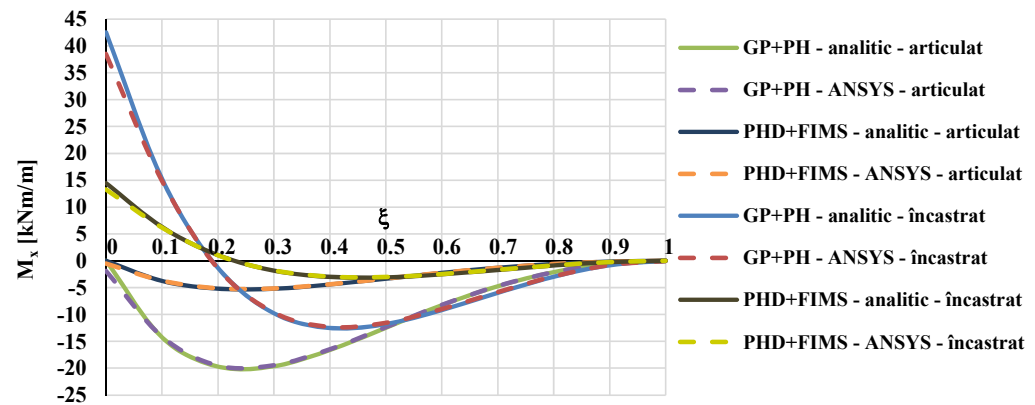


Fig. 11. Momentul încovoietor M_x [kNm/m]

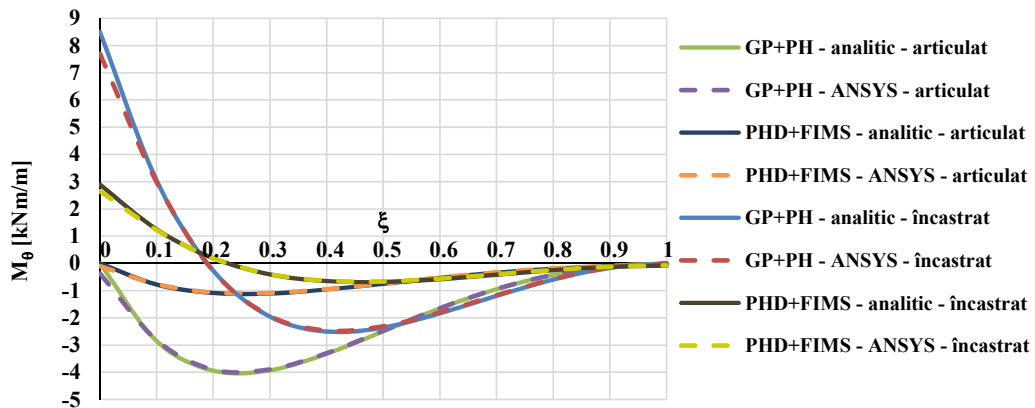


Fig. 12. Momentul încovoietor M_θ [kNm/m]

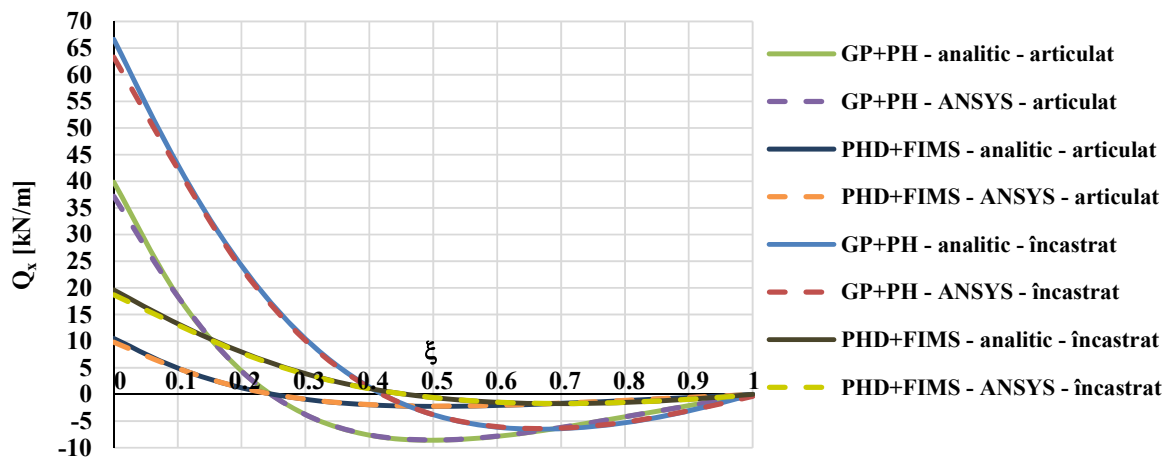


Fig. 13. Forța tăietoare Q_x [kN/m]

Datorită distribuției antisimetrice a PHD + FIMS în plan, pe o generatoare definită de unghiul $\theta = \pi/2$, apar eforturi suplimentare față de gruparea fundamentală GP+PH.

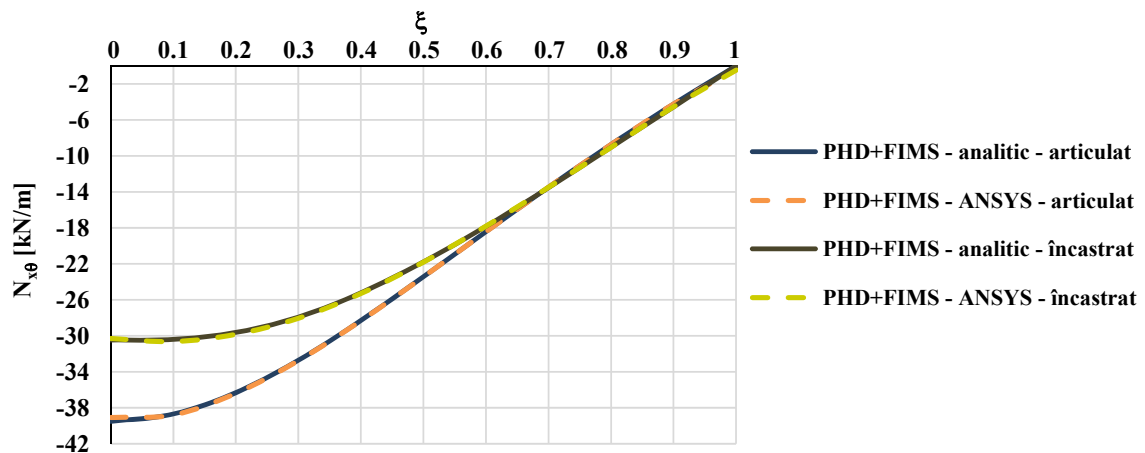


Fig. 14. Eforturi secționale tangențiale $N_{x\theta}$ [kN/m], $N_{\theta x}$ [kN/m]

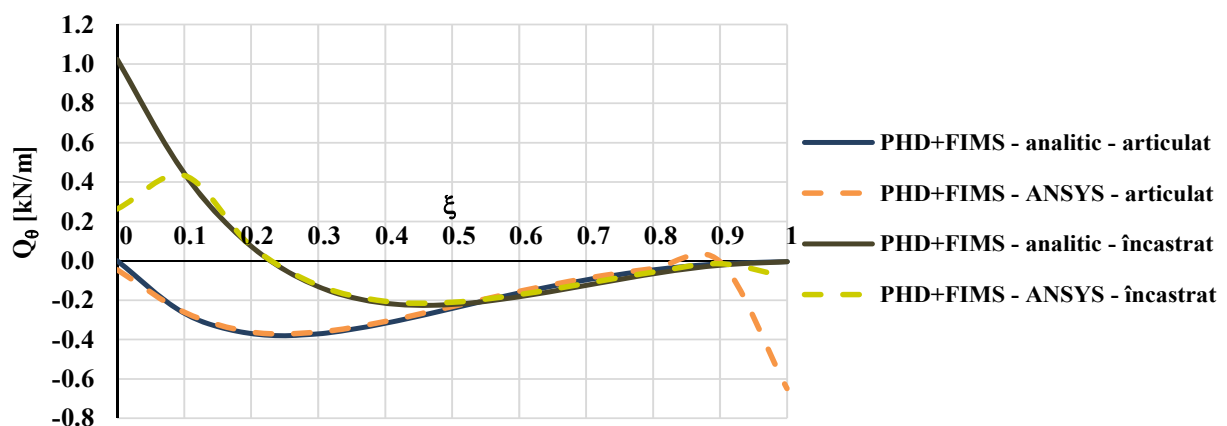


Fig. 15. Forța tăietoare inelară Q_θ [kN/m]

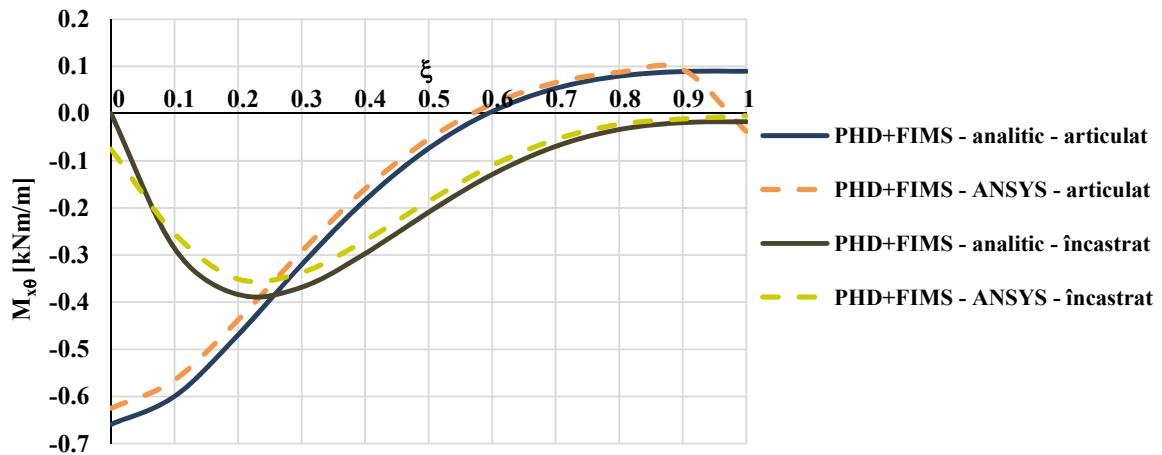


Fig. 16. Momente de torsiune $M_{x\theta}$ [kNm/m], $M_{\theta x}$ [kNm/m]

5. Concluzii

Din analiza rezultatelor obținute în prezenta lucrare se desprind următoarele concluzii:

5.1. Comparând presiunile hidrodinamice induse de acțiunea seismică se constată că presiunile hidrodinamice totale maxime reprezintă un procent de 23.5% din presiunea hidrostatică de la bază:

$$\frac{p_{HD}}{p_H} = \frac{11.763}{50} = 0,235$$

5.2. Coeficientul seismic global, luând în considerare rezultantele presiunilor hidrodinamice cumulate cu rezultanta forțelor de inerție datorate masei structurii și masa fluidului cumulată cu masa structurii este de circa 7.3%:

$$c_s = \frac{R_{PHD} + R_{FIMS}}{G_f + G_s} = \frac{2258.94 + 291.837}{31450.88 + 3334} = 0.073$$

5.3. Comparând eforturile inelare maxime (N_{θ}^{\max}) rezultate din greutatea proprie și presiunea hidrostatică cu cele induse de acțiunea seismică, se constată că eforturile din acțiunea seismică reprezintă următoarele procente față de cele din gruparea fundamentală:

- pe schema articulată (în secțiunea $\xi=0.5$):

$$\frac{N_{\theta(PHD)}}{N_{\theta(GP+PH)}} \cdot 100 = \frac{122.411}{355.269} \cdot 100 = 34.45\%;$$

- pe schema încastrată (în secțiunea $\xi=0.9$):

$$\frac{N_{\theta(PHD)}}{N_{\theta(GP+PH)}} \cdot 100 = \frac{107.624}{146.298} \cdot 100 = 73,56\%;$$

5.4. Din comparația momentelor încovoietoare maxime se constată că momentele din acțiunea seismică reprezintă următoarele procente din momentele încovoietoare ale grupării fundamentale:

- pe schema articulată (în secțiunea $\xi=0.3$): $\frac{M_{X(PHD)}}{M_{X(GP+PH)}} \cdot 100 = \frac{4.672}{19.627} \cdot 100 = 23.8\%;$

- pe schema încastrată (în secțiunea $\xi=0$): $\frac{M_{X(PHD)}}{M_{X(GP+PH)}} \cdot 100 = \frac{12.743}{42.526} \cdot 100 = 30\%$.

Se poate afirma că mărimea și secțiunea în care se produc momentele încovoietoare induse de acțiunea seismică depind de condițiile de rezemare de pe contur.

5.5. Acțiunea seismică produce o creștere a eforturilor secționale caracteristice solicitărilor din gruparea fundamentală precum și eforturi secționale suplimentare: eforturi de alunecare $N_{x\theta}$, $N_{\theta x}$, momente de torsiune $M_{x\theta}$, $M_{\theta x}$, forțe tăietoare inelare Q_{θ} . Dintre eforturile suplimentare ce apar în timpul acțiunii seismice, cele care se produc cu valori importante sunt eforturile de alunecare $N_{x\theta}$, $N_{\theta x}$, în cazurile analizate având valorile:

- pe schema articulată (în secțiunea $\xi=0$): $N_{x\theta} = N_{\theta x} = 34.011 \text{ kN/m}$;

- pe schema încastrată (în secțiunea $\xi=0$): $N_{x\theta} = N_{\theta x} = 26.051 \text{ kN/m}$.

5.6. Extinzând analizele variației presiunilor hidrodinamice și ale stării de eforturi pentru diferite tipuri de dimensiuni, se constată următoarele:

- presiunile hidrodinamice impulsive depind atât de valoarea accelerației de vârf cât și de H/R ;
- presiunile hidrodinamice convective depind atât de accelerațiile spectrale, de H/R cât și de volumul de înmagazinare;
- mărimea eforturilor secționale induse de acțiunea seismică depinde atât de mărimea presiunilor hidrodinamice cât și de comportarea plăcii cilindrice ca cilindru scurt sau lung. De asemenea mărimea și variația eforturilor secționale este influențată de condițiile de rezemare de pe contur.

Diferențele sunt nesemnificative între rezultatele obținute cu ajutorul programului ANSYS Mechanical APDL și cele determinate analitic.

Bibliografie

- [1] D.Furiș, G.Groza, „Dinamica plăcilor plane și curbe”, Ed. Conspress, București, 2000
- [2] SR EN 1998-4, Eurocod 8: „Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur” – Partea 4: „Silozuri, rezervoare și conducte”
- [3] P100-1, „Cod de proiectare seismică” – Partea 1: „Prevederi de proiectare pentru clădiri”, București, 2013
- [4] *** ANSYS Mechanical APDL – Finite Element.

METODE PENTRU EVALUAREA ARMĂTURII TRANSVERSALE PENTRU STÂLPILII STRUCTURILOR ÎN CADRE DE BETON ARMAT

PROCEDURES FOR EVALUATION OF THE TRANSVERSE REINFORCEMENT IN COLUMNS OF RC FRAMES

ALIN MÎNDOIU¹

Rezumat: Asigurarea la cea mai importantă stare limită (SLU), în viziunea concepției din codul românesc, se realizează prin proiectarea la capacitate, având ca principal obiectiv dezvoltarea unui mecanism favorabil de disipare de energie prin detalierea corespunzătoare a zonelor critice prin condiții constructive și de calcul. Pentru structurile în cadre de beton armat, există și tendința de a efectua verificarea explicită. Astfel, EN1998-1 [4] introduce expresii de calcul pentru dimensionarea armăturii transversale din zonele critice funcție de factorul ductilității de curbură. Prezenta lucrare propune, de asemenea, un procedeu pentru evaluarea armăturii transversale prin calibrarea unor relații de calcul atât pentru capacitatea de rotire (funcție de procentul de armătură transversală) cât și pentru cerință. Egalând capacitatea cu cerința de rotire rezultă cantitatea de armătură din articulațiile plastice pentru stâlpii structurilor în cadre de beton armat.

Cuvinte cheie: cerință de rotire, capacitate de rotire, armare transversală, ductilitate de curbură

Abstract: Providing the most important limit state (ULS), according to the romanian design code is achieved through capacity design, having as main objective the development of a favorable mechanism for energy dissipation by appropriate detailing of critical zones using detailing rules and structural analysis. For the reinforced concrete structures, there is a tendency to carry it out explicit verification. Thus, EN1998-1 [4] introduce expressions for dimensioning of transverse reinforcement in critical zones according to the curvature ductility factor. This paper also proposes a procedure for evaluating the transverse reinforcement using calibration relationships both for rotation capacity (function of the percentage of transverse reinforcement) and for rotation demand. Equaling the rotation capacity with rotation demand, transverse reinforcement in critical zones is determined for the columns in RC frames.

Keywords: rotation demand, rotation capacity, transversal reinforcement, curvature ductility

1. Introducere

În cele două referate anterioare s-au stabilit expresii de calcul pentru determinarea capacității și cerinței de rotire în articulațiile plastice pentru grinzile și stâlpii structurilor în cadre de beton armat.

La baza stâlpilor, cerința de rotire se evaluează cu următoarea relație:

$$\theta_{\max}^s = \left(1.06 - 0.38 \frac{T_1}{T_c} + 0.66 \frac{a_g}{g} \right) \cdot Dr, \text{ cod}, \text{ cu } \gamma_{el} = 1.35 \quad (1)$$

Capacitatea de rotire pentru stâlpii de beton armat ține cont de procentul de armătură transversală, forța axială adimensionalizată și raportul dintre deschiderea de forfecare și înălțimea secțiunii:

$$\theta_{um} = 0.74 + 3.68 \cdot (\rho_{sw} [\%]) - 3.28 \cdot \nu + 0.81 \frac{L_v}{h} \quad (2)$$

¹ Drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD Student, Eng., Technical University of Civil Engineering Bucharest), Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole (Faculty of Civil, Industrial and Agricultural Buildings), e-mail: alin.mindoiu@yahoo.com.

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Tudor POSTELNICU, Universitatea Tehnică de Construcții București (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest).

Pentru a obține capacitatea de rotire asociată stării limită ultime, valoarea furnizată de expresia (2) se înmulțește cu factorul $\frac{3}{4}$. Dat fiind criteriul de atingere a capacității de deformare, valorile θ_{um} corespund stării limite de non-prăbușire, deci unei stări de solicitare mai avansate celei corespunzătoare stării limită de siguranță a vieții.

Rotirea capabilă de proiectare pentru stâlpii de beton armat se poate aproxima cu formula:

$$\theta_{um,95\%} = \frac{\theta_{um}}{\gamma_{el}} \quad (3)$$

în care

$\gamma_{el} = 1.35$, coeficient de trecere de la valoarea medie la valoarea cu 95% probabilitate de depășire

2. Niveluri de performanță în codurile de proiectare

În general, codurile de proiectare stabilesc diferite niveluri de performanță legate de comportarea structurilor la acțiunea cutremurelor.

Codul american FEMA356 [1] stabilește 4 niveluri de performanță:

- operațional;
- ocupare imediată;
- siguranța vieții;
- prevenirea prăbușirii.

Codul european EN1998-3 [2] prevede trei stări limită de degradare:

- starea limită de prevenire a prăbușirii;
- starea limită de degradare semnificativă;
- starea limită de limitare a degradărilor.

Codul românesc de proiectare seismică P100-1/2013 [3] definește două stări limită:

- starea limită de serviciu (SLS)
- starea limită ultimă (SLU)

Asigurarea la cea mai importantă stare limită (SLU), în viziunea concepției din codul românesc, se realizează prin proiectarea la capacitate, având ca principal obiectiv dezvoltarea unui mecanism favorabil de disipare de energie prin detalierea corespunzătoare a zonelor critice prin condiții constructive și de calcul.

Pentru structurile în cadre de beton armat, există și tendința de a efectua verificarea explicită. Astfel, EN1998-1 [4] introduce expresii de calcul pentru dimensionarea armăturii transversale din zonele critice funcție de factorul ductilității de curbură.

3. Factorul ductilității de curbură din EN 1998-1 [4]

Codul specifică faptul că pentru a se atinge ductilitatea globală necesară a structurii, regiunile de formare a articulațiilor plastice trebuie să aibă o capacitate de rotire înaltă. Acest criteriu se

consideră satisfăcut dacă factorul ductilității de curbură, μ_ϕ , este cel puțin egal cu valorile următoare:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1 + 2(q_0 - 1)\frac{T_c}{T_1}, & \text{dacă } T_1 < T_c \\ 2q_0 - 1, & \text{dacă } T_1 \geq T_c \end{cases} \quad (4)$$

Reprezentarea grafică a expresiei (4) se realizează în figura (1). Cu linii neagră sunt reprezentate valorile obținute pentru diferite perioade de colț conform expresiei prevăzute de o variantă intermediară a codului seismic românesc, P100-1 [5], care plafonează factorul ductilității de curbură la valoarea $2cq - 1$.

c – este coeficient de amplificare al deplasărilor, care ține seama că pentru $T < T_c$ deplasările seismice calculate în domeniul elastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic;

q – factorul de comportare a structurii.

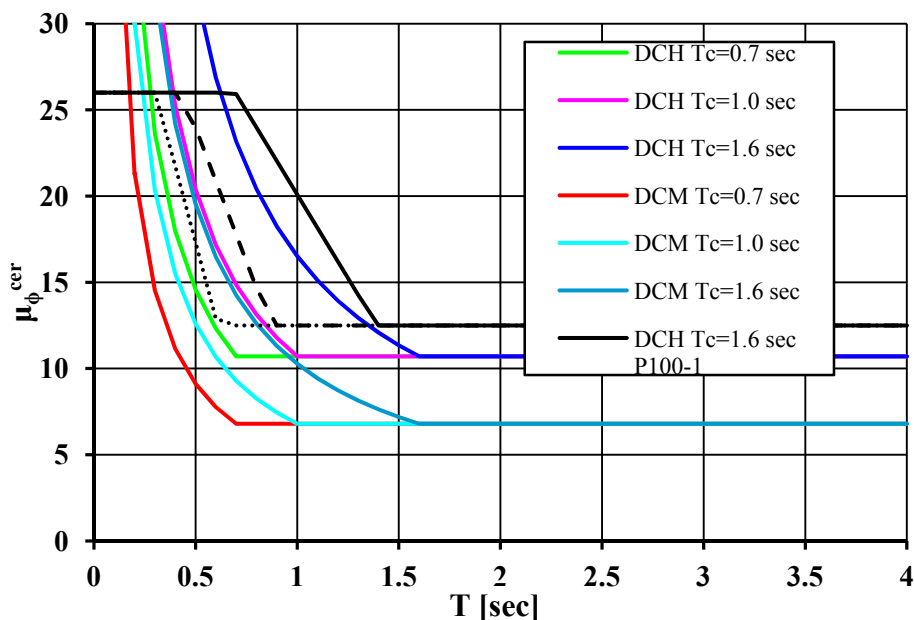


Fig. 1 – Factorul ductilității de curbură funcție de perioada structurii

Analizând graficul din figura (1) se poate concluziona că cerința factorului ductilității de curbură are valori excesive pentru perioade colț mici și/sau structuri rigide. Această corelație poate fi explicată prin faptul că valorile perioadelor de control pentru care sunt calibrate formulele din EN 1998-1 [4] sunt mici, având valori cuprinse între $0.4 - 0.8$ sec, specifice celor mai multe zone seismice din Europa, în funcție de tipul de teren din amplasament.

4. Metode de evaluare a cantității de armare transversală

4.1. Metode prevăzută în EN 1998-1 [4]

Codul specifică faptul că pentru a se atinge ductilitatea globală necesară a structurii, regiunile de formare a articulațiilor plastice trebuie să aibă o capacitate de rotire înaltă. Acest criteriu se

consideră satisfăcut dacă factorul ductilității de curbură, μ_ϕ , este cel puțin egal cu valorile următoare:

Cerințele de ductilitate de curbură se determină cu:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1}, & \text{dacă } T_1 < T_c \\ 2q_0 - 1, & \text{dacă } T_1 \geq T_c \end{cases} \quad (5)$$

Ductilitatea de curbură capabilă rezultă din următoarea relație:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (6)$$

Din formulă rezultă ductilitatea de curbură capabilă care se poate calculat cu formula:

$$\mu_\phi^{cap} = \frac{(\alpha \omega_{wd} + 0.035) b_0}{30 \nu_d \varepsilon_{sy,d} b_c} \quad (7)$$

Ceea ce interesează pentru analiza de față este procentul de armare transversal care rezultă din formula de mai sus, care se calculează astfel:

$$\omega_{wd} = \frac{30 \mu_\phi \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035}{\alpha} \quad (8)$$

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{s b_0 h_0} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = (\rho_{swx} + \rho_{swy}) \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (9)$$

Considerând secțiunea de formă pătrată pe care se face comparația rezultă:

$$\omega_{wd} = 2 \rho_{sw} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10)$$

Înlocuind relația (10) în relația (8), rezultă dependența procentului de armare transversală de factorul ductilității de curbură:

$$\rho_{sw} = \frac{30 \mu_\phi \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035}{2\alpha} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (11)$$

4.2. Metode propusă prin prezenta lucrare

Din formulele (2) și (3) rezultă valoarea de calcul a rotirii capabile pentru un stâlp de beton armat:

$$\theta_{um}^d = \frac{0.74 + 3.68 \cdot (\rho_{sw} [\%]) - 3.28 \cdot \nu + 0.81 \frac{L_v}{h}}{\gamma_{el}} \frac{3}{4} \quad (12)$$

Procentul de armare transversală rezultă:

$$\rho_{sw} [\%] = \frac{\frac{4}{3} \gamma_{el} \theta_{um}^d - 0.74 + 3.28 \cdot \nu - 0.81 \frac{L_v}{h}}{3.68} \quad (13)$$

Înlocuind valoarea rotirii ultime cu cea din relația (1) rezultă procentul de armare transversal necesar:

$$\rho_{sw}[\%] = \frac{\frac{4}{3} \gamma_{el} \left(1.06 - 0.38 \frac{T_1}{T_c} + 0.66 \frac{a_g}{g} \right) \cdot Dr, \text{ cod} - 0.74 + 3.28 \cdot \nu - 0.81 \frac{L_v}{h}}{3.68} \quad (14)$$

Pentru reprezentarea grafică a relației (14), având în vedere că pentru toate structurile analizate valoarea raportului dintre driftul maxim pe înălțimea structurii și driftul înregistrat la bază s-a situat în plaja 0.70 – 0.90, s-a optat pentru valoarea driftului la bază ca fiind egală cu 0.75 x driftul maxim.

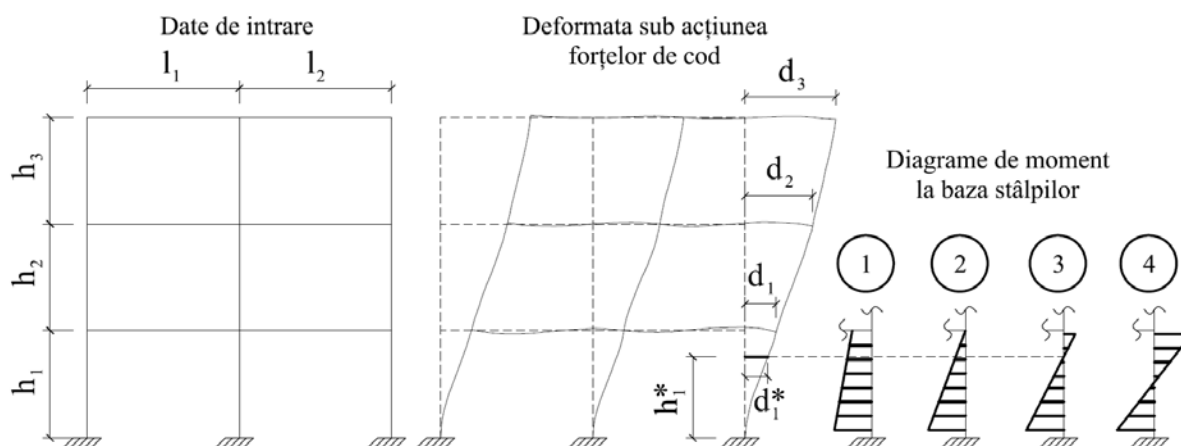


Fig. 2 – Diagrame de momente la baza stâlpilor

Diagramele de momente la baza stâlpilor rezultă din raportul dintre rigiditatea grinzilor și rigiditatea stâlpilor.

Pentru diagramele de moment din cazurile 1 și 2 cerința de rotire la baza stâlpilor se poate aproxima cu raportul dintre deplasarea d_1 și înălțimea etajului, $h_1 - \left(\frac{d_1}{h_1} \right)$. Este cazul curent al

structurilor în cadre, acolo unde, din motive arhitecturale, înălțimile grinzilor sunt limitate, deci puțin rigide, și diagram de moment rezultă în simplă curbură.

În cazul în care grinzile se pot realiza înalte, diagrama de momente pe stâlpi sub acțiunea forțelor de cod rezultă în dublă curbură. În acest caz cerința de rotire se poate aproxima cu raportul dintre deplasarea corespunzătoare punctului de inflexiune și înălțimea aferentă, $\left(\frac{d_1^*}{h_1^*} \right)$.

Valoarea minimă a procentului de armare transversală a fost plafonată la valoarea 0.2%.

Parametri considerați în evaluarea formulelor prezentate anterior sunt:

$$q_0 = 4.5;$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 0.002;$$

$$b_c = 600 \text{ mm};$$

$$b_0 = 540 \text{ mm};$$

$$\alpha = 0.66 ;$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa};$$

$$a_g = 0.30 g .$$

Graficele sunt întocmite pentru următoarele combinații dintre forța axială adimensionalizată, perioada de control a spectrului de răspuns elastic și raportul $\frac{L_v}{h}$.

Tc [sec]	v	Lv/h
0.7	0.1	2.5
1.0	0.3	3.5
1.6	0.45	5

Cu albastru sunt reprezentate rezultatele pentru Tc=0.7 sec, cu roșu sunt reprezentate rezultatele pentru Tc=1.0 sec, iar verde Tc=1.6 sec.

— (blue) — (red) — (green)	linie plină - EN1998-1
⋯ (blue) ⋯ (red) ⋯ (green)	punctat - formulă propusă Lv/h=2.5
- - (blue) - - (red) - - (green)	linie-întreruptă - formulă propusă Lv/h=3.5
- · - (blue) - · - (red) - · - (green)	linie-punct - formulă propusă Lv/h=5

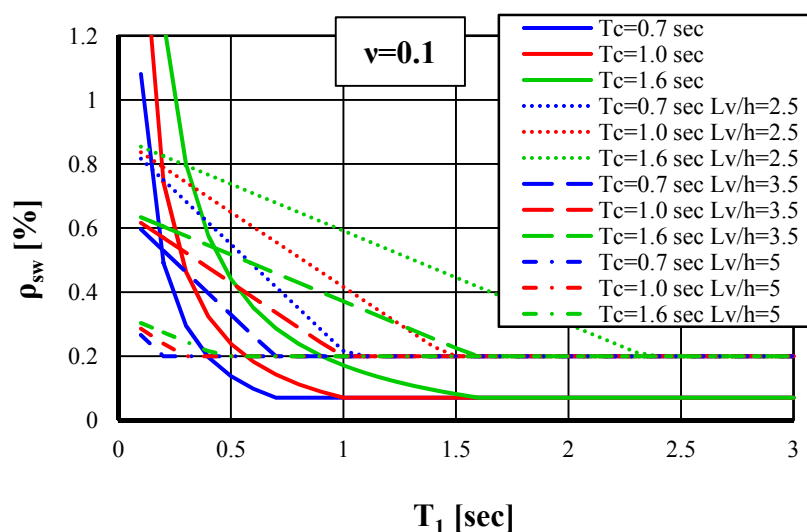


Fig. 3 – Procentul de armare necesar pentru v=0.1

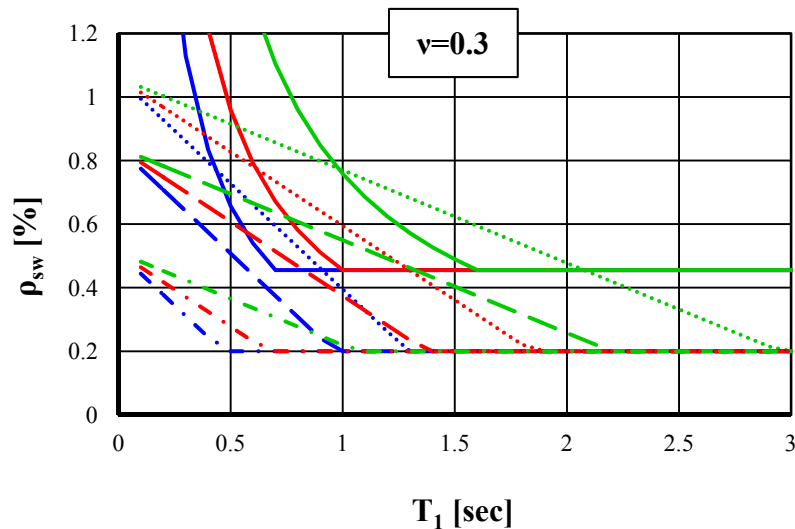


Fig. 4 – Procentul de armare necesar pentru $v=0.3$

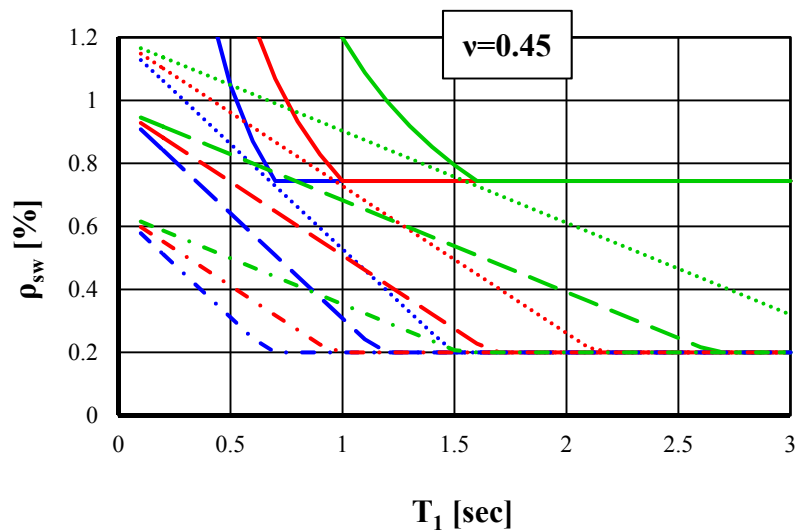


Fig. 5 – Procentul de armare necesar pentru $v=0.45$

4. Concluzii

- i) Parametrul $\frac{L_v}{h}$ este foarte important în stabilirea procentului de armare transversală. Valorile curente ale raportului sunt cuprinse în domeniul 3.5-5. Valoarea 2.5 caracterizează structurile rigide cu parter flexibil, la care gradul de încastrare la cele 2 extremități este similar. Cu cât raportul $\frac{L_v}{h}$ este mai mic, cerințele de rotire sunt minime.
- ii) Mărimea valorii perioadei de colț influențează puternic armarea transversală atât în cazul formulei propusă de EN1998-1 [4] cât și în cazul celei calibrate în prezenta lucrare. Cerințele de deformație sunt cu atât mai mari cu cât crește palierul spectrului.

- Cerințele de rotire și respectiv de armare transversală sunt mai mari în domeniul perioadelor scurte, unde spectrul nelinier de deplasare este mai agresiv decât cel liniar.
- iii) Pentru forțe axiale reduse, relația propusă conduce la valori mai mari ale procentelor de armătură transversală decât EN1998-1 [4], dar această situație interesează mai puțin pentru că, în general, stâlpii la bază au forțe axiale considerabile.
 - iv) Pentru forțe axiale mari relația propusă conduce la valori mai mici ale procentelor de armătură transversală decât EN1998-1 [4]. Aceasta este situația de interes în practica proiectării, ca urmare a tendinței de a reduce secțiunea elementelor cât mai mult posibil.
 - v) De asemenea, pentru forțe axiale mari, pentru structuri în cadre proiectate conform EN1998-1 [4] pentru DCH, valoarea minimă a procentului de armare transversală rezultă $\rho_{sw,min} = 0.75\%$, care este o valoare exagerată. La perioade scurte, armătura necesară conform codului european nu se poate monta practic.

Bibliografie

- [1] Fema 356 - American Society of Civil Engineers (ASCE). 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356. Federal Emergency Management Agency: Washington DC.
- [2] EN 1998-3 (2005) - CEN, "Eurocode 8—Design of structures for earthquake resistance: Part 3— Assessment an retrofitting of buildings," EN 1998-3, Brussels, Belgium, June 2005
- [3] MDRAP, "Cod de proiectare seismică: Partea I—Prevederi de proiectare pentru clădiri", P100-1, Septembrie 2013
- [4] EN 1998-1 (2004) - CEN, "Eurocode 8:Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", EN 1998-1, Brussels, Belgium, April 2004
- [5] MDRAP (2013) - "Cod de proiectare seismică:Partea I—Prevederi de proiectare pentru clădiri", P100-1, Septembrie 2013 (variantă intermediară)

ANALIZA METODELOR DE COLECTARE A INFORMAȚIILOR AFERENTE REȚELELOR SUBTERANE

ANALYSIS OF METHODS OF COLLECTING INFORMATION RELATED TO UNDERGROUND NETWORKS

ANDREEA CARMEN RĂDULESCU¹

Rezumat: Acest articol își propune să prezinte metodele actuale de colectare a informațiilor aferente rețelelor edilitare subterane și principiile de funcționare ale acestora. Este recomandat ca să fie utilizate metode de detecția non-invazive și să se evite săparea șanțurilor sau excavarea.

Cuvinte cheie: GPR, semnal, receptor, transmițător

Abstract: This article aims to present the current methods of collecting information on underground public networks and their operating principles. It is recommended to use non-invasive detection methods and to avoid digging or excavations.

Keywords: GPR, signal, receiver, transmitter

1. Introducere

Rețelele subterane includ următoarele: linii de telecomunicații, conducte de gaz, linii electrice, conducte de apă potabilă, țevi de canalizare, sisteme de alarme sau supraveghere și altele.

Fiecare tip de utilitate prezintă propriile riscuri și probleme de protecție. Există numeroase pericole de explozie, de incendii, de asfixiere cu diverse gaze, de electrocutare a echipelor ce execută lucrări în domeniu edilitar subteran dar și a utilizatorilor de servicii edilitare.

Deteriorarea și expunerea liniilor de rețea prin realizarea excavațiilor sau a săpăturilor sunt riscuri foarte comune deși industria metodelor non-invazive de detecție s-a dezvoltat foarte mult în ultima perioadă. Multe din proiectele de construcții sau mentenanță necesită excavarea sau săparea șanțurilor și de aceea este foarte important să se depună toate eforturile pentru prevenirea deteriorării utilităților.

Pe plan național există mai multe standarde în vigoare. Fiecare companie ce deține rețele edilitare supraterane și subterane trebuie să respecte normele și regulile pe care standardele le impun. Printre acestea se pot aminti STAS 9570/1 – 89 (marcarea și refacerea rețelelor de conducte și cabluri, în localități), STAS 832 -79 (standard ce se aplică instalațiilor electrice de înaltă tensiune), STAS 6054 – 77 (standard cu norme și reguli referitoare la terenul de fundare, adâncimi maxime de îngheț, zona teritoriului), STAS 6290 – 80 (standard referitor la încrucișări între linii de energie electrică și linii de telecomunicații), STAS 1243 – 88 (conține norme referitoare la terenul de fundare și clasificarea și identificarea pământurilor), SR 13353 – 1:1996 (standard referitor la transportul public de călători, calea de rulare pentru tramvaie), STAS 9312- 87 (reguli aferente subtraversărilor de căi ferate și drumuri cu conducte), STAS 10898 – 85 (norme referitoare la alimentarea cu apă și canalizări), STAS 11050 – 87 (standard pentru instalațiile de gaze naturale).

¹ Student doctorand Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD Student, Technical University of Civil Engineering), Facultatea de Geodezie (Faculty Geodesy), e-mail: andreea3radulescu@yahoo.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Johan NEUNER, Universitatea Tehnică de Construcții București, (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

Trebuie să existe o procedură scrisă care să asigure siguranța efectuării lucrărilor aferente rețelelor edilitare subterane. Ar trebui ca procedura să includă documentația scrisă pentru localizarea liniilor îngropate. În cazul în care o utilitate este deteriorată este foarte important ca să existe o documentație scrisă care să conțină informații referitoare la metodele de precauție luate în considerare pe parcursul desfășurării operațiilor din teren.

Pentru a diminua riscul deteriorării liniilor de rețea sau a distrugerilor trebuie luate toate măsurile de precauție. De asemenea, este foarte important să se stabilească un plan de urgență în cazul producerii unor pagube. Toate operațiile de săpare a șanțurilor, de instalare a unor noi rețele edilitare subterane sau de localizare prin metode invazive pot avea consecințe asupra vechilor rețele deja existente în subsol. Toți deținătorii de servicii edilitare trebuie să dețină o evidență clară a tuturor rețelelor, a traseelor și a adâncimilor de îngropare, a punctelor de acces sau intersecție cu alte linii de rețea.

2. Tehnologia GPR (Ground Penetrating Radar)

Această tehnologie a fost dezvoltată începând cu anul 1970 în domeniul militar pentru detecția tunelurilor subterane. Mai târziu această metodă a fost folosită pentru detecția minelor terestre, a munițiilor neexplodate și a localizării utilităților subterane. Tehnologia GPR utilizează principiul reflexiei ce folosește unde electromagnetice de frecvență înaltă pentru obținerea informațiilor din subsolan. Sistemele radar răspund la modificările proprietăților electrice ale solului date de umiditatea sau tipul solului.

Pentru a genera o imagine a obiectelor îngropate este necesar să se realizeze un profil al solului folosind GPR-ul. Acest profil este creat atunci când antena este deplasată pe suprafața de interes (manual, cu ajutorul unui vehicul sau prin aer).

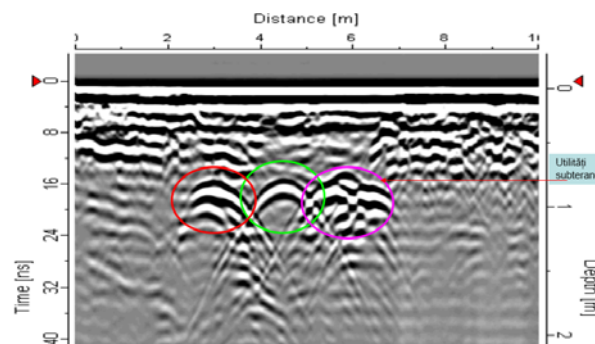


Fig. 1. Profil obținut cu o antenă cu o frecvență de 500 MHz

Sistemul transmite și recepționează milioane de semne/secundă de aceea se poate realiza o imagine sau forma obiectului urmărit.

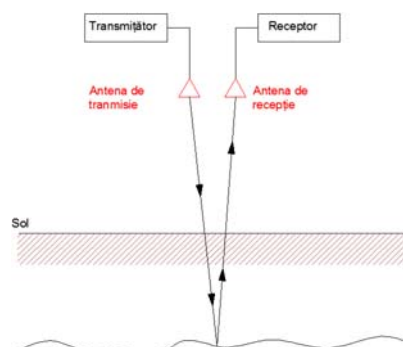


Fig. 2. Principiul GPR

2.1. Principiile sistemelor electromagnetice GPR

Viteza de propagare a unei unde electromagnetice (v) prin sol este caracterizată de permitivitatea dielectrică ϵ și de permeabilitatea magnetică μ a mediului de propagare astfel

$$v = \frac{1}{\sqrt{\epsilon\mu}} = \frac{1}{\sqrt{\epsilon_0\epsilon_r\mu_0\mu_r}} \quad (1)$$

Unde $\epsilon_0 = 8.854 \times 10^{-12}$ F/m

$$\begin{aligned} \epsilon_r &= \epsilon/\epsilon_0, \\ \mu_0 &= 4\pi \times 10^{-7} \text{ H/m}, \\ \mu_r &= \mu/\mu_0. \end{aligned} \quad (2)$$

În cele mai multe situații, proprietățile magnetice ale solului sunt neglijabile ceea ce conduce la $\mu = \mu_0$ ceea ce face ca ecuația de mai sus să devină

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}}, \text{ unde } c = 3 \times 10^8 \text{ m/s} \quad (3)$$

Lungimea de undă λ este definită ca fiind distanța unei de propagare într-o perioadă de oscilație și este dată de relația

$$\lambda = \frac{v}{f} = \frac{2\pi}{\omega\sqrt{\epsilon\mu}} \quad (4)$$

unde f este frecvența și $\omega = 2\pi f$ este frecvența unghiulară.

În general, permitivitatea electrică ϵ și conductivitatea electrică σ sunt două mărimi complexe ce pot fi exprimate astfel

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon' - j\epsilon'' \\ \sigma &= \sigma' - j\sigma'' \end{aligned} \quad (5)$$

Unde ϵ' reprezintă termenul de polarizare dielectrică, ϵ'' este pierderea de energie, σ' se referă la conductibilitatea ohmică, și σ'' se referă la difuziunea faradică (Knight & Endres, 2005). Permitivitatea complexă efectivă exprimă pierderile totale și efectele de depozitare ale materialului în ansamblu. (Cassidy, 2009):

$$\epsilon^e = \left(\epsilon' + \frac{\sigma'^2}{\omega^2} \right) - j \left(\epsilon'' + \frac{\sigma'\sigma''}{\omega} \right) \quad (6)$$

Raportul dintre părțile imaginare și reale ale permitivității complexe este definit ca

$$\text{Tg}\delta = \frac{\epsilon''}{\epsilon'} \cong \frac{\sigma'}{\omega\epsilon'} \quad (7)$$

În ecuațiile lui Maxwell, câmpul electric E al unei unde electromagnetice ce călătorește într-o direcție z se exprimă ca

$$E(z,t) = E_0 e^{j(\omega t - kz)} \quad (8)$$

unde E_0 este vârful amplitudinii semnalului și $k = \omega\sqrt{\epsilon\mu}$ este numărul de undă.

Mărimea k se poate exprima și ca număr complex (putând fi constant în partea imaginară și partea reală) astfel

$k = \alpha + j\beta$, unde α și β sunt denumite constante de atenuare (Np/m)

$$\begin{aligned} \alpha &= \omega \left[\frac{\epsilon'\mu}{2} \left(\sqrt{1 + \text{tg}^2\delta} - 1 \right) \right]^{1/2} \\ \beta &= \omega \left[\frac{\epsilon'\mu}{2} \left(\sqrt{1 + \text{tg}^2\delta} + 1 \right) \right]^{1/2} \end{aligned} \quad (9)$$

Constanta de atenuare poate fi exprimată in dB/m. Inversa acestei constante este definită ca $\delta=1/\alpha$ și se numește adâncime superficială. Aceasta este un parametru foarte util la descrierea mediului. În tabelul de mai jos sunt descrise proprietățile diferitelor medii (permitivitate, conductivitate, atenuare).

Tabelul 1

Gama caracteristicilor dielectrice tipice ale diferitelor materiale măsurate la 100MHz			
Material	Permitivitate relativă	Conductivitate [S/m]	Constanta de atenuare [dB/m]
Aer	1	0	0
Apă pură	81	$10^{-5} - 10^{-4}$	0,01
Gheață	3 – 4	10^{-2}	0,01
Argilă uscata	2 – 6	$10^{-3} - 10^{-1}$	10 – 50
Argilă umedă	5 – 40	$10^{-1} - 10^0$	20 – 100
Nisip uscat	2 – 6	$10^{-7} - 10^{-3}$	0,01 – 1
Granit	4 – 6	$10^{-2} - 1$	0,01 – 1
Nisip umed	10 – 30	$10^{-3} - 10^{-2}$	0,5 – 5

2.1. Limitări ale sistemelor GPR

Sistemele GPR folosesc un domeniu limitat de frecvențe, de la 1MHz până la câțiva GHz, în funcție de cerințele măsurătorilor. Utilizând frecvență ridicată, impulsul este mai mic în timp, rezultând o rezoluție mare la măsurarea adâncimii. Pe de altă parte, atenuare crește odată cu frecvența, prin urmare un semnal de înaltă frecvență nu se poate propaga foarte mult și nu se pot detecta obiecte aflate în adâncimi foarte mari. Dacă se folosește o frecvență mică, un GPR poate măsura mult mai în adâncime însă rezoluția scade.

Antenele reprezintă componente esențiale ale unui sistem GPR. Acestea emit și recepționează unde electromagnetice. Se folosesc mai multe tipuri de antene însă cele mai utilizate sunt antenele dipol și tip bowtie. Cele mai multe sisteme folosesc câte două antene- una pentru transmiterea semnalului și una pentru recepție (deși pot fi asamblate ca una singură).

În condiții bune ale terenului și în limita adâncimii de ~ 2m se poate obține o precizie de 1mm la fiecare 10mm de adâncime, astfel o țevă de 200mm poate fi detectată la 2m iar o țevă de 50mm la 0.5m, dar o conductă de apă din material plastic cu un $\varnothing=25\text{mm}$ nu poate fi detectată de radar la o adâncime de peste 1.2m.

Efectul de ecranare apare atunci când utilitățile îngropate la adâncimi mici ascund sau maschează alte utilități aflate la adâncimi mai mari.

Măsurătorile efectuate cu tehnologia GPR funcționează cel mai bine în cazul materialelor cu rezistivitate mare. Solul argilos poate dezavantaja precizia datelor preluate.

Datorită pierderii semnalului, nu este mereu posibilă detectarea întregii lungimi de conductă/țeava.

Urmărirea cu succes a țevilor nemetalice poate fi limitată datorită materialului din care este realizată țeava.

3. Metode electromagnetice

Metodele electromagnetice se pot dovedi foarte eficiente la detecția și urmărirea traseelor conductelor realizate din materiale feroase. În cazul acestui tip de detecție, un magnetometru este folosit la determinarea intensității câmpului magnetic al solului. Un magnetometru este dotat cu 2 senzori aflați la o distanță de 50cm unul față de celălalt. Cu ajutorul acestor 2 senzori de interpretează diferențe din câmpul electromagnetic.

Principiul de funcționare al unui magnetometru este descris în figura de mai jos

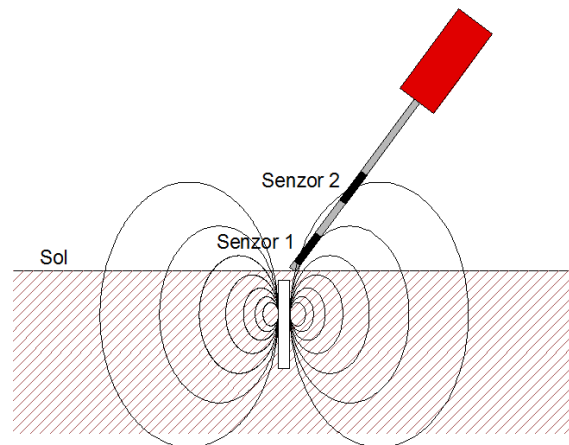


Fig. 3. Principiul metodei magnetice

În zona primului senzor 1 câmpul magnetic este mult mai puternic comparativ cu zona celui de-al doilea senzor. Frecvența de la difuzorul piezoelectric este mai mare decât frecvența la ralanti, 40Hz, care există atunci când frecvența de ambii senzori este aceeași.

Această frecvență mai mare este transformată într-un sunet (bip) sau în valoare numerică pe ecranul operatorului indicând prezența unui obiect metalic.

În cazul acestui tip de detecție, se deosebesc două tipuri de tehnici și anume : măsurători ale întregii zone, și măsurători gradiometrice, amândouă fiind realizate cu magnetometru.

4. Tehnologia de detecție ce utilizează conductivitatea solului

Acest tip de detecție folosește principiul teoriei electromagnetice pentru localizarea liniilor de rețele aflate în subsol. Sistemele dedicate acestui tip de detecție creează și măsoară curenți turbionari datorită diferențelor de conductivitate medie de la suprafața solului până la adâncimea maximă de penetrare de aproximativ 5m.

Prin această metodă se interpretează diferențele de conductivitate pe care le prezintă țevile sau conductele aflate în subsol. Principiul de funcționare al acestui tip de localizare și urmărire a traseului a liniilor de rețea este descris în figura de mai jos

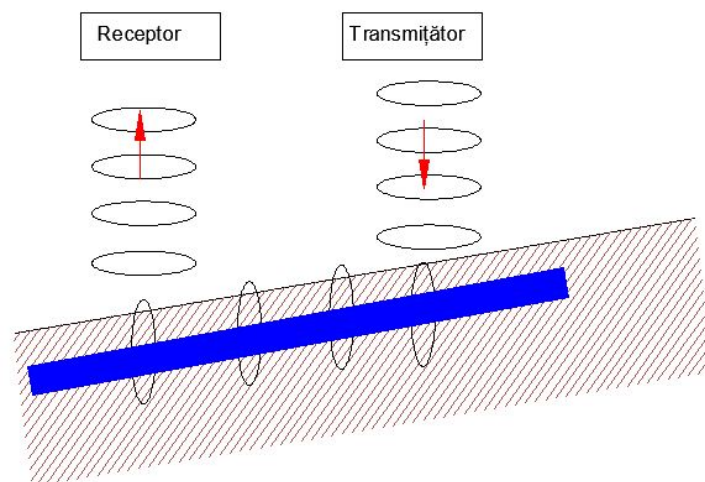


Fig. 4. Principiul metodei bazate pe conductivitatea solului

La contactul cu o conductă metalică, curenții turbionari emiși de transmițător se întorc cu o mică diferență a proprietății. Având în vedere faptul că mediul în care se află conducta are o conductivitate scăzută comparativ cu conductivitatea conductei metalice, curentul reflectat are o valoare distinctă.

4.1. Limitări ale metodei bazate pe conductivitate

Acest tip de detecție poate fi folosit doar în cazul conductelor sau cablurilor realizate din materiale feroase. În general, prin această metodă se pot detecta conducte izolate, rezervoare subterane și nu se recomandă a fi folosită într-o zonă în care există aglomerare subterană. Este posibil ca gardurile metalice, vehiculele sau alte obiecte de la suprafața solului realizate din materiale feroase să influențeze măsurătorile.

5. Metoda de detecție bazată pe marcatorii electronici

În general acești marcatori sunt folosiți la detecția unor obiecte cu caracteristici speciale (precum supapele) dar și a obiectelor realizate din materiale neferoase. Spre deosebire de metoda bazată pe conductivitatea solului, acest tip de detecție nu este influențat de prezența vehiculelor, a gardurilor metalice sau a altor obiecte realizate din materiale metalice aflate deasupra solului.

În momentul instalării marcatorilor, frecvența este ajustată în funcție de tip de rețea lângă care aceștia sunt așezați.

Este recomandată ca marcatori să fie instalați la o distanță de 5m unul față de altul însă există și condiții speciale în care se pot folosi și distanțe mai mici.



Fig. 5. Marcatori electronici

6. Metoda emisiilor acustice – Metoda undelor elastice

Pentru sistemele de detecție ce folosesc emisiile acustice se utilizează un traductor acustic. Acesta este conectat la gura de canalizare sau la punctul de acces și transmite unde sonore cuprinse în intervalul 132Hz – 210Hz. Aceste unde transmise se deplasează în lungul conductei și pe parcursul traseului acestea sunt atenuate de pereții conductelor. Principiu de funcționare a acestui tip de detecție este prezentat în figura de mai jos

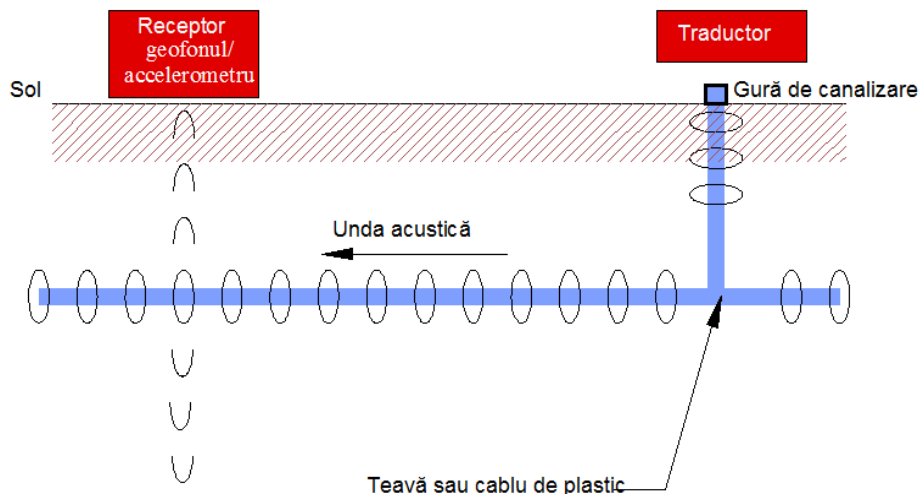


Fig. 6. Principiul metodei acustice de detecție

În cazul acestui tip de tehnici de localizare, radarul este alcătuit dintr-un receptor și o sondă. Sonda este conectată la conductă printr-un hidrant sau un robinet și transmite semnale. Receptorul are rolul de a capta sunetele emise de țevă. Poziția dată de emisia sunetului prin sol este marcată la suprafața solului. Sunt trei metode prin care se pot genera unde acustice: sonda pasivă, sonda activă și cea de-a treia metodă bazată pe tipul de material pe care îl transporta conducta (lichid non – compresibil).

Cel mai important domeniu în care această metodă este aplicabilă este industria gazului. Folosind această tehnică conductele pot fi detectate țevi dotate cu cabluri de urmărire sau fără acestea. Foarte utilă s-a dovedit și în localizarea țevelor vechi de plastic care nu sunt dotate cu fire de urmărire sau care nu au fost cartografiate corect.

7. Concluzii

În funcție de cerințele proiectului (precizii, zona de desfășurare, fonduri) se pot alege cele mai eficiente metode de culegere a datelor. Deoarece acest domeniu de măsurători este nou, este necesară o pregătire specială a operatorilor dar și achiziționarea și dezvoltarea programelor de procesare a datelor. Localizarea instalațiilor subterane și a echipamentelor se bazează pe informații înregistrate de companiile ce dețin rețelele de utilități. Chiar dacă aceste informații există de cele mai multe ori acestea sunt inexacte, incomplete sau nu sunt actuale. Prin urmare, companiilor de profil le este solicitată furnizarea unor instrumente capabile să ofere informații fiabile referitoare la obiectele din subteran.

Încă de la începutul anilor '90 tehnologia GPR s-a dovedit una dintre cele mai fiabile și complete metode de detecție deoarece obiectele metalice dar și nemetalice pot fi localizate cu precizie ridicată fără o cunoaștere prealabilă a poziției acestora. În ultima perioadă, instrumentele radar au cunoscut o vastă dezvoltare pentru a veni în ajutorul tehnicienilor în preluarea, stocarea și prelucrarea datelor aferente rețelelor edilitare subterane.

Principale limitări ale acestei tehnologii sunt dependența interpretării datelor de calificarea și experiența operatorului și productivitatea scăzută. Pentru a depăși aceste limitări au fost dezvoltate instrumente dedicate – atât pe partea hardware cât și software ce ajută la reducerea influenței “factorului uman” în măsurare și procesare.

Este necesar ca pentru detectarea cu o precizie ridicată obiectelor aflate în subteran folosind tehnologia GPR să se utilizeze un sistem conceput cu un anumit tip de antenă sau cu o anumită

geometrie. În acest sens, detectarea instalațiilor subterane și a echipamentelor impune un set de constrângeri în ceea ce privește utilizarea eficientă a radarului.

Majoritatea conductelor se află la o adâncime de aproximativ 1,5m însă pot avea diametre diferite, pot fi metalice sau nemetalice, pot fi aflate unele în proximitatea altora, pot fi îngropate în diferite tipuri de sol ceea ce implică diferențe mari ale absorbției și ale vitezei de propagarea a undelor electromagnetice. Toți acești factori au condus pe parcursul timpului la o dezvoltare a sistemului radar astfel încât influența acestora să scadă sau chiar să poată fi depășită.

GPR reprezintă cea mai bună variantă, atât din punct de vedere economic cât și al fiabilității pentru detectarea rețelelor edilitare subterane.

Bibliografie

- [1] Alboiu N. I. Amplasarea rețelelor edilitare subterane
- [2] American Society of Civil Engineers. Standard Guidelines for the Collection and Depiction of Existing Subsurface Utility Data. – ASCE Standard No. CIASCE 38 – 02 ASCE Reston Va. 2002 20 pp.
- [3] Angelescu M. Rețele edilitare urbane Editura Didactica si Pedagogica R.A. Bucuresti 1996
- [4] AS 5488 Classification of subsurface utility engineering [STANDARDS AUSTRALIA]
- [5] [8] Avoiding Utility Relocations. DTFH61 – 01 – C – 00024 U.S. Department of Transportation U.S. Federal Highway Administration Office of Program Administration 2002.
- [6] Best Practices for Locating Underground Utilities American Pipeline Contractors Association
- [7] Bica I. Perju S. Bratu P. Manescu A. Ou I. Racoviteanu G. Androne . Sandu M. Ion D. Vulpasu E. Dinet E. Chicu A. Ghid privind reabilitarea conductelor pentru transportul apei (brute curate uzate uzate epurate etc) Bucuresti 2013
- [8] BS 5930 Code of practice for site investigations
- [9] BS 7000 – 4 Design management systems – Part 4: Guide to managing design in construction
- [10] Code of Practice For Avoiding Danger From Underground Services Health and Safety Authority 2016
- [11] CSA S250 Mapping of Underground Utilities CSA Group
- [12] Dimache Al. Manescu M. Rețele edilitare Matrix ROM Bucuresti 2006
- [13] European telecommunications standards institute. Electromagnetic compatibility and Radio spectrum Matters (ERM); Code of Practice in respect of the control use and application of Ground Probing Radar (GPR) and Wall Probing Radar (WPR) systems and equipment – European Telecommunications Standards Institute
- [14] Normativ pentru proiectarea și executarea conductelor de aducțiune și a rețelelor de alimentare cu apă și canalizare ale localitatilor – Indicativ I 22 – 99
- [15] Normativ pentru proiectarea și executarea rețelelor de cabluri electrice NTE 0070800 S.C. Electrica S.A. Bucuresti 2008
- [16] PAS 128:2014 – Specification for underground utility detection verification and location The British Standards Institution 2014
- [17] Radulescu A. C. Tehnici utilizate la preluarea informațiilor referitoare la infrastructura edilitara Raport de cercetare stiintifica nr. 1 2014
- [18] Radulescu A. C. Metode de stocare și exploatare a datelor referitoare la rețelele subterane Raport de cercetare stiintifica nr. 2 2015
- [19] Radulescu A. C. Propuneri de perfectionare a tehnicilor de preluare prelucrare și exploatare a informațiilor referitoare la infrastructura edilitara Raport de cercetare stiintifica nr. 3 2015
- [20] Radulescu A. C. Vintila C.I. Dragomir P.I. – Improving the techniques for collection processing and use of information on municipal infrastructure GeoCAD 2014 International Scientific Symposium 2014
- [21] Radulescu A. C. Vintila C.I. Dragomir P.I. – Combinarea tehnicilor de preluare a detaliilor referitoare la infrastructura edilitara subterana Simpozion GeoPreVi 2015
- [22] Radulescu A. C. Vintila C.I. Dragomir P.I. – Intergration of surface and underground utility network surveying technologies – Scientific Conference with International Participation 2015
- [23] Subsurface Utility Engineering: A Proven Solution. U.S. FHWA Film 1995.

REABILITAREA SEISMICĂ A CLĂDIRILOR VULNERABILE SEISMIC DIN BUCUREȘTI

THE SEISMIC STRENGTHENING OF THE VULNERABLE BUILDINGS IN BUCHAREST

CĂTĂLIN ROȘU¹

Rezumat: Articolul prezintă situația actuală a rezultatelor reabilitării seismice a clădirilor Municipiului București, capitala europeană a riscului seismic.

Cuvinte cheie: cutremur, risc seismic, consolidare

Abstract: This article presents the results of the program for seismic strengthening of buildings in Bucharest, Europe Capital of Earthquakes.

Keywords: earthquake, seismic risk, **strengthening**

1. Elemente generale

Abordarea riscului seismic la nivel global diferă de la o țară la alta în funcție de situația politică și economică, însă este clar că se impune o abordare evolutivă având în vedere că între anii 1900 și 2015:

- Pierderile economice datorate cutremurelor au fost de 1 800 miliarde USD;
- Circa 2.32 milioane de oameni și-au pierdut viața, 59% în urma prăbușirii clădirilor; (1)
- Cutremurele din secolul XXI au demonstrat ca statele sărace și emergente nu au resurse financiare pentru a repara sau reface locuințele într-un interval de timp acceptabil. Chiar și în statele dezvoltate economic, cum este de exemplu *Italia*, în 2016 zeci de mii de persoane nu au încă locuințe după 7 ani de la cutremurul din L'Aquila, iar între timp o nouă serie de cutremure a distrus în continuare zeci de mii de locuințe și numeroase monumente istorice.

În țările foarte dezvoltate, precum Japonia, care a avut avarii de cca. 400 de miliarde de dolari în urma cutremurelor din ultimii 25 de ani, abordarea riscului seismic tinde clar, spre crearea de orașe reziliente seismic.

În prezent București este „Capitala europeană cu cel mai ridicat risc seismic” (2), și capitala singurei țări din Europa, care a pornit un amplu program de consolidare a clădirilor cu risc seismic, pe bani publici, care încă își așteaptă rezultatele.

În cca. 26 de ani s-au consolidat 18 clădiri cu bani publici pe de o parte deoarece cadrul legal a fost definitivat abia după anul 2002 iar pe de alta parte pentru că proprietarii refuză, din diverse motive, consolidarea. O parte dintre proprietari au ales să reexpertizeze clădirile din clasa de risc seismic RsI. În urma acestei acțiuni o parte dintre acestea au fost încadrate în clasa de risc seismic RsII. Deși pare sigur aceasta nu exclude, probabilitatea de prăbușire.

Conform informa *USGS* (3), la nivel mondial, în intervalul 1990 – 2016 au avut loc 53 de evenimente seismice majore, dintre care, între anii 2000 și 2016 au avut loc 31 de evenimente, soldate cu cca. 800 000 de victime.

¹Drd. ing., Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD Student, Eng., Technical University of Civil Engineering), e-mail: rosucatalin@vilared.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Dan LUNGU, Universitatea Tehnică de Construcții București, (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

Având în vedere procesul de globalizare la nivel economic și social, pe plan mondial și regional, se acordă o importanță deosebită armonizării hazardului seismic și stabilirii intensității maxime posibile pentru fiecare țară. În practică, această preocupare, este concretizată prin hărți globale de hazard seismic și unelte software de management al riscului seismic. România, deși are una dintre cele mai active zone seismice din Europa, nu a fost consultată riguros și adecvat, după cum rezultă din datele generate de proiectele europene *GSHAP*, *SHARE* și/sau *GEM*.

GSHAP – Global Seismic Hazard Assessment Program este un program al Organizației Națiunilor Unite, desfășurat în perioada 1992 – 1999, ce a avut ca finalitate o hartă globală a seismicității bazată pe analiza și interpretarea informațiilor despre cutremure la nivel global; harta este calibrată pentru o probabilitate de depășire de 10% în 50 de ani, corespunzătoare unui interval mediu de recurență de 475 de ani.

SHARE - Seismic Hazard Harmonization in Europe este un program inițiat în anul 2009 și face parte din programele de cooperare ale Uniunii Europene. În urma acestei colaborări între specialiști din diverse țări, s-a realizat un model probabilistic de predicție a nivelului hazardului seismic viitor. Harta este calibrată pentru o probabilitate de depășire de 10% în 50 de ani, corespunzătoare unui interval mediu de recurență de 475 de ani.

Tabelul 1

Comparație între accelerațiile de proiectare din *GSHAP*, *SHARE*, *P100-1/2013* și *UBC 1997*

Cod	<i>UBC 1997*</i>	<i>P100-1/2013</i>	<i>GSHAP</i>	<i>SHARE</i>
<i>IMR</i>	475	225	475	475
<i>PGA</i>	$a_g=0.35g$	$a_g=0.30g$	$a_g=0.24g$	$a_g=0.24g$

*EPA=0.30g (effective peak acceleration)

GEM – Global Earthquake Model este o fundație non-profit, înființată în anul 2006, susținută financiar de organizații guvernamentale și agenți economici din mediul privat, în special companii de asigurări. (4) *GEM* procesează datele seismice la nivel global generând unelte de management al riscului seismic, modele, metode și ghiduri pentru procesarea informațiilor privind riscul seismic. Aceste date sunt centralizate în *GED* - Global Exposure Database. Structura bazei de date conține informații despre clădiri și oameni la nivel de țară, oraș și chiar de clădiri individuale.

Tabelul 2

Comparație informații seismice conținute de cataloagele *INFP* și *GEM*

Data	<i>GEM</i>		<i>INFP</i>	
	<i>H_f</i>	<i>M_w</i>	<i>M_w</i>	<i>H_f</i>
30.07.1986	135.9	7.21	7.1	131.4
4.03.1977	91.4	7.46	7.4	94.0

Primul catalog al cutremurelor din *România*, a fost realizat de Cornelius Radu în anul 1970 și actualizat în 1974, 1980 și 1994. Aceste cataloage au fost publicate de Lungu et. al în 1997 pe baza manuscriselor (5). Alte versiuni ale cataloagelor de cutremure au fost realizate în 1980 de Constantinescu și Mârza și începând cu anul 1997 de către *Institutul National de Cercetare și Dezvoltare pentru Fizica Pământului*. Institutul a pus la dispoziția publicului catalogul *ROMPLUS*, acesta fiind actualizat constant și disponibil public pe pagina web a institutului (www.infp.ro).

Pe baza cataloagelor și surselor menționate mai sus, avem informații importante despre 10 cutremure cu magnitudinea moment $M_w > 7.0$. Cel mai puternic cutremur cunoscut este cel din anul 1802, cu magnitudinea estimată între 7.4 și 7.7.

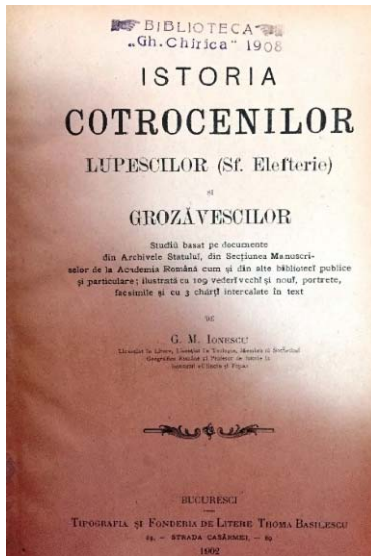


Fig. 1. "Istoria Cotrocenilor.." Gh. M. Ionescu, 1902

Cartea „Istoria Cotrocenilor...” a lui Gh. M. Ionescu, scrisă în anul 1902, prezintă foarte amănunțit efectele acestui cutremur asupra Mănăstirii Cotroceni, întemeiată de domnitorul Șerban Cantacuzino la sfârșitul secolului al XVII-lea.

În pisania scrisă în limba greacă de către egumenul Visarion, este scris «În anul 1802, Octombre în 14, ora 7, s'a intamplat acel cutremur, care a distrus pana la suprafata pământului acéstă biserică și clopotnița și paraclisul și casele dinprejur și parte din hanul Șerban-Vodă și parte din Hanul Șerban-Vodă și metocul de la Vălenii de Munte ». ...

Vom vedea însă că egumenul Visarion nu este de bună credință când ne spune că. Monăstirea Cotroceni «s'a dărâmat până la suprafața pământului», ci avea un motiv mai mult de a 'se imprumuta ca sume colosale și cu procente ne mai auzit de mari...

Vedem însă că la lichidarea datoriei, care are loc la 20 Iulie 1815, se presinta... 355.500 taleri, cu dobânda lor neplătită pe mai multi ani...

...Monăstirea primitivă era cu mult mai mare de cât este astă-zi; cea veche avea 4 turnuri. Visarion lăsa numai două;” (6)

În ultimii 40 de ani cutremurul cel mai puternic a fost cel din 4 martie 1977. Acesta a provocat 1 578 de victime, peste 90% în București a rănit 11 000 de oameni răniți, a distrus 11 spitala și a avariat 2288. Atunci s-au prăbușit 32 de clădiri în București. (7)

Pagubele s-au ridicat la cca. 2 miliarde USD care la rata inflației de 300% azi ar valora 6 miliarde USD adică ~4% din procentul intern brut pe anul 2015. De asemenea s-au estimat alte 2 miliarde USD pentru amortizarea efectului indirect pe termen lung.

2. Analiza fondului imobiliar din București

Cu o densitate a populației de cca. 8000 persoane/km², București se situează în primele 30 de orașe din lume, aceasta fiind dublă comparativ cu alte orașe europene: Paris – 3550, Viena – 3400, Budapesta – 2550 și Berlin – 3950 pers./kmp.

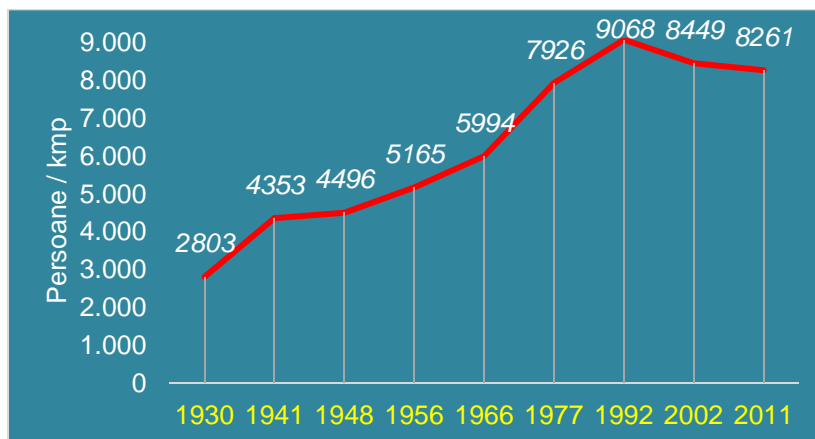


Fig. 2. Evoluția densității populației Bucureștiului

Analizând datele din Fig. 2 se remarcă o scădere a densității populației începând cu 2002, analizând evoluția numărului de locuințe din mediul rural în regiunea București – Ilfov (8), observăm o creștere de 20% față de anul 2002, ceea ce reprezintă o creștere semnificativă a numărului de persoane care se află în oraș pe timpul zilei, făcând astfel ca densitatea reală să fie sensibil mai mare.

Bucureștiul este cel mai dezvoltat oraș al țării, încă din secolul al XVIII-lea, aici construindu-se numeroase clădiri înalte, în special după anul 1920. Înainte de apariția primului cod de proiectare seismică din 1941 s-au construit cca. 296 de clădiri cu regim de înălțime $\geq P+7E$.

Pentru înțelegerea riscului seismic la care este supus Bucureștiului trebuie precizat ca la cutremurul din 4 martie 1977 s-au prăbușit 22 de clădiri cu regim de înălțime $\geq P+6E$ ce fuseseră construite înainte de 1940 ceea ce confirmă vulnerabilitatea clădirilor construite fără a avea la baza un cod de proiectare seismică.

Această afirmație are la bază metodologia *HAZUS-MH* „Hazard U.S. - Multi-hazard Loss Estimation Methodology” (9) din 1997, recomandată și în proiectul *RADIUS* (10) al *ONU*, finanțat de Japonia, cu participare și implicarea *UTCB*, care au propus clasificarea clădirilor în clase de vulnerabilitate/fragilitate simplificat și orientativ pe baza cunoștințelor tehnice din perioada proiectării.

Tabelul 3

Repartiția clădirilor din București după numărul de niveluri și anul construcției (11)

Număr de clădiri după anul construcției									
Număr de niveluri	< 1900	1901 1929	1930 1945	1946 1963	1964 1970	1971 1977	1978 1990	1990 2002	Total
1...2	5562	16205	27275	30524	8413	4391	2893	3495	98758
3...7	315	1255	2146	979	804	782	1214	664	8159
>8	41	95	164	378	645	1072	2845	1436	6685
Total	5918	17555	29585	31881	9862	6245	6961	5595	113602

Situația fondului imobiliar din București, Tabelul 3, arată că înainte de anul 1963 s-au construit cca. 75% din totalul clădirilor de locuit existente!

Pe de alta parte, tot înainte de anul 1963 s-au construit:

- 81% din totalul clădirilor de locuit cu regim de înălțime 1-2 niveluri
- 57% (4695) din totalul clădirilor cu regim de înălțime 3-7 niveluri
- 10% (678) din totalul clădirilor cu regim de înălțime peste 8 niveluri din care numai 187 au fost expertizate.

În perioada 1963 – 1977 s-au construit cca. 25% din numărul clădirilor cu peste 8 niveluri din București.

Așadar avem 678 de clădiri cu regim de înălțime peste 8 niveluri construite fără măsuri antisismice și 1717 construite pe baza unor coduri de proiecte incipiente fără măsuri de ductilitate.

3. Reabilitarea seismică, după 1990, a fondului imobiliar din București

România este singura țară cu risc seismic, în care statul s-a implicat în consolidarea construcțiilor proprietate privată, utilizând surse de finanțare de la buget - pliantul „Programul național de consolidare a clădirilor cu risc seismic”.

În luna Noiembrie 1991 a fost emisă Hotărârea de Guvern nr. 709/1991, prin care se reglementa modalitatea de finanțare a lucrărilor de expertizare și consolidare a clădirilor afectate de cutremur.

In 1994 Guvernul a emis Ordonanța nr. 20 cuprinzând Măsuri pentru reducerea riscului seismic la construcțiile existente. Cadrul legislativ a fost modificat de 19 ori în 25 de ani!

Tabelul 4

Istoricul ORDONANȚEI nr. 20 din 27 ianuarie 1994 – sursa Camera Deputaților (12)

Tip modificare	Denumire act legislativ	Descriere
Abrogă:	H.G. nr.709/1991	„privind unele masuri pentru consolidarea construcțiilor din fondul de stat și particular avariate de cutremure”
Modificată:	O.G. nr.27/1994	„pentru completarea și modificarea Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind punerea în siguranță a fondului construit existent”
Referită de:	N.M. nr.30.654/1994	„de aplicare a Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind punerea în siguranță a fondului construit existent”
Republicare:		M.Of. nr. 338/7 dec. 1994
Aprobată cu modificări:	L. nr.82/1995	„pentru aprobarea unor ordonanțe ale Guvernului, emise în baza Legii nr.4/1994 privind abilitarea Guvernului de a emite ordonanțe și autorizarea contractării și garantării unor credite externe”
Modificată:	L. nr.124/1995	„privind unele ordonanțe ale Guvernului”
	O.G. nr.67/1997	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind punerea în siguranță a fondului construit existent”
	L. nr.72/1998	„privind aprobarea Ordonanței Guvernului nr.67/1997 pentru modificarea Ordonanței nr.20/1994 privind punerea în siguranță a fondului construit”
	O.G. nr.12/1999	„pentru modificarea Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente”
Referită de:	H.G. nr.844/1999	„pentru aprobarea Normelor metodologice de aplicare a Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente (abrogat prin H.G. nr.1.364/2001)”
Modificată:	L. nr.12/2000	„privind aprobarea Ordonanței Guvernului nr.12/1999 pentru modificarea Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente”
Referită de:	O. nr.3.675/NN/2000	„al ministrului lucrărilor publice și amenajării teritoriului, al ministrului finanțelor și al ministrului funcției publice pentru aplicarea art. 60 din Normele metodologice de aplicare a Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente, aprobate prin Hotărârea Guvernului nr.844/1999”
Modificată:	L. nr.460/2001	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente”
Republicare:		„M.Of. nr. 665/23 oct. 200”
Referită de:	H.G. nr.1.364/2001	„pentru aprobarea Normelor metodologice de aplicare a Ordonanței Guvernului nr.20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente, republicată”
Modificată:	L. nr.422/2002	„privind stabilirea dobânzii de referință de către Banca Națională a României înlocuiește sintagma taxa oficială a scontului cu dobânda de referință a BNR”
	O.G. nr.61/2002	„privind colectarea creanțelor bugetare (abrogată prin O.G. nr.92/2003)” „înlocuiește noțiunea de majorări de întârziere, majorări cu noțiunea de dobânzi”
	O.G. nr.62/2003	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente modifică art.7 alin. (1) lit.a), art.8 alin. (1) lit. a), art.10 alin. (1) lit. e); introduce alin. (1 ¹) la art. 6, lit. e) la art. 7alin. (1), lit. i) la art. 10 alin. (1), alin. (3) și (4) la art. 10”
	O.G. nr.14/2006	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente dispune republicarea”

Tip modificare	Denumire act legislativ	Descriere
	L. nr.195/2007	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente - modifică art.4 alin.(5), art.10 alin.(2), art.13, art.15, art.21 alin.(3) și (4); introduce alin.(3) și (4) la art.2, lit.d) la alin.(3) al art.4, lit.d) la alin.(3_1) al art.4, alin.(6), (7) și (8) la art.4, art.4 ¹ , alin.(1 ¹) la art.8, lit.h ¹) la alin.(1) al art.10, alin.(2 ¹) la art.10, art.15 ¹ , art.15 ² , lit.d)-g) la alin.(1) al art.21, lit.d)- g) la alin.(2) al art.21; abrogă art.10 alin.(1) lit.i) dispune republicarea”
Republicare:		„M.Of. nr. 834/5 dec. 2007”
Modificată:	O.G. nr.16/2011	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente - modifică art. 2 alin. (1) lit. a), alin. (3) și alin. (4) partea dispozitivă, art. 3, art. 4 alin. (1), art. 7 alin. (2) și (3), art. 9 alin. (1) formula introductivă și lit. b) și c), art. 9 alin. (3) și (4), art. 11 alin. (1) lit. c) și e) și alin. (2), art. 13, art. 15, art. 16, art. 18, art. 24 alin. (2)-(4); introduce alin. (1 ¹) și (1 ²) la art. 2, alin. (7) la art. 2, alin. (1 ¹)-(1 ³) la art. 4, lit. e) la art. 4 alin. (4), alin. (3) la art. 6, alin. (1 ¹) la art. 8, alin. (2 ¹) la art. 11, alin. (2) la art. 20; înlocuiește, în cuprinsul ordonanței, sintagma” "Ministerul Dezvoltării, Lucrărilor Publice și Locuințelor" cu "Ministerul Dezvoltării Regionale și Turismului", sintagma "Ministerul Economiei și Finanțelor" cu "Ministerul Finanțelor Publice", sintagma "Ministerul Internelor și Reformei Administrative" cu "Ministerul Administrației și Internelor", sintagma "Inspectoratul de Stat în Construcții - ISC din subordinea Guvernului și în coordonarea Cancelariei Primului Ministru" cu "Inspectoratul de Stat în Construcții - ISC din subordinea Ministerului Dezvoltării Regionale și Turismului", sintagma "comisiile județene, respectiv a municipiului București, de apărare împotriva dezastrelor" cu "comitetele județene, respectiv al municipiului București pentru situații de urgență", sintagma "clădire/clădiri de locuit" cu "construcție/construcții cu destinația de locuință", sintagma "lucrare/lucrări de consolidare" cu "lucrare/lucrări de intervenție" „dispune republicarea”
	L. nr.217/2012	„privind aprobarea Ordonanței Guvernului nr. 16/2011 pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente - aprobă cu modificări și completări O.G. nr. 16/2011 și modifică art. 4 alin. (1 ¹) și (4) lit.e); introduce alin. (1 ⁴) și (1 ⁵) la art. 4, alin. (1 ¹) la art. 11; elimină de la înlocuire sintagma "Inspectoratul de Stat în Construcții - ISC din subordinea Guvernului și în coordonarea Cancelariei Primului Ministru" cu sintagma "Inspectoratul de Stat în Construcții - ISC din subordinea Ministerului Dezvoltării Regionale și Turismului"; înlocuiește sintagma "studiu de fezabilitate" cu sintagma "documentație de avizare pentru lucrări de intervenție”
Republicare:	M.Of. nr. 806/19 dec. 2013	
Modificată:	L. nr.84/2015	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente” - modifică art. 6 alin. (3); introduce alin. (5 ¹) la art. 3”
	L. nr.282/2015	„pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente” - modifică art. 2 alin. (1) și partea introductivă a alin. (6), art. 7 alin. (2) lit. b) și c), art. 24 alin. (1) lit. e); introduce alin. (6 ¹) la art. 2, lit. h) la art. 24 alin. (1) și lit. h) la art. 24 alin.(2); dispune republicarea”

Curtea de Conturi din România a realizat în anul 2014 un raport de audit, privind eficiența și eficacitatea programelor și măsurilor întreprinse în scopul de a preveni efectele unui cutremur major în Municipiul București. (13)

Concluzia generală a auditului a fost că programul de consolidare al clădirilor, ca măsură principală de prevenție, menită să minimizeze efectele sociale și economice ale unui cutremur în București, nu a fost abordată ca o prioritate, pentru salvarea de vieți omenești și bunuri materiale în situația unui cutremur major, pentru că:

Legislația specifică nu este clară, nici ușor de impus și a suferit numeroase modificări;

Nu s-au prevăzut în actele normative măsurile, etapele și acțiunile pentru situațiile de refuz al lucrărilor de consolidare de către proprietari;

Clădirile încadrate în clasa RSI de risc seismic, ulterior anului 2007 au fost împărțite în două categorii RSI pericol public și RSI, fondurile de stat, pentru reparații, fiind destinate numai celor pericol public.

Pericolul public a fost definit în Ordonanța nr. 20 din 1994 și a suferit modificări de formă de mai multe ori în perioada 1994 – 2012. În forma din anul 2007 pericolul public era reprezentat de clădiri cu spații publice cu un număr mare de persoane; se exclud locuințele, clădiri din zone cu circulație densă și/sau aglomerări de persoane și clădiri în care se afla valori materiale și/sau patrimoniu cultural.

În forma din 2016 a Ordonanței au fost introduse doar clădiri care îndeplineau simultan două dintre cele trei condiții: să fie clădiri cu spații publice având aria de minim 50mp, cu un număr mare de persoane; se exclud locuințele, clădiri $\geq P+3Et$. și minimum 10 apartamente și/sau clădiri din zone cu $a_g \geq 0,15 g$.

Legea nr. 282/2015 din 22.11.2015, pentru modificarea și completarea Ordonanței Guvernului nr. 20/1994 privind măsuri pentru reducerea riscului seismic al construcțiilor existente a interzis „organizarea și desfășurarea de activități permanente și/sau temporare în spațiile prevăzute la art. 2 alin. (5) lit. a) și altele asemenea, care implică aglomerări de persoane, până la finalizarea lucrărilor de intervenție realizate în scopul creșterii nivelului de siguranță la acțiuni seismice a construcțiilor existente.” Practic, această lege a creat posibilitatea ca autoritățile să închidă spațiile publice de la parterul clădirilor încadrate în Clasa de risc seismic RSI, considerate pericol public.

În acest context pe arterele istorice din oraș, Calea Victoriei, Bulevardul Magheru, Bulevardul Nicolae Bălcescu ș.a., arată ca după o stare de necesitate. Cea mai înaltă clădire cu risc seismic RSI, situată pe Calea Victoriei nr. 25, a fost reexpertizată și încadrată în clasa de risc seismic RSI.

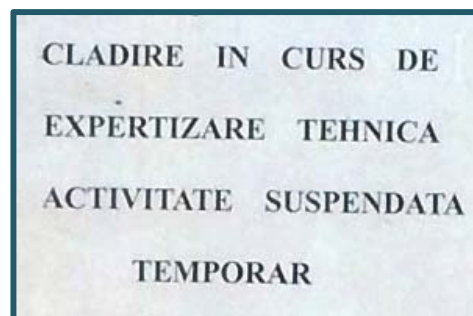


Fig. 3. Cinema Patria, imobil în curs de „expertizare tehnică”, imagini din Octombrie 2016, anunțul fiind îndepărtat în ianuarie 2017

4. Clasa de risc seismic - un concept înțeles greșit

Introducerea conceptului de Clasă de risc seismic a avut loc în anul 1996, prin modificarea capitolelor 11 și 12 din *P100 - 92*, aprobate prin Ordinul nr.71/N din 07.10.1996, *Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului*. (14).

Bulina roșie, ca simbol al clasei de risc seismic RsI, introdusă în 1999 de MLPAT condus de ministrul Nicolae Noica, ar trebui să fie prezentă astăzi în București la peste 350 de clădiri; în realitate prin examinarea directă a situației din oraș, s-a reușit să evidențieze sub jumătate din acest număr de simboluri pe fațadele clădirilor expertizate ca atare în București

Clădirile cu risc seismic din București sunt cuprinse într-o listă administrată de către *Direcția Generală Dezvoltare și Investiții* din cadrul *Primăriei Municipiului București*.

În luna Iunie 2016, lista cuprindea 2569 de clădiri expertizate, care au fost grupate astfel: 181 clădiri încadrate în clasa RsI care prezintă pericol public, din care $104 \geq P+6E$; 171 clădiri încadrate în clasa RsI, din care $4 \geq P+6E$; 315 clădiri încadrate în clasa RsII; 92 clădiri încadrate în clasa RsIII; 6 clădiri încadrate în clasa RsIV; 1584 clădiri încadrate în clase de urgență, conform normativului P100-92, ale căror expertize nu au fost actualizate după 2008; 145 clădiri expertizate tehnic din punct de vedere al riscului seismic neîncadrate într-o categorie de urgență sau într-o clasă de risc seismic; 75 clădiri consolidate din care doar 18 cu fonduri guvernamentale;

Din cele cca. 5373 de clădiri cu regim de înălțime > 3 niveluri, din București, construite în perioada Pre-cod (< 1963) avem doar 1589 de clădiri expertizate.

Datorită contextului politic și economic din 1977, o mare parte dintre clădirile avariate atunci, nu au fost consolidate integral, mare parte din lucrări oprindu-se în diverse stadii de execuție. Mai grav este faptul că prin dispoziția conducerii superioare de partid, lucrările au vizat readucerea clădirilor în starea de dinainte de cutremur, fără îmbunătățirea rezistenței la seism.

În goana după reabilitări termice și consolidări se remarcă lipsa de înțelegere a conceptului actual de clasa de risc seismic, de către proprietari și de către autorități. Iată câteva exemple pentru ilustrare:

Cea mai înaltă clădire interbelică din București – Calea Victoriei nr. 25, S+P+12E, declarată pericol public, a fost reexpertizată în 2017 și încadrată în clasa de risc seismic RsII. Alte clădiri asemănătoare au trecut prin același proces. Aceasta este o nouă tendință nepotrivită și imorală de a falsifica situația dramatică actuală a clădirilor vulnerabile seismic din București.

Din cele cca. 350 de clădiri încadrate în clasa de risc seismic RsI, aproximativ jumătate nu au pe fațadă bulina roșie.

Deși clasa de risc seismic RsII nu exclude probabilitatea de prăbușire numeroase astfel de clădiri au fost reabilitate termic cu prioritate față de consolidări.

5. Rezultatele programului de consolidare a clădirilor cu risc seismic din București

Statul român, prin legile elaborate, încearcă ceva unic în lume, consolidarea clădirilor private cu bani publici. Momentan, în București a reușit să consolideze 18 clădiri în cca. 20 de ani, cu urmări pentru funcționarii publici: plângeri penale, acuzații, pierderea încrederii în autoritatea publică și altele. Este practic un bine ce poate fi orientat prioritar și normal și spre clădirile publice (spitale, instituții de învățământ, monumente istorice etc.).



Fig. 4. Evoluția numărului de clădiri încadrate în clasa de risc seismic Rsl și Rsl Pericol public în perioada 2006 - 2016 și comparație cu numărul clădirilor consolidate

Numărul expertizelor tehnice realizate prin programul național în ultimii 20 de ani are o medie anuală sub 10., majoritatea fiind realizate în anul 1993. Numeroase expertize tehnice realizate în ultima decadă sunt finanțate de proprietari din diverse motive.

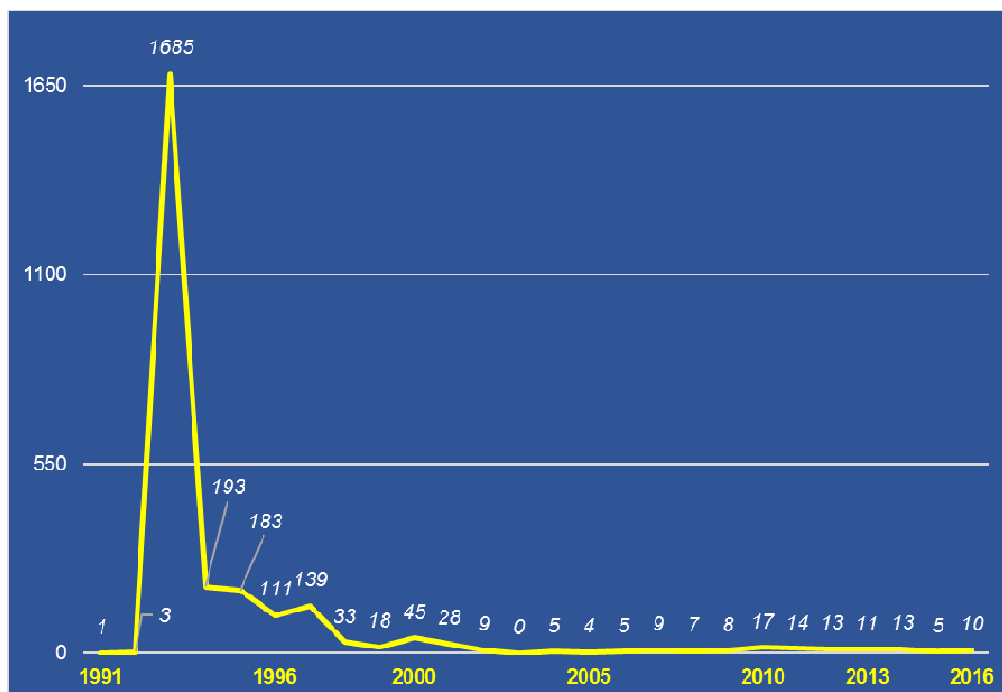


Fig. 5. Numărul expertizelor tehnice realizate în fiecare an între 1991 și 2016

Sunt 75 de clădiri consolidate din care 3 consolidate parțial. Conform declarațiilor publice ale conducerii serviciului de consolidări al PMB, numai 18 clădiri au fost consolidate cu fonduri din programul național de reducere al riscului seismic, restul consolidărilor au fost realizate de către proprietari.

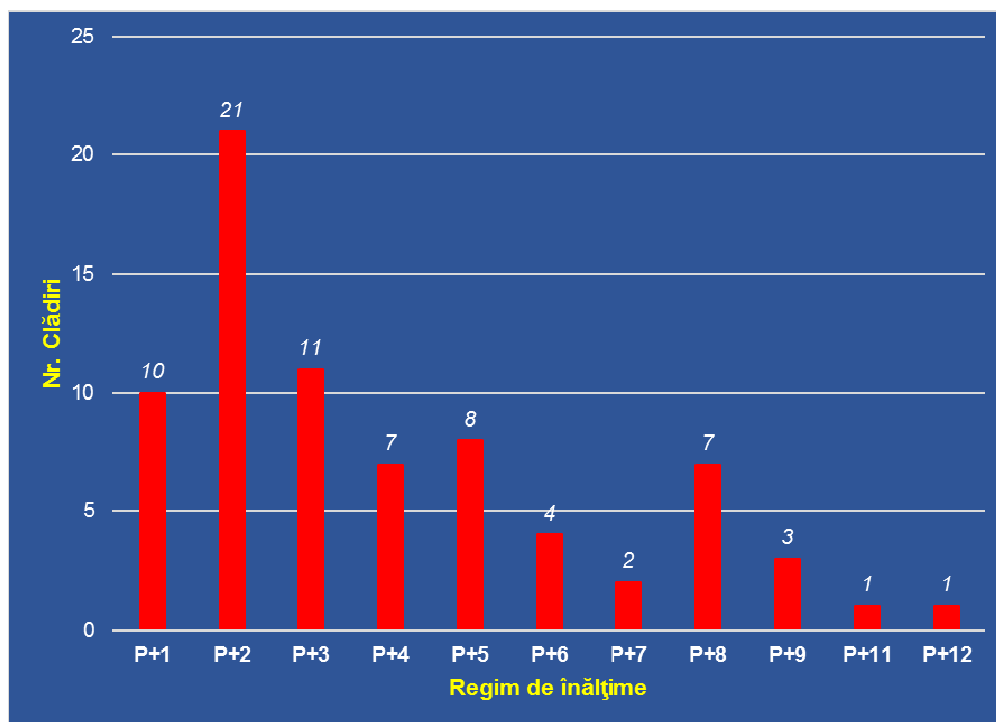


Fig. 6. Repartiție clădiri consolidate după regimul de înălțime

Codul de proiectare seismică P100-92, pe baza căruia s-au expertizat majoritatea clădirilor, definea clasele de risc seismic printr-un alt concept denumit Categorie de urgență (U1..U3). Pe lista clădirilor expertizate tehnic, din Iunie 2016, sunt 1584 de clădiri încadrate în categorii de urgență, repartizate astfel: 318 U1, 600 U2, 665 U3 și 1 U4. Categoria de urgență U4 nu a fost definită în codul P100-92!

Programul de consolidare a clădirilor cu risc seismic reprezentând pericol public, în Municipiul București, se îndreaptă, din păcate spre un eșec.

În acest moment, prioritizarea consolidării clădirilor cu risc seismic, stabilită numai pe baza clasei de risc seismic, nu este suficient de relevantă și clară.

6. Concluzii

Având în vedere cele de mai sus și conform propunerilor avansate, în cadrul dezbaterii la consfătuirea cu prilejul Zilei internaționale de luptă împotriva dezastrelor naturale, ce a avut loc la Universitatea Tehnică de Construcții din București, pe 13 Octombrie 2016, în prezența președintelui României și conducerii MDRAPFP, considerăm necesare analiza de către autorități a următoarelor propuneri:

- Înlocuirea în legislația de specialitate a denumirii clasă de risc seismic cu denumirea *Clasa de vulnerabilitate seismică*; rezultatul expertizei ingineresti este nivelul de vulnerabilitate seismică al structurii de rezistență a clădirii și nu nivelul de risc a cărui apreciere aparține autorităților și proprietarilor și este în funcție și de Clasa de importanță-expunere a construcției.
- Instituirea unei Cărți de identitate seismică la clădiri, cu prioritate pentru cele ce fac obiectul unei tranzacții imobiliare ca un pas cert pentru îmbunătățirea protecției seismice și financiare a cetățenilor Bucureștiului.
- Această documentație trebuie să completeze Cartea construcției, document obligatoriu prin lege și ar trebui promovată cu prioritate.

- Evitarea actualei încadrări în aceeași clasă de risc seismic RsI-pericol public a unor clădiri în situații extreme din punctul de vedere al numărului locuitorilor, de exemplu blocuri interbelice din beton armat cu 9-12 etaje locuite și clădiri din zidărie portantă parter sau parter și etaj nelocuite și/sau aproape demolate.
- Continuarea Programului național de protecție seismică în România fără o Listă de priorități a consolidărilor, stabilită clar, în funcție de dimensiunea riscului seismic, explicat în funcție de nr. de persoane (cinematografe, magazine etc.) și de valorile materiale și culturale din clădiri (muzee, arhive, bănci etc.) este în mod sigur neeficientă.

Îi mulțumesc profesorului Dan Lungu pentru îndrumarea și orientarea științifică a lucrării!

Bibliografie

- [1] *The economic costs of natural disasters globally from 1900-2015*. James Daniell , Friedemann Wenzel și Andreas Schaefer. s.l. : Geophysical Research Abstracts Vol. 18, EGU2016-1899, 2016.
- [2] *Risky cities: red equals danger in Bucharest, Europe's earthquake capital*. The Guardian. s.l. : <https://www.theguardian.com/cities/2014/mar/25/risky-cities-red-equals-danger-in-bucharest-europes-earthquake-capital>, 25 Martie 2014.
- [3] <http://earthquake.usgs.gov/>. USGS (US Geological Survey). 2016.
- [4] <https://www.globalquakemodel.org/gem/>. Global Earthquake Model. 2016.
- [5] *Cutremure majore in Romania*. D. Lungu, și alții. s.l. : Revista monumentelor istorice, LXXVI, 2007.
- [6] Ionescu Gheorghe M. *Istoria Cotrocenilor, Lupescilor (Sf. Elefterie) si Grozăvescilor...* București : Tipografia și Fonderia de Litere Thoma Basilescu, 1902.
- [7] *Seismic Risk and/or Real Estate Risk for the Bucharest Heritage Buildings*. D. Lungu și C. Arion. s.l. : 15th WCEE, Lisabona 2012.
- [8] *Solutii complexe de rehabilitare a fondului imobiliar*. Rosu Catalin. 2017, Teza de doctorat, manuscris.
- [9] *HAZUS-MH MR5 Technical & User Manual, Washington D.C., 2010*. F.E.M.A.
- [10] *Risk assessment tools for diagnosis of urban areas against seismic disasters, United Nations, Geneva, 2000*. RADIUS.
- [11] *Advanced Structural Analysis*, . Lungu, D., Văcăreanu, R., Aldea, A., Arion, C. s.l. : Conspress, București, 2000.
- [12] http://www.cdep.ro/pls/legis/legis_pck.htm_act?ida=6427. Camera Deputatilor - Parlamentul Romaniei. 2016.
- [13] http://www.curteadeconturi.ro/Publicatii/Sinteza_CCB_122014.pdf. Curtea de Conturi.
- [14] *Completarea și modificarea capitolelor 11 și 12 din "Normativul privind proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozotehnice și industriale" P100 - 92*. MLPAT. 1996.
- [15] *Rezultatele recensământului din 2002 și 2011*. Institutul National de Statistica. 2016.
- [16] *Proiectul european Risk-UE, caracterizarea seismică a orașului București utilizând tehnologii GIS*. D. Lungu, și alții. s.l. : Conferința ESRI, 29.09.2006.
- [17] *Ordonanța nr. 20 din 1994 cu completările și modificările ulterioare*. Guvernul României.
- [18] *Vulnerabilitatea seismică a fonduluiconstruit din România la acțiunea cutremurelor Vrancea*. Andrei, Bica. s.l. : Teza de doctorat, 2013.
- [19] *Construcții amplasate în zone cu mișcări seismice puternice*. D. Dubina și D. Lungu. s.l. : Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2003.

MODELAREA EFECTELOR UNOR SCENARII DE CEDARE A BARAJELOR PE RÂUL SITNA ȘI ANALIZA MULTI-RISC

MODELING THE EFFECTS OF SITNA RIVER DAMBREAKS SCENARIOS AND MULTIRISK ANALYSIS

MARIUS-EUGEN PÎRVULEȚU¹

Rezumat: În cadrul lucrării este prezentat un studiu de caz de cedare a două baraje de pe râul Sitna, și anume cedarea barajului Cătămărăști și a barajului Drăcșani.

Studiului de caz este dezvoltat pentru trei scenarii posibile de cedare a frontului barat pentru fiecare din cele două baraje, iar accentul se va pune pe analiza efectelor produse asupra infrastructurilor regionale din perspectiva multi-risc.

Provocarea constituită de evaluarea multi-risc rezidă în considerarea posibilelor efecte (efecte continue, efectul domino, efectele în cascadă) care generează riscuri secvențiale.

Lucrarea de față va trata și problema vulnerabilităților din perspectiva multi-vulnerabilității, care se referă la varietatea entităților vulnerabile expuse riscului, de exemplu, populația, sistemele de transport, etc. și care presupun diferite tipuri de capacități de prevenire și creștere a rezilienței.

Cuvinte cheie: infrastructură critică, scenariu de cedare, analiză multi-risc, vulnerabilitate.

Summary: The paper presents a case study of the failure of two dams on the Sitna river, namely, the Catamarasti dam and the Dracsani dam.

The case study is developed on three possible scenarios of the failure of each of the two dams and will focus on analyzing the effects on the regional infrastructures from a multi-risk perspective.

The challenge, due to assessing all risks, is related to the possible effects (the continue effects, the domino effect, the cascading effects) which can cause one or many sequential risks.

This paper will address the problem of vulnerability from the multi-vulnerability perspective, which refers to the variety of vulnerable entities exposed to the risk, e.g. the population, the transport systems, etc., which require different types of prevention capabilities and resilience increase.

Keywords: critical infrastructure, failure scenario, multi-risk analysis, vulnerability.

1. Introducere

Pomind de la faptul că la nivel național până în acest moment nu există încă un cadru unitar de evaluare multi-risc provocat de cedarea unui baraj și evaluarea efectelor asupra celorlalte infrastructuri critice, lucrarea de față își propune crearea unui model de bune practici în ceea ce privește abordarea de multi-vulnerabilități în cazul unui risc singular, și anume acela de cedare a unui baraj.

Scenarii similare sunt posibile și la celelalte baraje, iar crearea unui cadru național de evaluare multi-risc provocat de cedarea unui baraj și efectele în cascadă asupra infrastructurilor critice afectate poate crea premisele conturării unui mecanism de comunicare și avertizare timpurie.

2. Prezentarea scenariilor de cedare a barajelor de pe râul Sitna – studiu de caz pentru cedarea barajului Cătămărăști și Drăcșani

În cadrul articolului vor fi prezentate trei scenarii de cedare a barajelor Cătămărăști și Drăcșani.

Cele trei scenarii vor avea ca o condiție comună viitura de 0,1 % atât la intrarea în acumulare cât și pe întreg bazinul hidrografic.

¹Specialist MAI, e-mail: marius.eugen.86@gmail.com

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Radu DROBOT, Universitatea Tehnică de Construcții București, (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

2.1. Scenariul de cedare nr. 1 – cedarea barajului de pământ al acumulării Cătămărăști

În acest scenariu de cedare s-a considerat că la sosirea viiturii de 0,1% nivelul apei în lac este la nivelul normal de retenție ($H_{NNR} = 118,90$ mdMN). Descărcătorii de suprafață ai barajului nu sunt prevăzuți cu stavile.

S-a admis că cedarea debutează prin eroziune, în primele 60 minute curgerea având loc sub presiune printr-un orificiu a cărui rază crește până la 1m, moment în care se produce prăbușirea bolții, iar curgerea devine cu nivel liber [1].

În calculele hidraulice, breșa s-a considerat de tip deversor cu prag lat, adoptându-se un coeficient de debit de 0,32.

Pentru a alege cea mai defavorabilă zonă pentru care se produce cedarea s-a secționat frontul barat cu 7 secțiuni transversaleș poziția secțiunilor transversale prin barajul de pământ este prezentată în figura 1.

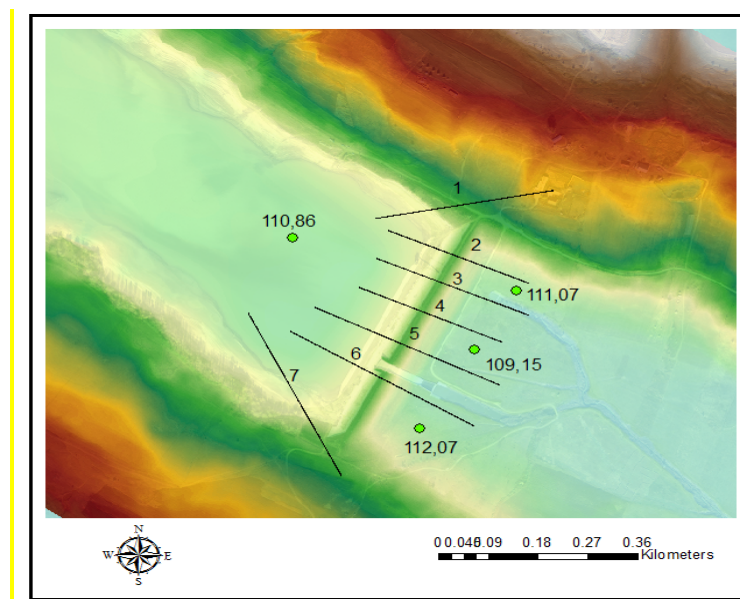


Fig. 1. Poziția secțiunilor transversale prin barajul de pământ al acumulării Cătămărăști

Din analiza efectuată s-a stabilit faptul că cea mai defavorabilă situație corespunde secțiunii 3, pentru care s-au efectuat calculele de cedare.

Hidrograful de debit rezultat în scenariul 1 are următoarea reprezentare grafică (figura 2), iar debitul are valoarea maximă de **324,79 m³/s**.

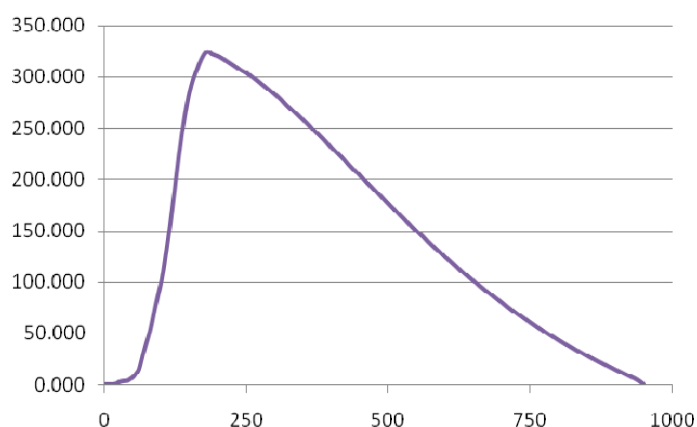


Fig. 2. Hidrograful de debit rezultat la cedarea barajului de pământ al acumulării Cătămărăști

2.2. Scenariul nr. 2 – cedarea barajului de beton al acumulării Cătămărăști prin alunecarea blocului de beton monolit al stăvilarului

Scenariul al doilea constă în alunecarea blocului de beton monolit al stăvilarului, concomitent cu dezvoltarea unei breșe în barajul de pământ cu o deschidere maximă de 16 m la cota 123,2 mdMN.

Cedarea este inițiată de viitura de 0,1%, iar formarea breșei începe atunci când, prin acumularea în lac a viiturii, cota apei este aproape de nivelul coronamentului. Descărcătorii du suprafață ai barajului sunt necontrolați.

Și în acest caz breșa a fost considerată de tip deversor cu prag lat, adoptându-se un coeficient de debit de 0,32.

Ipotezele care caracterizează acest scenariu sunt următoarele:

- Nivelul în lac la sosirea viiturii corespunde Nivelului Normal de Retenție;
- Cedarea barajului de beton se produce prin alunecare pe o durată de 3 ore;
- Dezvoltarea breșei adiacente în barajul de pământ are loc în 3 ore, iar panta taluzului este de 1:2.

Hidrograful de debit rezultat în scenariul nr. 2 are următoarea reprezentare grafică (figura 3), iar debitul are valoarea maximă de **1375 m³/s**.

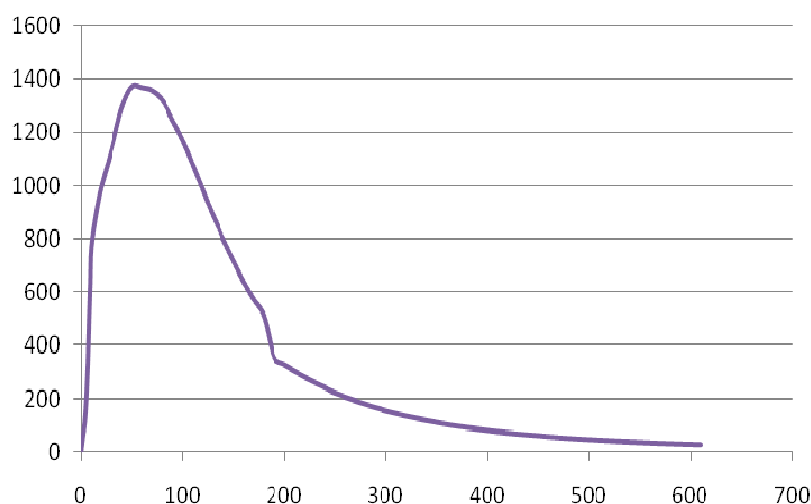


Fig. 3. Hidrograful de debit rezultat la cedarea barajului de beton al acumulării Cătămărăști

2.3. Scenariul nr. 3 – cedarea barajului de pământ al acumulării Cătămărăști concomitent cu cedarea barajului de pământ al acumulării Drăcșani

În cadrul acestui scenariu se mențin ipotezele formulate și hidrograful rezultat în cadrul primului scenariu. Cedarea barajului de pământ al acumulării Drăcșani se produce ca urmare a depășirii nivelului coronamentului de către unda afluentă în lac.

În cadrul acestui scenariu pentru calculele hidraulice și obținerea hidrografului de rupere s-a folosit modulul Dambreak al softului de modelare MIKE 11 [2].

Hidrograful de debit rezultat în scenariul nr. 3 aval de acumularea Drăcșani are următoarea reprezentare grafică (figura 4), iar debitul are valoarea maximă de 607 m³/s.

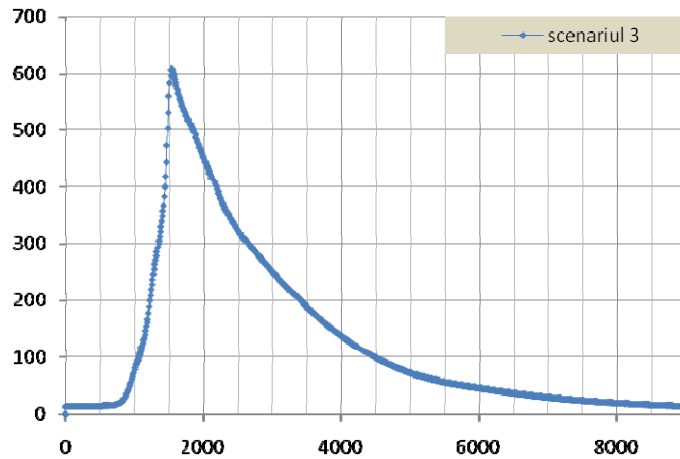


Fig. 4. Hidrograful de debit rezultat în cel de-al treilea scenariu

3. Propagarea viiturii

3.1. Procesul de modelare a constat în parcurgerea a trei faze, și anume [3]:

- Faza de pre-procesare – crearea modelului hidraulic (secțiuni transversale, parametri hidraulici – coeficienți de rugozitate ai albiei minore și majore etc.), introducerea condițiilor inițiale și la limită (hidrografe de intrare în rețea);
- Etapa de calcul propriu-zisă;
- Faza de post-procesare – faza de reprezentare și interpretare a rezultatelor sub diferite forme (debite, adâncimea apei, viteză etc.).

3.2. Modelul numeric al terenului

Configurarea modelului hidraulic pentru tronsonul de pe râul Sitna este cuprins între kilometrul 66,780 (amonte de barajul Cătămărăști - kilometrul 54,657) și confluența cu râul Jijia (kilometrul 2,920).

Pentru modelarea hidraulică în cadrul tronsonului de calcul s-a utilizat softul Mike 11 by DHI.

Abordarea hidraulică este de tip mixt, 1D și cvasi 2D; s-a dispus împărțirea zonei de calcul într-un număr de 272 secțiuni transversale.

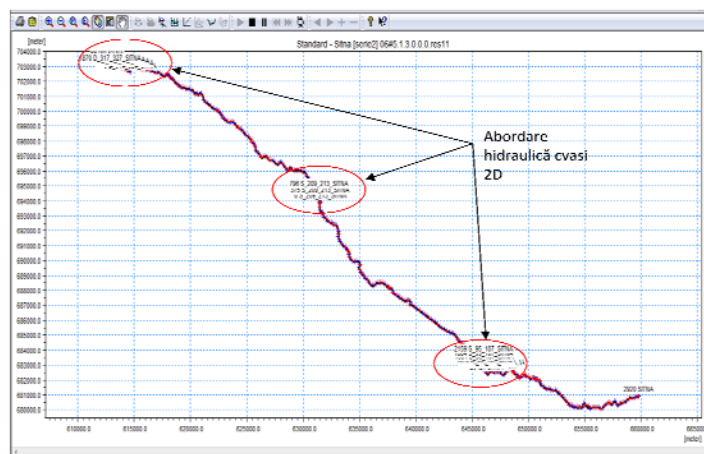


Fig. 5. Tronsonul de calcul al râului Sitna în programul MIKE 11

Condițiile de margine utilizate în modelare sunt următoarele:

a. **Condiții amonte:**

Unda de rupere în cele 3 scenarii analizate (S1 și S2 pe sectorul cuprins între acumulara Cătămărăști și acumulara, respectiv unda Drăcșani de rupere a acumulării Drăcșani în scenariul S3);

Hidrografe de viitură pentru afluenții râului Sitna (Fig. 7).

b. **Condiția aval:** Cheia limnometrică de la SH Todireni (kilometrul 2,920) de pe râul Sitna (Fig. 6).

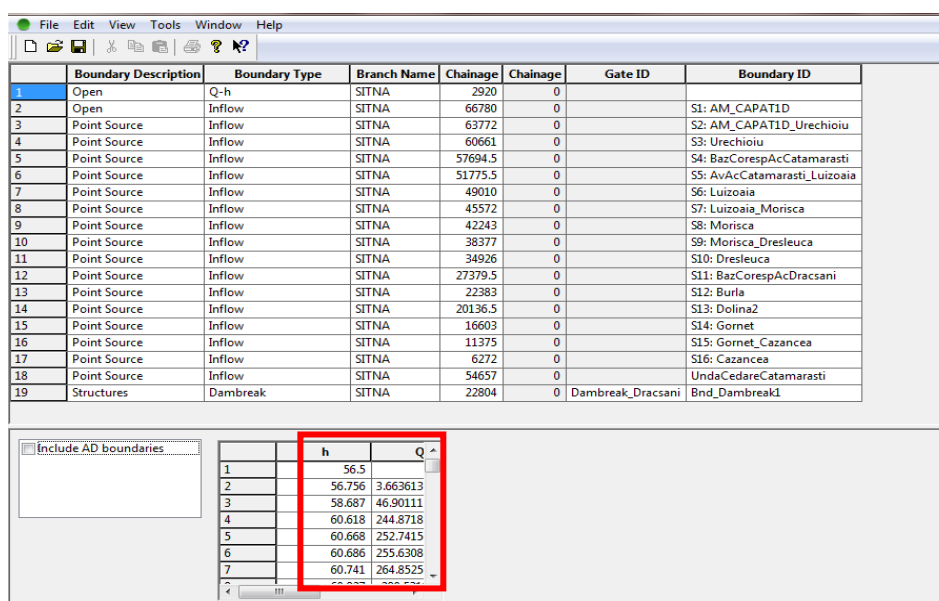


Fig. 6. Introducerea cheii limnometrice la capătul sectorului aval în modelul hidraulic MIKE 11

La modelarea hidraulică s-a considerat ploaia de 0,1 % pe întreg bazinul hidrografic al râului Sitna. La debitul rezultat din cedarea barajului se vor adăuga și debitele afluenților râului Sitna pe tronsonul de calcul analizat.

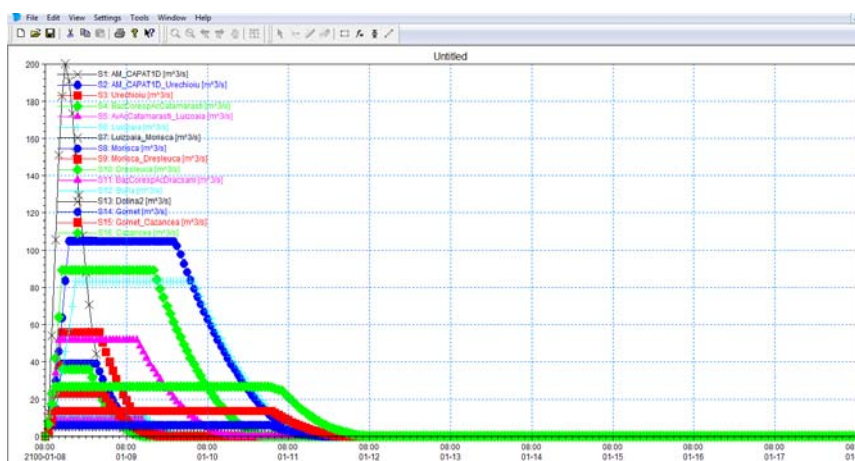


Fig. 7. Hidrografele de viitură pentru afluenții râului Sitna în programul Mike 11 by DHI

4. Analiza multirisc pe baza hărților de inundabilitate ca urmare a cedării barajelor Cătămărăști și Drăcșani [4].

Plecând de la rezultatele studiului de inundabilitate pentru cele trei scenarii posibile de cedare, în continuare se vor prezenta efectele în cascadă produse în condițiile menționate anterior.

4.1. Sectorul I – efecte asupra tronsonului dintre localitățile Botoșani – Roșiori

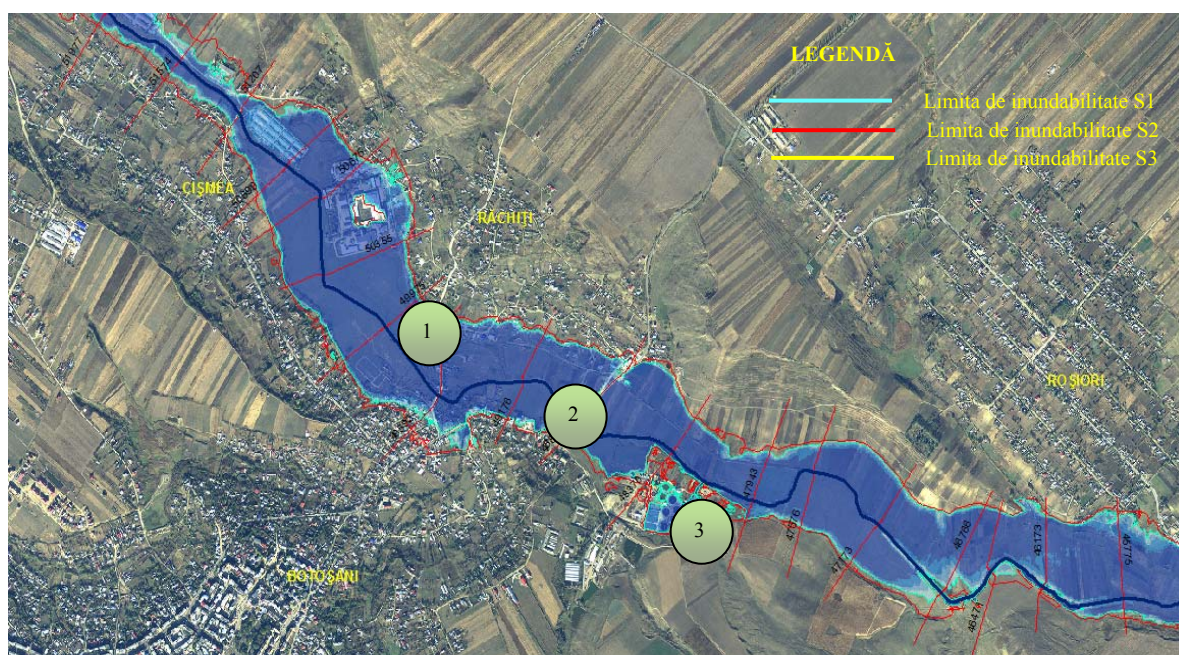


Fig. 8. Propagarea viiturii pe tronsonul Botoșani – Roșiori

Principalele infrastructuri din aval afectate de viitură sunt:

Zona 1 – tronson drum local – aproximativ 440 m din drumul local și podul de legătură între Botoșani și Răchiți sunt inundați, adâncimea apei în zona podului fiind de aproximativ 2,5 m;

Zona 2 – tronson drum național – aproximativ 370 m din drumul național DN 29 și podul de legătură între Botoșani și Ungureni sunt afectați, adâncimea apei în zona podului fiind de aproximativ 2,5 m;

Zona 3 – stația de epurare inundată aproape în totalitate, iar adâncimea maximă a apei în zonă este de aproximativ 1,2 m.

4.2. Sectorul II – efecte asupra tronsonului dintre localitățile Stăuceni - Siliștea

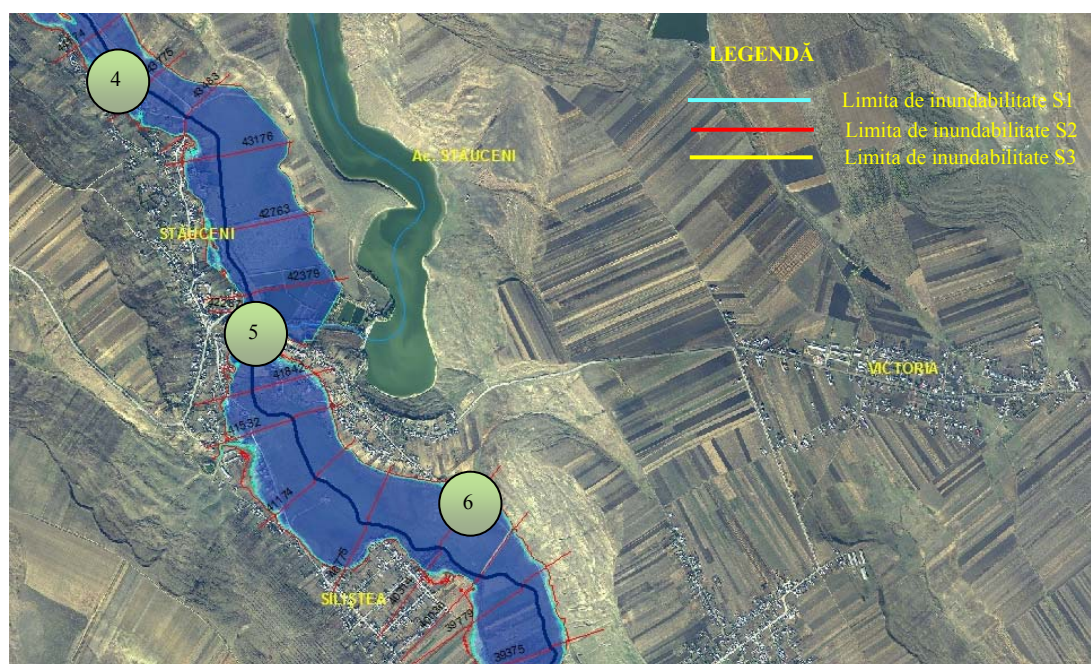


Fig. 9. Propagarea viiturii pe tronsonul Stăuceni - Siliștea

Zona 4 – tronson drum local - aproximativ 2200 m din drumul local ce face legătura între Roșiori și Stăuceni sunt inundați;

Zona 5 – tronson drum național – aproximativ 290 m din drumul național DN 29 D și podul de legătură între Botoșani și Stăuceni - Victoria sunt afectați, iar adâncimea apei în zona podului este de aproximativ 3 m;

Zona 6 – tronson drum local - aproximativ 1100 m din drumul local ce face legătura între Stăuceni și Tocileni sunt inundați.

4.3. Sectorul III – efecte asupra tronsonului dintre localitățile Bălușeni - Drăcșani

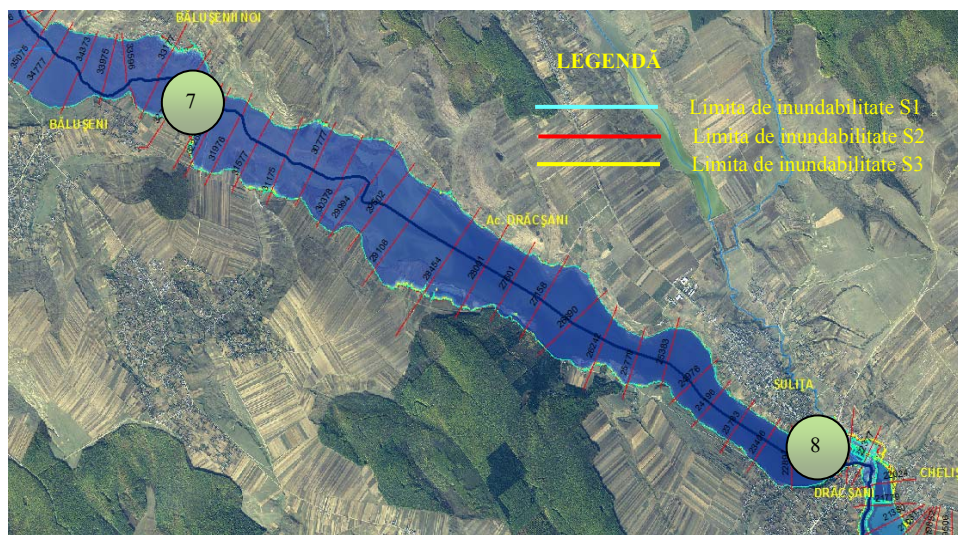


Fig. 10. Propagarea viiturii pe tronsonul Bălușeni - Drăcșani

Zona 7 – tronson drum județean - aproximativ 940 m din drumul local ce face legătura între Bălușeni și Bălușeni Noi este afectat, iar adâncimea apei în zona podului este aproximativ 3,2 m;

Zona 8 – barajul Drăcșani – conform scenariul nr. 1 nivelul maxim al apei în secțiunea frontului barat al acumulării Drăcșani atinge cota de 81,67 m, cotă superioară cotei coronamentului barajului (81,38 m). Timpul maxim de deversare peste cota coronamentului în această ipoteză este de 18 ore. În cel de-al doilea scenariu de cedare al acumulării Cătămărăști nivelul maxim al apei în secțiunea frontului barat ajunge la cota de 81,76 m, iar timpul maxim de deversare peste cota coronamentului este de 22 ore.

4.4. Sectorul IV – efecte asupra tronsonului aval de Drăcșani

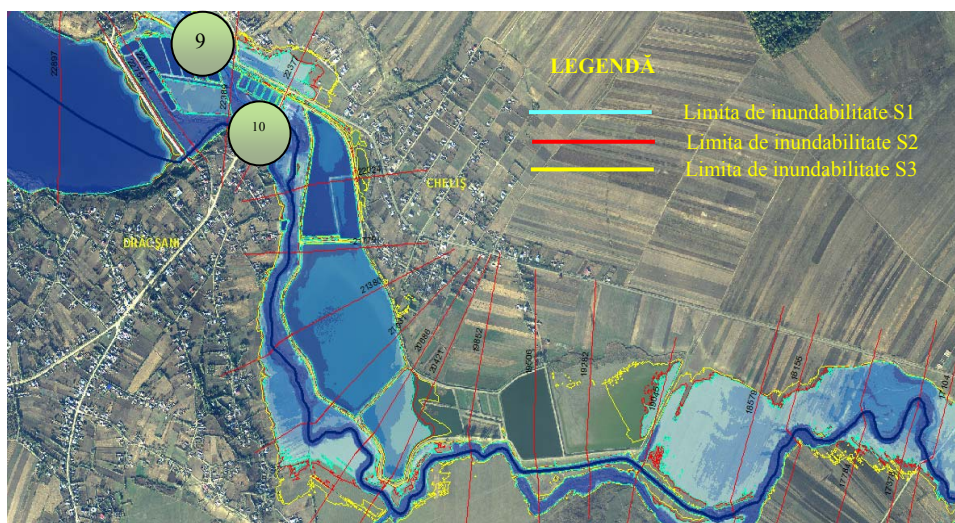


Fig. 11. Propagarea viiturii aval de Drăcșani

Zona 9 – tronson drum județean - aproximativ 640 m din drumul județean ce face legătura între Sulița și Cheliș este afectat;

Zona 10 – tronson drum local - aproximativ 200 m din drumul local ce face legătura între Drăcșani și Cheliș sunt inundați, iar adâncimea apei în zona podului peste Sitna este de aproximativ 2 m.

4.5. Sectorul V – efecte asupra tronsonului dintre Lunca și Iurești

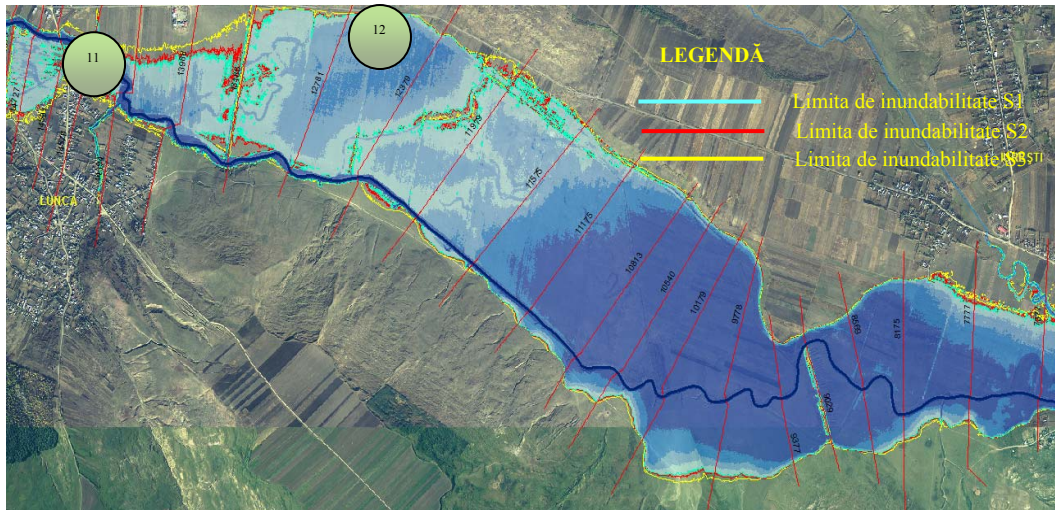


Fig. 12. Propagarea viiturii pe tronsonul Lunca - Iurești

Zona 11 – tronson drum local - aproximativ 220 m din drumul local ce face legătura între Stroiești și Lunca este afectat, iar adâncimea apei în zona podului de trecere peste Sitna este de aproximativ 3m.

Zona 12 – tronson drum județean - aproximativ 800 m din drumul județean ce face legătura între Lunca și Iurești sunt inundați.

4.6. Sectorul VI – efecte asupra tronsonului dintre Iurești și Todireni

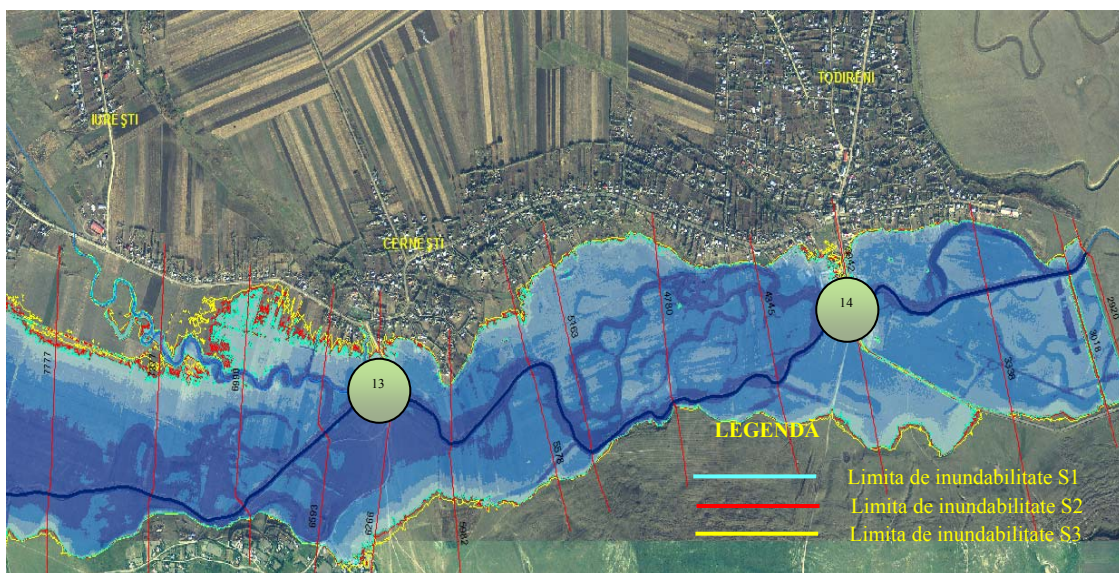


Figura 13. Propagarea viiturii pe tronsonul Iurești și Todireni

Zona 13 – tronson drum local - aproximativ 600 m din drumul local ce face legătura între Cernești și Gârbești sunt inundați;

Zona 14 – tronson drum județean - aproximativ 750 m din drumul județean ce face legătura între Todireni și Hlipiceni sunt afectați prin inundare.

5. Concluzii

În urma aspectelor descrise mai sus se pot trage următoarele concluzii:

- Scenariile analizate au acoperit o gamă posibilă de accidente urmată de definierea zonelor inundabile și evaluarea consecințelor asupra zonelor aval.
- Conturarea unui cadru global de vulnerabilități, care să cuprindă întreg spectrul de riscuri, facilitează oportunitatea unor eventuale investiții de infrastructură, mediu, etc., în zonele expuse.
- Protecția infrastructurilor critice, precum și gestionarea riscului la inundații, asigurarea funcțiilor vitale ale societății, sănătății, siguranței, securității, bunăstării sociale sau economice a persoanelor reprezintă un obiectiv imperios necesar la nivel local/regional și cu atât mai mult la nivel național.

Bibliografie

- [1] Adrian Popovici, Considerații asupra temei Q93 de la Congresul al XXIV – lea al Marilor Baraje, Kyoto, 2012, UTCB.
- [2] Cameron T. Ackerman, P.E. and Gary W. Brunner, P.E, *Dam failure analysis using HEC-RAS and HEC-GeoRAS*, (http://acwi.gov/hydrology/mtsconfwkshops/conf_proceedings/3rdFIHMC/11F_Ackerman.pdf).
- [3] Dan Stematiu, Șt. Ionescu, Altan Abdulamit, *Siguranța barajelor și managementul riscului*, Editura Conspress, București, 2010.
- [4] M. Pîrvulețu, A.F. Drăghia, R. Drobot, *Modelarea matematică a cedării barajelor de pe râul Sitna și analiza multirisc*, prezentare în cadrul Conferinței Științifice a INHGA „Apa, resursă vitală și factor de risc – perspective ale unui management integrat”, București, 11-12 Octombrie 2016.
- [5] M. Pîrvulețu, A.F. Drăghia, *Dam failure effects on local/regional critical infrastructures*, *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, Vol. 12-No. 3: 19 - 29 - 2016, Doi: 10.1515/mmce-2016-0011.
- [6] R. Drobot, R. Amaftiesei, Maria-Ilinca Alexandrescu, Bogdan Chevereșan, *Modelarea efectului unui scenariu de cedare a barajului Lacul Morii*, *Hidrotehnica*, vol. 52, nr. 12.

INFLUENȚA CONDIȚIILOR DE MARGINE PENTRU O PLACĂ CURBĂ CILINDRICĂ CIRCULARĂ ACȚIONATĂ DE UN CÂMP TERMIC STAȚIONAR

THE INFLUENCE OF BOUNDARY CONDITIONS FOR A CIRCULAR CYLINDRICAL SHELL DUE TO THE ACTION OF A STATIONARY THERMAL FIELD

MIRELA ȘANDRU¹, BOGDAN A. BUTNARU², LUCIAN V. SOROHAN³

Rezumat: În prezenta lucrare s-a realizat un studiu al influenței condițiilor de rezemare asupra mărimii eforturilor secționale pentru o placă curbă cilindrică circulară din beton armat acționată de un câmp termic staționar. Pentru aceeași geometrie a elementului structural, într-o primă etapă s-a considerat conturul inferior încastrat și cel superior simplu rezemat pe direcție radială, iar în cea de-a doua etapă încastrarea a fost înlocuită cu articulație.

S-au prezentat comparativ rezultatele obținute prin soluția analitică și prin utilizarea calculului cu elemente finite, considerând că placa curbă cilindrică circulară este supusă variațiilor de temperatură din sezonul de vară (fenomenul de însorire-umbrire) și din cel de iarnă.

Cuvinte cheie: câmp termic staționar, placă curbă cilindrică circulară, gradient de temperatură, condiții de rezemare, momente încovoietoare

Abstract: The paper presents a study of the influence of boundary conditions on the size of internal forces for a concrete circular cylindrical shell due to a stationary thermal field. The structural element was considered fixed on bottom and simply supported in the radius direction on top in the first step and the fixed support was replaced by a hinged one in the second step, for the same geometry.

The results obtained with the analytical solution have been compared with those using the finite element method taking into consideration that the circular cylindrical shell was subjected to a temperature variation in summer season (the sunlight-shading phenomenon) and in the winter season.

Keywords: stationary thermal field, circular cylindrical shell, thermal gradient, boundary conditions, internal forces, bending moments

1. Introducere

Indiferent de destinația funcțională a construcțiilor, acestea sunt supuse unor acțiuni termice datorate schimbării de temperatură a aerului din mediul exterior (variația sezonieră vară-iarnă) și unor schimbări ale temperaturii fluidelor înmagazinate. În funcție de materialul din care este realizată construcția (beton, lemn, metal, etc.), de gradul de termoizolare al acesteia, de capacitatea de conducție atât a materialului termoizolant cât și a celui din care se realizează structura, precum și de gradul de îngropare, se poate defini câmpul termic ce acționează asupra structurii.

¹Drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD student, Technical University of Civil Engineering), e-mail: mirela.esandru@yahoo.com

²Drd. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (PhD student, Technical University of Civil Engineering), e-mail: bogo_bogdan@yahoo.com

³Asist. dr. ing. Universitatea Tehnică de Construcții București (Asst. Prof. Dr., Technical University of Civil Engineering), e-mail: sorohan@utcb.ro

Referent de specialitate: Prof. univ. dr. ing. Dan CREȚU, Universitatea Tehnică de Construcții București, (Professor PhD, Technical University of Civil Engineering Bucharest)

Comportarea structurilor în timp a ilustrat faptul că datorită neglijării sau subevaluării fenomenelor produse de variațiile de temperatură pot apărea degradări ireversibile, fisuri vizibile cu ochiul liber care pe parcurs se transformă în crăpături și care pot conduce la ruperea armăturilor și implicit la pierderea capacității de rezistență. Aceste efecte pot fi des întâlnite în cazul coșurilor de fum, al turnurilor de răcire, al rezervoarelor de fermentare anaerobă a nămolurilor din stațiile de epurare, al silozurilor de clincher, de ciment, unde temperaturile fluidelor înmagazinate sunt ridicate.

În prezent sunt foarte multe lucrări științifice dedicate studiului acțiunii câmpului termic pentru diverse elemente structurale: bare sau grinzi (drepte sau circulare), inele circulare, plăci circulare plane pline sau cu gol, plăci curbe cilindrice, tronconice de grosime constantă sau variabilă, plăci plane dreptunghiulare [1-5] etc.

Plăcile curbe cilindrice circulare sunt elemente structurale des utilizate pentru realizarea construcțiilor industriale și agricole datorită faptului că forma axial simetrică permite reducerea valorilor eforturilor din acțiunea grupărilor de încărcări (fundamentale și speciale) spre deosebire de structurile alcătuite din plăci plane.

Scopul prezentei lucrări este de a ilustra efectele produse de un câmp termic staționar ce acționează asupra unei plăci curbe cilindrice circulare neizolate termic, din beton armat (ce poate fi considerată peretele unui rezervor cilindric) și de a evidenția influența condițiilor de rezemare asupra mărimii eforturilor secționale produse de acest tip de acțiune. Acest studiu permite realizarea unei imagini de ansamblu în ceea ce privește răspunsul plăcilor curbe cilindrice circulare din acțiunea variațiilor de temperatură, astfel încât să se poată limita efectele defavorabile ale acestei acțiuni.

2. Prezentarea metodei analitice de calcul a stării de eforturi datorate acțiunii câmpului termic

Problema propusă poate fi studiată în teoria elasticității ca o problemă bidimensională în baza unor ipoteze de calcul simplificatoare specifice teoriei de încovoiere, în domeniul linier elastic.

Câmpul termic admis staționar, cu o variație liniară a temperaturilor pe grosimea plăcii curbe cilindrice circulare se poate descompune în două componente: o componentă uniformă pe grosimea plăcii curbe notată $T(x,\varphi)$ și a doua componentă sub forma unui gradient de temperatură notat $\Delta T(x,\varphi)$, efectele lor putându-se cumula datorită principiului suprapunerii efectelor. Totodată pentru definirea acestor componente trebuie să se țină cont de următorii parametri [4]:

- temperaturile aerului din mediul exterior în sezonul de vară și în cel de iarnă $t_{aer}(x,\varphi)$;
- temperaturile fluidului înmagazinat $t_f(x)$;
- grosimea materialului termoizolant și caracteristicile de conducție termică ale acestuia, dar și ale materialului din care este realizată placa curbă cilindrică circulară;
- variația antisimetrică a temperaturilor mediului exterior în sezonul de vară (efectul de însorire umbră);
- gradul de îngropare al structurii și posibilitatea existenței pânzei freatice.

Schematic, aceste două componente pot fi reprezentate conform figurii de mai jos:

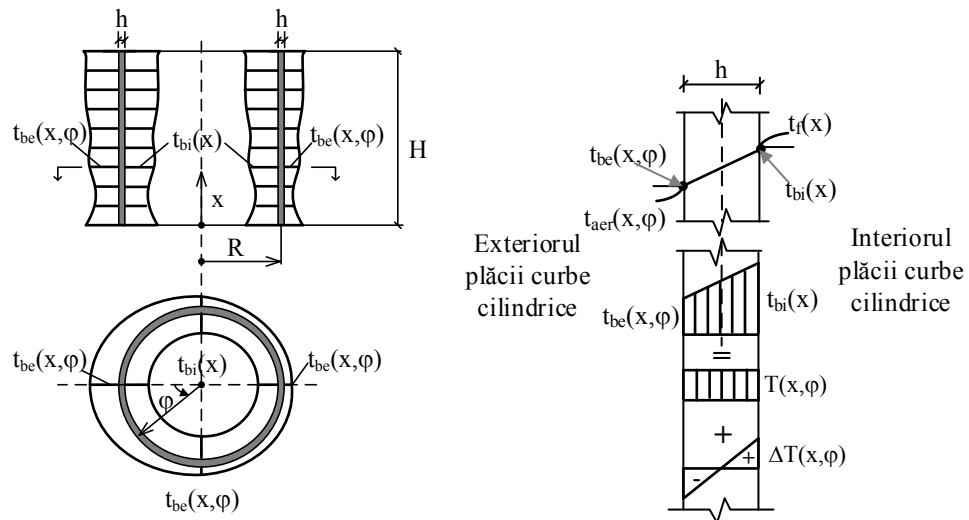


Fig. 1. Variația temperaturilor pe o placă curbă cilindrică circulară

Relațiile de calcul ce definesc cele două componente ale câmpului termic sunt:

$$T(x, \varphi) = \frac{t_{bi}(x) + t_{be}(x, \varphi)}{2}; \quad (1)$$

$$\Delta T(x, \varphi) = \frac{t_{bi}(x) - t_{be}(x, \varphi)}{2} \quad (2)$$

Ecuția de sinteză care rezolvă problema propusă este o ecuație cu derivate parțiale de ordinul opt cu coeficienți constanți care se obține în urma sintezei ecuațiilor de echilibru, ecuațiilor de deformații și de continuitate a deformațiilor, precum și a ecuațiilor fizice, admitând existența unei funcții de tip Airy $a(x, \varphi)$ și eliminând termenii neesențiali din punct de vedere practic din expresiile eforturilor sectionale [5]:

$$\nabla^8 [a(x, \varphi)] + \frac{Eh}{D \cdot R^2} \frac{\partial^4 a(x, \varphi)}{\partial x^4} = -\frac{1}{R^4} \left\{ -2(1+\nu) \frac{\alpha_t}{h} \nabla^2 [\Delta T(x, \varphi)] + \nabla^4 [R\alpha_t T(x, \varphi) + \frac{\alpha_t}{R} \int \left(\int \frac{\partial^2 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^2} dx \right) dx \right\} \quad (3)$$

în care $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{1}{R^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2}$ este operatorul Laplace.

Soluția ecuației (3) asociată cu condițiile de margine permite definirea răspunsului plăcilor curbe cilindrice circulare:

a) răspunsul în eforturi [5]:

$$N_x(x, \varphi) = EhR \frac{\partial^4 a(x, \varphi)}{\partial x^2 \partial \varphi^2} \quad (4)$$

$$N_\varphi(x, \varphi) = EhR^3 \frac{\partial^4 a(x, \varphi)}{\partial x^4} \quad (5)$$

$$N_{x\varphi}(x, \varphi) = N_{\varphi x}(x, \varphi) = -EhR^2 \frac{\partial^4 a(x, \varphi)}{\partial x^3 \partial \varphi} \quad (6)$$

$$M_x(x, \varphi) = D \left\{ R^4 \bar{L} [\nabla^4 (a(x, \varphi))] + R\alpha_t \bar{L} [T(x, \varphi)] + \frac{1}{R} \alpha_t \frac{\partial^2 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^2} + \right. \\ \left. + \alpha_t \frac{\nu}{R^3} \int \left(\int \frac{\partial^4 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^4} dx \right) dx - 2(1+\nu) \frac{\alpha_t}{h} \Delta T(x, \varphi) \right\} \quad (7)$$

$$M_\varphi(x, \varphi) = D \left\{ R^4 L [\nabla^4 (a(x, \varphi))] + R\alpha_t L [T(x, \varphi)] + \frac{1}{R} \alpha_t \nu \frac{\partial^2 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^2} + \right. \\ \left. + \frac{1}{R^3} \alpha_t \int \left(\int \frac{\partial^4 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^4} dx \right) dx - 2(1+\nu) \frac{\alpha_t}{h} \Delta T(x, \varphi) \right\} \quad (8)$$

$$M_{x\varphi}(x, \varphi) = M_{\varphi x}(x, \varphi) = D(1-\nu) \left[R^3 \frac{\partial^2 (\nabla^4 (a(x, \varphi)))}{\partial x \partial \varphi} + \alpha_t \frac{\partial^2 T(x, \varphi)}{\partial x \partial \varphi} + \right. \\ \left. + \frac{1}{R^2} \alpha_t \int \frac{\partial^3 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^3} dx \right] \quad (9)$$

$$Q_x(x, \varphi) = -D \left\{ R^4 \frac{\partial^3 (\nabla^4 (a(x, \varphi)))}{\partial x^3} + R\alpha_t \frac{\partial^3 T(x, \varphi)}{\partial x^3} + \frac{2\alpha_t}{R} \frac{\partial^3 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^2 \partial x} + \right. \\ \left. + R^2 \frac{\partial^3 (\nabla^4 (a(x, \varphi)))}{\partial x \partial \varphi^2} + \frac{1}{R^3} \alpha_t \int \frac{\partial^4 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^4} dx - 2(1+\nu) \frac{\alpha_t}{h} \frac{\partial (\Delta T(x, \varphi))}{\partial x} \right\} \quad (10)$$

$$Q_\varphi(x, \varphi) = -D \left\{ R \frac{\partial^3 (\nabla^4 (a(x, \varphi)))}{\partial \varphi^3} + \frac{2\alpha_t}{R^2} \frac{\partial^3 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^3} + \frac{\alpha_t}{R^4} \int \left(\int \frac{\partial^5 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^5} dx \right) dx + \right. \\ \left. + R^3 \frac{\partial^3 (\nabla^4 (a(x, \varphi)))}{\partial x^2 \partial \varphi} + \alpha_t \frac{\partial^3 T(x, \varphi)}{\partial x^2 \partial \varphi} - \frac{2(1+\nu)}{R^2} \frac{\alpha_t}{h} \frac{\partial (\Delta T(x, \varphi))}{\partial \varphi} \right\} \quad (11)$$

unde: $\bar{L} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\nu}{R^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2}$ și $L = \frac{1}{R^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} + \nu \frac{\partial^2}{\partial x^2}$ – sunt operatori diferențiali, iar D este rigiditatea la încovoiere a plăcii curbe cilindrice circulare.

b) răspunsul în deplasări [5]:

- componenta deplasării după direcția normalei:

$$w(x, \varphi) = R^4 \nabla^4 (a(x, \varphi)) + R\alpha_t T(x, \varphi) + \frac{\alpha_t}{R} \int \left(\int \frac{\partial^2 T(x, \varphi)}{\partial \varphi^2} dx \right) dx \quad (12)$$

- componenta deplasării după direcția generatoarei:

$$u(x, \varphi) = R \frac{\partial^3 (a(x, \varphi))}{\partial x \partial \varphi^2} - \nu R^3 \frac{\partial^3 (a(x, \varphi))}{\partial x^3} + \alpha_t \int T(x, \varphi) dx \quad (13)$$

- componenta deplasării după direcția tangentei la cerc:

$$v(x, \varphi) = -\frac{\partial^3 (a(x, \varphi))}{\partial \varphi^3} - (2 + \nu) R^2 \frac{\partial^3 (a(x, \varphi))}{\partial x^2 \partial \varphi} - \frac{\alpha_t}{R} \int \left(\int T(x, \varphi) dx \right) dx \quad (14)$$

Convenția pozitivă de semne pentru eforturile secționale (în suprafața mediană a elementului infinitezimal) este conform figurii 2, iar pentru componentele deplasării conform figurii 3.

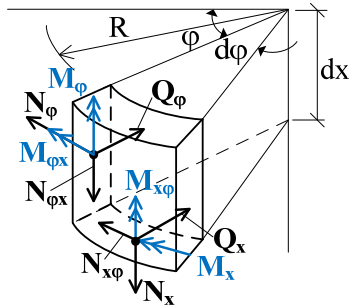


Fig. 2. Convenția pozitivă de semne a eforturilor secționale în soluția analitică pe un element infinitezimal de placă curbă cilindrică

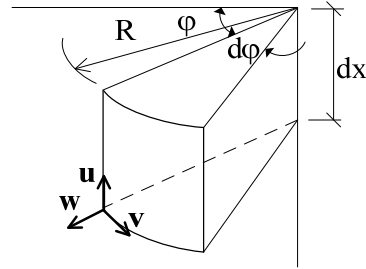


Fig. 3. Convenția pozitivă de semne a componentelor deplasării unui punct

Pornind de la relațiile de calcul anterior prezentate s-a realizat un program de calcul în Mathcad cu ajutorul căruia s-a determinat starea de eforturi și de deformații.

3. Descrierea modelelor analizate

Dimensiunile geometrice ale plăcii curbe cilindrice sunt: raza în suprafața mediană $R=12$ m, înălțimea plăcii $H=6$ m și grosimea $h=0,30$ m. Proprietățile fizico-mecanice ale materialului sunt: beton de clasă C20/25, modulul de elasticitate $E=30$ GPa și coeficientul lui Poisson $\nu=0,20$.

S-au considerat două cazuri de rezemare care pot fi întâlnite des în practică:

- **cazul 1:** conturul inferior încastrat, iar cel superior simplu rezemat (structură acoperită și care are peretele cilindric în legătură de continuitate cu radierul Fig.4.);
- **cazul 2:** conturul inferior articulat, iar cel superior simplu rezemat (structură acoperită și care are peretele cilindric în legătură de articulație cu radierul, cazul rezervoarelor precomprimate Fig.5.);

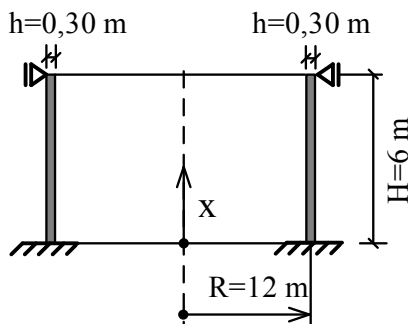


Fig. 4. Cazul 1 de rezemare

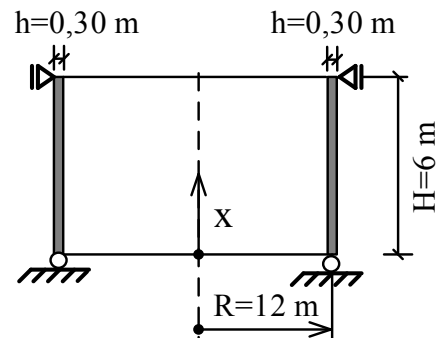


Fig. 5. Cazul 2 de rezemare

Câmpul termic a fost definit ținând cont de variațiile de temperatură sezoniere și de cele ale fluidului înmagazinat, considerând cazul defavorabil al plăcii curbe cilindrice neizolate termic, astfel:

- **în sezonul de vară** datorită prezenței soarelui, placa curbă cilindrică este supusă pe o anumită zonă unei temperaturi mai ridicate (55°C), iar în zona umbră unei temperaturi mai scăzute (35°C). La fața interioară a plăcii s-a considerat o variație liniară a temperaturii de la 25°C în zona inferioară la 30°C în zona superioară, conform figurii 6 a);
- **în sezonul de iarnă** prezența soarelui este redusă, de aceea s-a considerat că fața exterioară a plăcii este supusă unei temperaturi constante -15°C în timp ce fața interioară este supusă unei variații liniare a temperaturii de la $3,5^{\circ}\text{C}$ în zona inferioară la $0,5^{\circ}\text{C}$ în zona superioară, conform figurii 6 b).

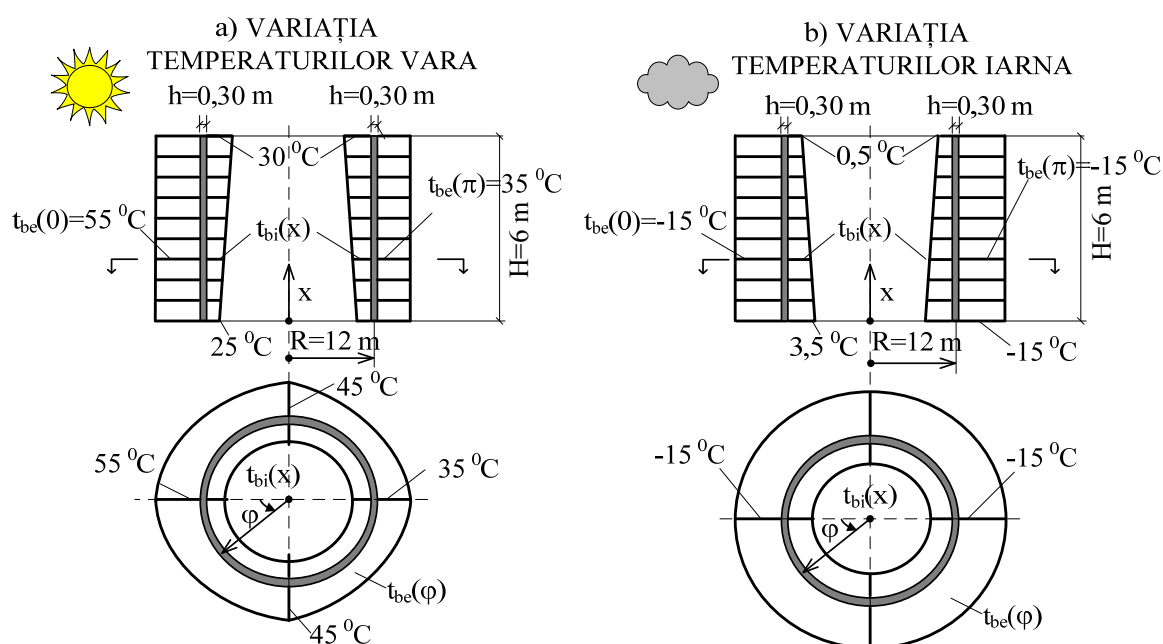


Fig. 6. Variația temperaturilor sezoniere considerate în calcule

Coefficientul de dilatare termică al betonului armat este $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ grad}^{-1}$.

Având în vedere temperaturile sezoniere alese, componentele câmpului termic exprimate în grade Celsius devin:

- în sezonul de vară:

$$T(x, \varphi) = 35 + 2,5 \cdot \frac{x}{6} + 5 \cdot \cos(\varphi) \quad (15)$$

$$\Delta T(x, \varphi) = -10 + 2,5 \cdot \frac{x}{6} - 5 \cdot \cos(\varphi) \quad (16)$$

- în sezonul de iarnă:

$$T(x, \varphi) = -5,75 - 1,5 \cdot \frac{x}{6} \quad (17)$$

$$\Delta T(x, \varphi) = 9,25 - 1,5 \cdot \frac{x}{6} \quad (18)$$

Analizând relațiile (15) și (16) se poate observa că acestea conțin o componentă axial simetrică și una antisimetrică. Componenta antisimetrică produce eforturi și deformații care au o variație sinusoidală sau cosinusoidală în raport cu φ .

Pentru determinarea soluției ecuației (3) au fost utilizate următoarele condiții de rezemare:

- contur inferior
încăstrat:

$$\begin{cases} w(0, \varphi) = 0 \\ v(0, \varphi) = 0 \\ u(0, \varphi) = 0 \\ \frac{\partial w(0, \varphi)}{\partial x} = 0 \end{cases}$$

- contur inferior
articulat:

$$\begin{cases} w(0, \varphi) = 0 \\ v(0, \varphi) = 0 \\ u(0, \varphi) = 0 \\ M_x(0, \varphi) = 0 \end{cases}$$

- contur superior
simplu rezemat:

$$\begin{cases} w(6, \varphi) = 0 \\ N_x(6, \varphi) = 0 \\ N_{x\varphi}(6, \varphi) = 0 \\ M_x(6, \varphi) = 0 \end{cases}$$

3. Rezultatele studiului

Rezultatele obținute cu soluția analitică și cele obținute cu programul ANSYS Mechanical APDL (MEF) sunt prezentate comparativ în funcție de sezon și de tipul de rezemare al elementului structural, considerând efectul cumulat al celor două componente de temperatură $T(x, \varphi)$ și $\Delta T(x, \varphi)$. Reprezentarea grafică s-a realizat pentru secțiuni diametral opuse pentru a ilustra efectul acțiunii antisimetrice asupra eforturilor (la $\varphi=0$ și $\varphi=\pi$ pentru eforturile care au o variație cosinusoidală și la $\varphi=\pi/2$ și $\varphi=3\pi/2$ pentru eforturile care au o variație sinusoidală).

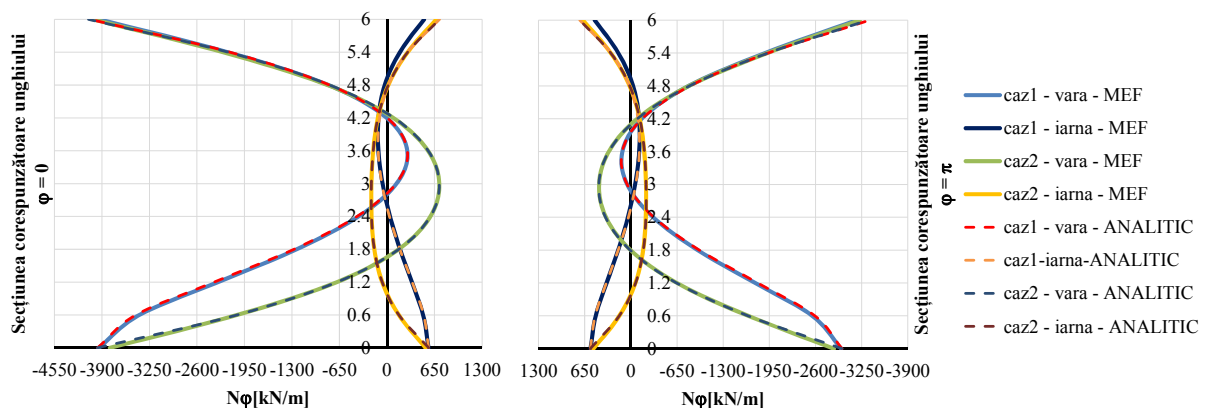


Fig. 7. Variația forțelor axiale inelare N_φ pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

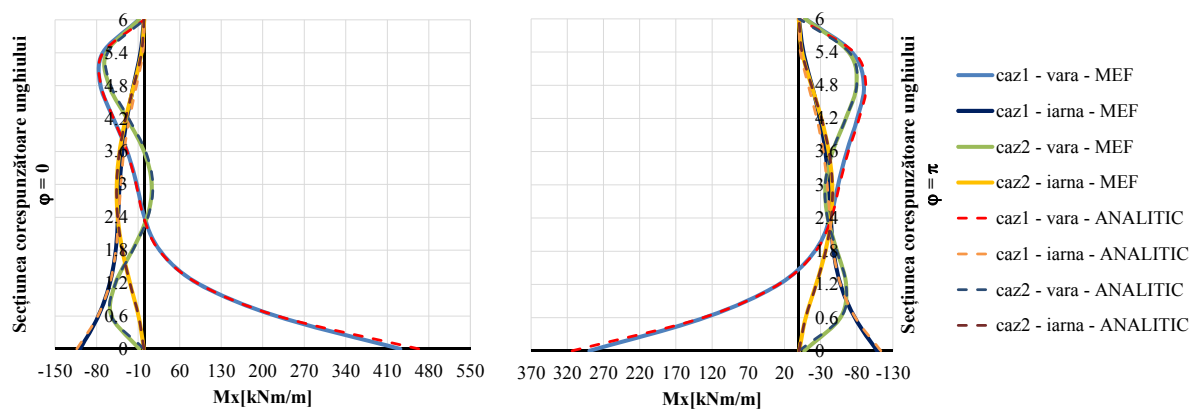


Fig. 8. Variația momentelor încovoietoare M_x pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

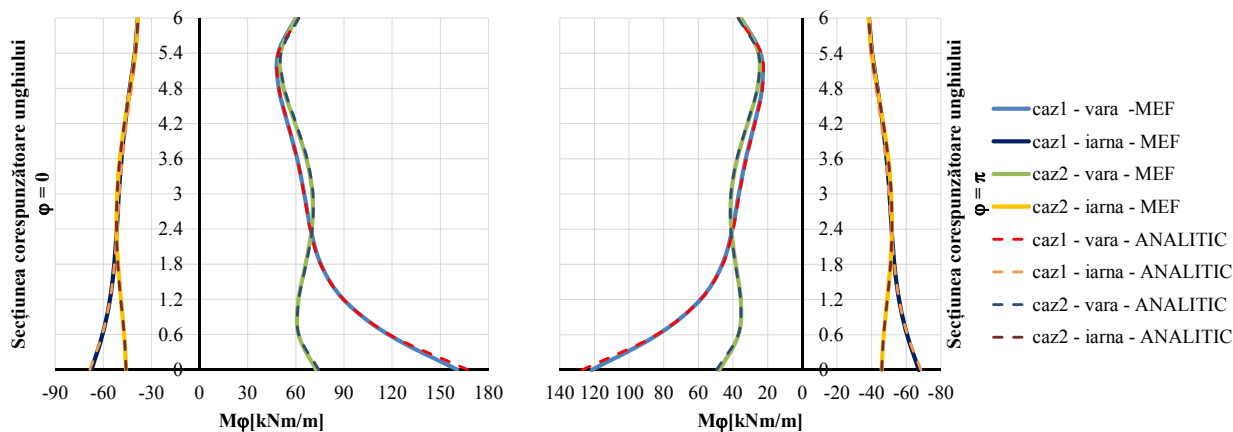


Fig. 9. Variația momentelor încovoietoare M_φ pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

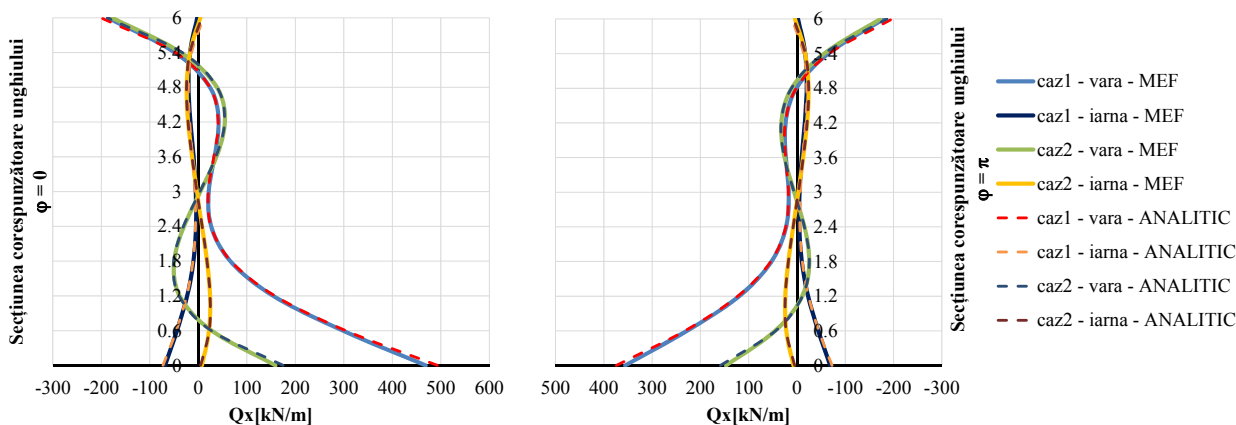


Fig. 10. Variația forțelor tăietoare Q_x pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

Suplimentar, componentele antisimetrice ale câmpului termic din sezonul de vară produc alte patru eforturi secționale:

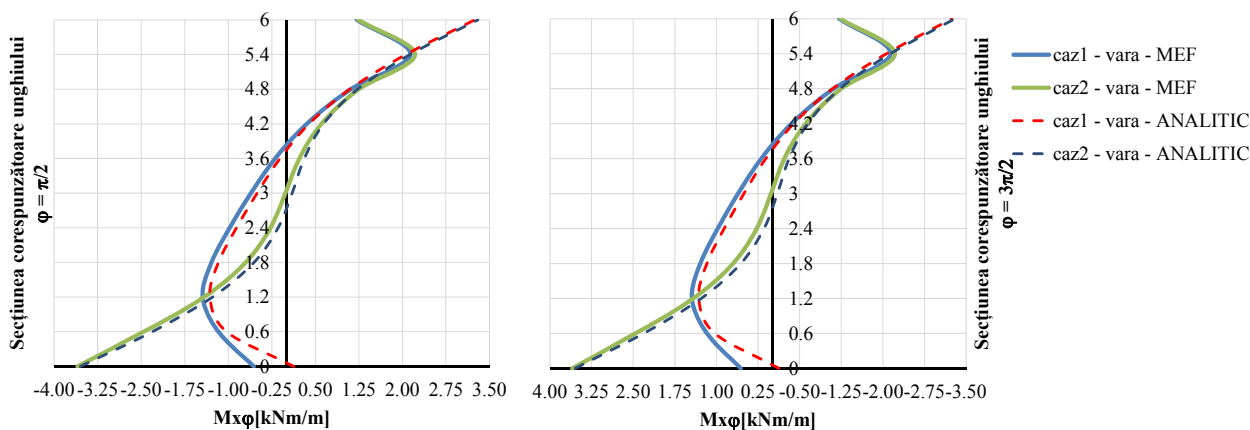


Fig. 11. Variația momentului de torsiune $M_{x\varphi}$ pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

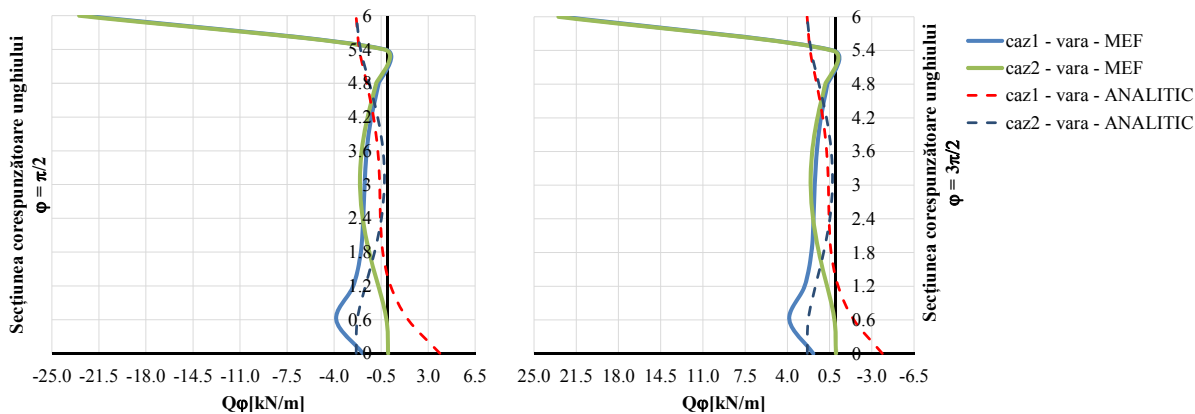


Fig. 12. Variația forțelor tăietoare Q_ϕ pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

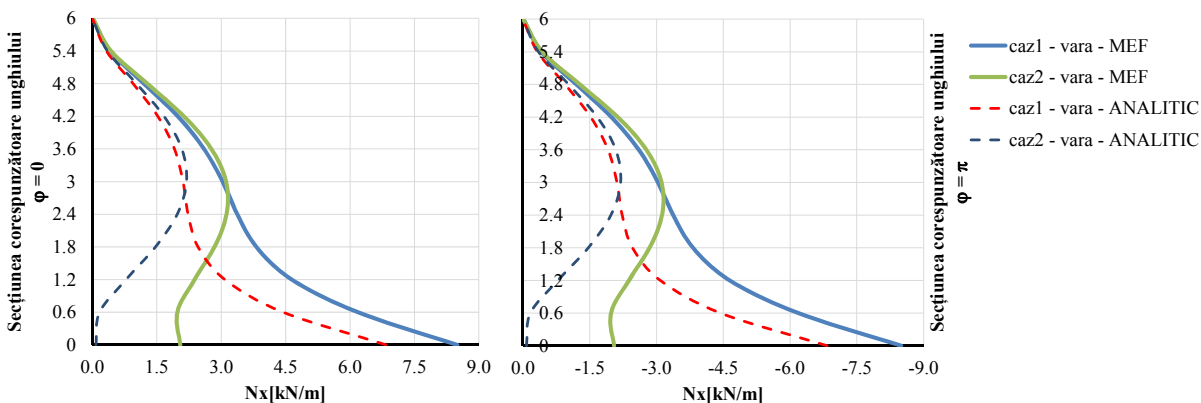


Fig. 13. Variația forțelor axiale N_x pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

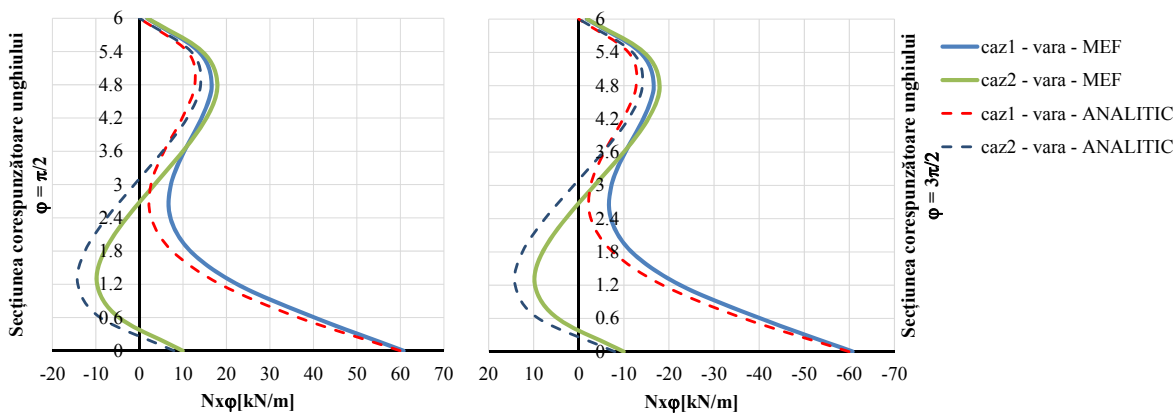
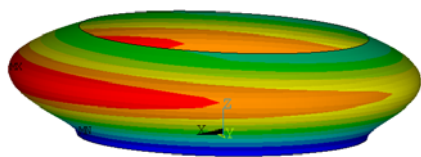
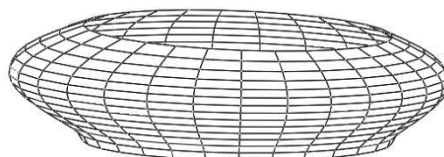


Fig. 14. Variația forțelor tangențiale $N_{x\phi}$ pe înălțimea plăcii curbe cilindrice circulare

Răspunsul în deformații al plăcii curbe cilindrice circulare s-a obținut atât analitic, cât și cu ajutorul programului ANSYS Mechanical APDL [6], formele deformate ale structurii rezultând:

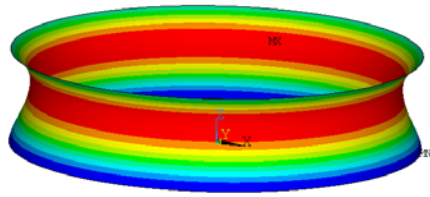


conform ANSYS Mechanical APDL [6]

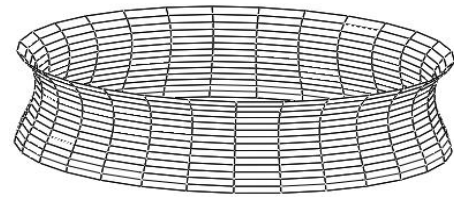


conform metodei analitice

Fig. 14. Forma deformată considerând condițiile de rezemare specifice cazului 1, VARA

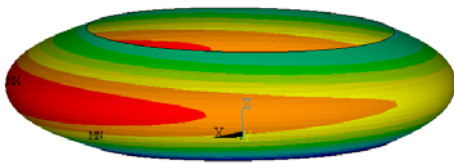


conform ANSYS Mechanical APDL [6]

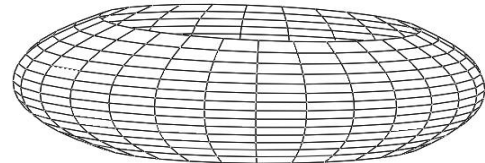


conform metodei analitice

Fig. 15. Forma deformată considerând condițiile de rezemare specifice cazului 1, IARNA

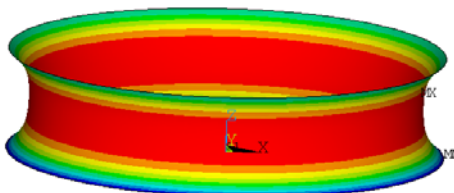


conform ANSYS Mechanical APDL [6]

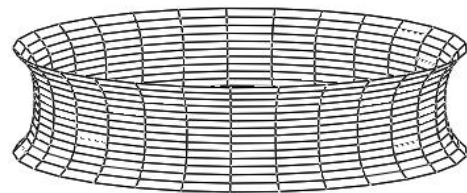


conform metodei analitice

Fig. 16. Forma deformată considerând condițiile de rezemare specifice cazului 2, VARA



a) conform ANSYS Mechanical APDL [6]



b) conform metodei analitice

Fig. 17. Forma deformată considerând condițiile de rezemare specifice cazului 2, IARNA

4. Concluzii

Din studiile numerice efectuate au fost desprinse următoarele concluzii:

Răspunsul în eforturi al plăcii curbe cilindrice circulare este direct influențat de gradul de împiedicare al deplasărilor pe contururile marginale.

Forțele axiale inelare de întindere se resimt pentru schema articulată pe o înălțime dublă față de cea încastrată (aproximativ 2,4 m) cu o valoare maximă, în sezonul de vară, de circa 715 kN/m (valoare care este de 2,6 ori mai mare decât în cazul încastrării).

Momentul încovoietor M_x se produce în sezonul de vară, în încastrare și întinde fibra interioară ($M_x=432$ kNm/m în secțiunea corespunzătoare unghiului $\varphi=0$). Această valoare este de 5,4 ori mai mare decât valoarea maximă obținută pe generatoarea corespunzătoare unghiului $\varphi=\pi$ la o înălțime de 4,8 m față de bază, considerând conturul inferior articulată ($M_x=80$ kNm/m).

Momentul încovoietor maxim M_φ se produce în sezonul de vară, în încastrare ($M_\varphi=161$ kNm/m) și este de circa 2,2 ori mai mare decât valoarea calculată pe schema articulată ($M_\varphi=73$ kNm/m).

Este important să se determine efectul variațiilor de temperatură atât în sezonul de vară cât și în cel de iarnă deoarece răspunsul structurilor este diferit:

- a) vara – pe direcție inelară apar solicitări de compresiune excentrică în zonele din apropierea contururilor marginale și de întindere excentrică în zona centrală (momentele întinzând fibra interioară);

- b) iarna – pe direcție inelară apar solicitări de întindere excentrică în zonele din apropierea conturilor marginale și de compresiune excentrică în zona centrală (momentele întinzând fibra exterioară).

Variațiile de temperatură produc eforturi secționale semnificative, iar neglijarea acestora poate conduce la erori grave de proiectare.

Diferențele dintre rezultatele obținute cu soluția analitică, respectiv cu programul ANSYS Mechanical APDL sunt nesemnificative.

Răspunsul în eforturi este direct influențat de rigiditățile plăcii curbe cilindrice circulare (rigiditatea axială și la încovoiere), motiv pentru care este necesară o optimizare a structurii în ceea ce privește grosimea elementelor structurale. Nu este recomandată variația bruscă a grosimii și nici blocarea deformațiilor elementului structural cu elemente ale căror rigiditate este mult mai mare.

Acceptând fisurarea elementelor structurale, starea de eforturi din acțiunea variațiilor de temperatură ar trebui calculată cu rigiditățile corespunzătoare stadiului II de lucru al betonului, ceea ce ar conduce la diminuarea eforturilor secționale și la creșterea deformațiilor și deschiderilor de fisură (cu posibilitatea ca aceste creșteri să depășească valorile admise în exploatare).

Starea de eforturi și de deformații depinde în mod direct de forma componentelor câmpului termic care pot fi optimizate în practică dacă se adoptă o soluție de termoizolare corespunzătoare, astfel încât în urma calculului de transfer termic să nu existe diferențe mari de temperatură între fețele elementului structural.

Bibliografie

- [1] S.P. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger, „*Teoria plăcilor plane și curbe*”, Editura Tehnică, București, 1968.
[2] M. GYULA, „*Körszimmetrikus szerkezetek elmélete és számítása*”, Műszaki Könyvkiadó, Budapest, 1964.
[3] B.A. BOLEY, J.H. WEINER, „*Theory of thermal stresses*”, Dover publications, Mineola, New York, 1997.
[4] D. Furiș, „*Analiza stării de eforturi și deformații în plăci curbe cilindrice, circulare acționate de un câmp termic staționar oarecare*”, „Buletinul Științific al Universității Tehnice de Construcții București”, Nr.4,2000, pp.3-12.
[5] D. Furiș, G. Groza, „*Determinarea răspunsului structurilor recipientilor cilindrici din acțiunea variațiilor de temperatură*”, „Buletinul Științific al Universității Tehnice de Construcții București”, Nr.4,2000, pp.13-20.
[6] *** ANSYS Mechanical APDL – Finite Element

INVESTMENT RISKS IN CONSTRUCTION PROJECTS

(The Challenges In Middle East And Romania)

MOHAMMED ALRUBAYE¹, NICOLAE POSTAVARU²

Abstract: *Construction projects are characterized by numerous risks. While some of the risks are short-term, others are long-term. Investment risks constitute one of the most notable issue of concerned when it comes to such projects. This is due to the fact that there is no surety that the amount invested in a project will be recouped over a given period. In addition to the issue of investment risks, the relation between owners and contractors constitute another notable factor of emphasis pertains to the relation between owners and contractors. In the event that such relations are ineffectual, the entire construction project can be undermined extensively in the long-term. This is due to the fact that such an aspect compromises the effectiveness with which different phases or stages of the project are implemented. On the other hand, effective relations between the contractors and owners goes a very long way towards facilitating for the timely completion of a construction project. This is because of the inherent impacts of effective relations towards the prevention or resolution of conflicts at different stages of implementation. In view of this stipulation, it is evident that the framework of relations between contractors and owners has far-reaching implications on the effectiveness of construction projects. This not only applies to the short-term, but also in the long-term. The study will also encompass an evaluation of investment risks in Romania and the Middle East. For each region, a case on investment risks for construction projects will be identified. Comparisons between the two will be vital in terms of determining the issues and challenges facing construction projects in the Middle East as well as Romania. The various strategies used in addressing these challenges in the two places will also be evaluated.*

Keywords: Invest risks, construction project.

1. INTRODUCTION

Construction projects are characterized by numerous risks. While some risks apply in the short-term, others apply in the long-term. The effectiveness with which risks are addressed plays an integral role towards determining whether a construction project is successful or not. In the event that a construction project is not aligned towards an effective framework of risk analysis, then it becomes massively complex for the various short-term and long-term goals to be attained. Over the years, different mechanisms and approaches have been used by different investors within the process of managing risks in construction projects.

While some interventional mechanisms have been effective, others have been characterized by a low level of efficiency. Additionally, it is also important to highlight the fact that the cost of implementing a given risk management strategy can be different depending on many factors such as the technical expertise of the different stakeholders. In line with this stipulation, it then follows that there is always the dire need for the relevant level of input to be directed towards the development of a blueprint that is not only consistent with project objectives, but also available resources. Some managers of construction projects do not evaluate these factors and such an approach can easily compromise the overall quality of outcomes. The issue of stakeholder involvement serves as another pertinent aspect of emphasis when it comes to construction projects. This is due to the fact that some stakeholders do not invest adequately in the required level of stakeholder analysis as well as management. Such an approach can easily cause conflicts

¹ PhD student, Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania,
e-mail: eng.mohammed.adhari@gmail.com

² **Referent de specialitate:** Prof. Dr., Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania,
e-mail: nicolae.postavaru@gmail.com

at some stage of the construction project implementation process. This research focuses on an evaluation of investment risks in construction projects.

The role played by the relationships between owners and beneficiaries of construction projects will be evaluated while also analyzing some of the main risks that characterize these relations. The reproach also encompasses the analysis of construction projects in the Middle East and Romania. In recent years, these areas have been characterized by a high number of construction projects across different sectors. While there are similarities in the construction projects in the two areas, there are also major differences in terms of the approach used to actualize construction projects in the two places. Another notable aspect of emphasis within the framework of this research pertains to the evaluation of the best possible ways of addressing the different risks characterizing construction projects. These mechanisms include risk management, monitoring and systematic evaluation among others.

2. RISK MANAGEMENT IN PROJECTS

Today the investor identifies with its draft analysis that it actually speaks The risk in investment projects:

A. OVERVIEW

Risk management is defined as the sum of approaches projects and means by which risk is managed in a project in order to meet uncertainty as basic project objectives with major risk factors. Managing the risk should not be viewed only from the perspective of a single element or component of the project management process. Due to its complexity, lies in a select category of sciences of the border requires in general intelligence cooperation in several areas: economic, technical, legal, statistical and psychological.

Some risks, such as natural disasters, are virtually inevitable and affects many people. All choices in life involves risk. Risks can not be avoided full, but the choice can be made so that risk is minimized. Graphical representation of ratings (degrees) Risk can be done by drawing The graph of the probability and severity of the risks, Figure 1 explains this.

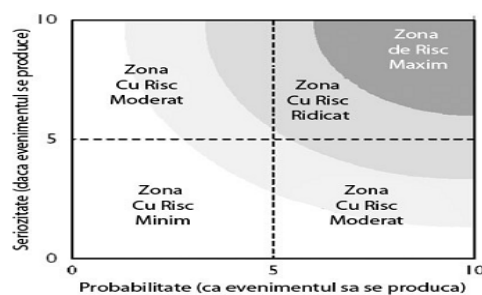


Fig.1 - Graphical representations risk rating

Such projects can fit into high-risk projects with minimal or moderate depending probability or amount of damage to the project (lost yesterday) compared to the profit anticipated. Projects such low values can never be contained at high risk, as Construction projects can never be contained at low risk, therefore they and analyze (Nicolae POSTAVARU & Radwan AKTAA).

B. PROJECT CONSTRUCTION SPECIFICS

A project is a structure in which financial and human resources, materials are organized so that it realize activities planned within the constraints of cost, time and quality for obtaining deliverables in the context of finalizing and teaching objectives. The definition suggests three

key objectives of the project, namely the time, cost and quality to be in the spotlight when it wants to undertake a project. It also stresses the importance of efficient organization of available resources in order to achieve a good end result.

Another important aspect of the production process in construction is organizing a project. Together all stakeholders are usually involved in a construction project. These are customers or owners, contractors, sub-contractors, manufacturers and suppliers, architects, engineers, consultants, local authorities, funding organizations etc. Project management task becomes complex. Three main groups of actors in the construction industry are in spotlight: clients, contractors and consultants.

a. CLIENT

A customer is making or securing the others to carry out construction, demolition and ground works. There are two main groups of customers in construction: public and private. NII are private companies that engage in projects to make a profit. The public sector includes central and local public administration authorities and engage in projects to provide a public service and / or benefit for citizens.

b. B) CONTRACTING

An entrepreneur is an organization that provides a service to the client that runs construction works. Contracting Organizations have different complexity and provides services in different areas of the groundwork to electrical and telecommunications installations.

c. C) CONSULTANTS

The role of consultants is to assist clients and contractors and provide architectural and engineering services. Due to their dynamic nature, the projects in this area are going through constant change. Thus, a large amount of risk and uncertainty involved in activities construction. This uncertainty can have a significant impact on the objectives project and therefore must be managed properly by project actors the whole life cycle of the project (**Nicolae P. & Nafees A. Memon**).

3. INVESTMENT IN CONSTRUCTION PROJECTS- BROAD OVERVIEW

A construction project refers to an initiative that is geared towards the development of a facility or infrastructure at either the public or private level. This implies that some construction projects are owned by private individuals or companies while others are owned by the government. Different construction projects are characterized by different magnitudes and scopes. While a given construction project might be large-scale, another might be more or less small-scale. The size or magnitude of a construction project plays an important role towards determining the overall level of input as well as the technical expertise required to actualize the different components. This implies that some construction projects might be intensive while others are minimally intensive. Irrespective of the magnitude or size of the construction project, there is always the dire need to ensure that the highest standard of planning is integrate. This goes a very long way towards ensuring that the various short-term and long-term goals are attained. In the event that adequate planning is not accentuated upon, then the risk of some objectives not being attained is increased.

It is also notable that the extent to which companies research on the technical inputs serves as a massively essential platform that determines whether a construction project is successful or not. In the event that such research is not emphasized upon, then the overall outcomes are comprised in the short-term and long term. One of the main reasons as to why there has been extensive investments in construction projects in recent years pertains to the issue of national development. In essence it is massively complex for any country to attain the highest possible level or standard

of development in the event that it does not invest in construction projects. This accentuates why most countries in the 21st Century have investment extensively in construction projects. Risk in construction projects is multidimensional in that it can be occasioned or caused by numerous factors. While some costive factors of investment risk in construction projects are preventable, others are more or less unavoidable. For instance, there are some risks associated with uncontrollable natural occurrences such as floods and hurricanes. In such situations, the best approach is to ensure that a highly effective mechanism is implemented in order to predict the risk before they actually occur and hamper the overall success of a project. The role of management of investment risk in construction projects can also be evaluated in terms of stakeholder involvement. Over the years, the success with which some construction projects have been implemented has been negatively impacted by the fact that stakeholders have not been adequately involved at different stages and levels. For instance, the community is not involved in decision making especially when it comes to the handling of the distinctive outcomes and implications of construction projects. Such an approach contributes towards the likelihood of conflicts at some stage or point after the construction projects have been implemented. It then follows that there is always the dire need to ensure that all stakeholders are adequately involved at the relevant sages and levels of planning as well as implmentin construction projects. Within the framework of this analysis, such issues have been evaluated from different angles especially with the goal of enhancing the overall effectiveness with which decisions are made in the course of a project.



Fig.2 Factors influencing construction projects



Fig.3 PDCA

4. BENEFITS OF PROCESS-BASED QUALITY MANAGEMENT

PDCA and other process-based models of quality management systems seek to the attainment of continuous improvement (Womack, Roos, & Jones, 1990). Continuous improvement is the most important benefit of process-based approaches or models of quality management. Quality management is not something done only at the end of a project or phase. The process is continuous, and ensures that all aspects of the project reflect quality standards (Jorgensen, 2008; Zeng, 2007). Process-based quality management processes seek to create continuous improvement based on insights gained in the course of the project. In order to realize effective quality management, the process

must occur during all activities of the project. In this regard, continuous improvement seeks to improve stakeholder satisfaction via the implementation of continuous, incremental enhancements, including non-vital activities. According to Womack, Roos, and Jones, (1990), the application of a continuous improvement process leads to better outcome than a process that evaluates the quality of a system at the end of a phase or the entire project. Continuous process-based models of quality management take minimal efforts because it involves implementing small, but continuous, incremental improvements, which, ultimately, lead to significant levels of quality (Carter, 2003). In order to undertake continuous improvements, it is essential for the project team to have a culture that enables the team to reflect and learn from shortfalls, and apply the lessons to the next phase or cycle of the project management. The advantage is that changes or enhancements are implemented before problems become noticeable to donors or stakeholders.

5. RELATION BETWEEN OWNERS AND BENEFICIARY AND DISCUSSION OF RISKS BETWEEN THEM

The relations between owners and beneficiaries in construction projects serves as pertinent component of emphasis when it comes to risk management. In essence, the extent to which a project is successful or not is strongly influenced by the overall nature of relation between owners and beneficiaries in construction projects. While some projects are characterized by effectual relation between owners and beneficiaries in construction projects, others are associated with relationships that are more or less ineffectual. In line with this aspect, it then follows that the role of relation between owners and beneficiaries in construction projects cannot be ignored in any project. For instance, the quality of communications between the different stakeholders is an integral factor of success as far as a contraction project is concerned. In the absence of such an approach, some pertinent stages or phases of the construction project are not adequately implemented. There is always the dire need for organizations or governments to ensure that they invest in the identification of the best ways in which the framework of relation between owners and beneficiaries in construction projects can be enhanced. This not only applies to the short term but also in the long-term. Additionally, it is also pertinent for the beneficiaries and owners of construction projects to ensure that they are always working towards similar goals. This is due to the fact that such an approach caters for the attainment of success especially when it comes to the actualization of a project. Following is an elucidation of the various issues of emphasis when it comes to the relation between owners and beneficiaries in construction projects.

1. Conflict among Design Team Members.
2. Insufficient Knowledge Among Staff On The Design
3. Ineffectual Communication
4. Lack Of Acceptance By Investors
5. Delays And Difficulties In Obtaining Opinions And Permits
6. Optimistic Assessment Of Employee Workload
7. Incorrect Information From Investor/Unclear Guidelines

6. EVALUATION OF INVESTMENT RISKS IN ROMANIA AND THE MIDDLE EAST

A. Investment Risks In The Middle East- Case Study

Construction project appraisal refers to a methodical process of evaluating the feasibility or viability of a construction project (Furman, 2011). The success or failure of any construction

project is strongly influenced by the emphasis placed on the assessment of viability. In view of this aspect, the construction project appraisal process is an integral component of construction project life cycle development. The mega security surveillance construction project in The Middle East is an expansive undertaking that not only requires intensive planning, but also adequate feasibility evaluation. This aspect necessitates a systematic construction project appraisal process. The appraisal process will play an instrumental role towards the attainment of the various objectives and goals of the mega security construction project. Appraisal is also an essential tool for risk mitigation. All construction projects are characterized by one or more risks; this accentuates the importance of feasibility analysis in the construction project appraisal process. The relevant timelines and appraisal objectives for the construction project have also been specified in this paper.

1. Appraisal Objectives
2. Overview
3. Relevance Analysis (Initial Assessment)
4. Feasibility Assessment
5. Analysis Of External Factors
6. Finalizing The Key Assumptions For Inclusion In The Logical Framework
7. Evaluating The Viability And Completeness Of The Logical Framework
8. Sustainability Analysis

B. Investment Risks In Romania- Case Study

The fundamental basis on which conflict theory is built is the existence of two opposing social groupings, entities or conditions. Mostly, conflict does occur due to existence of social imbalances and thus social inequalities (Rowthorn, 1980). Specifically, the conflict theory emphasizes the use of coercion to bring back social order. Coercion from people in power, as opposed to shared values, is primarily responsible for the masses' conformity to any society. If the have-nots had their way, they would inevitably topple the people in power. In other words, the theory, as it suggests the existence of social imbalances, also suggests that social order must be attained and therefore there must be some sort of use of coercion to defeat a particular opposing party to derive social homogeneity (Oludele, 2014).

This belief is basically based on the works of Karl Marx who believed any society is inherently fragmented into groups that fight for the existing resources (Rowthorn, 1980). According to Karl Marx, most valuable resources are scarce and therefore scramble for the possession of and benefitting from these resources is rather spontaneous. For this reason the resultant Marxism theory suggest that politics must be an added ingredient within the matrix of such a scramble. According to Karl Marx, the society is subdivided into fragments that compete for resources and power. In view of this perspective, social order is strongly driven by coercion and power. People in positions of authority seek to dominate others by advancing their won interests at the expense of the society's wellbeing. In every society, power is in the possession of people with the greatest social, political and economic resources. On the other hand, the have-nots are united in that they have similar interests of fighting domination. Consensus is hence almost universal among the have-nots as they belong to more or less similar fragments in the society. In particular, capitalism, according to Marxism, is the primary cause of social imbalances and

inequalities which in turn breed several opposing human grouping due to the inherent and perceived undeserved social inequalities (Rowthorn, 1980; Oludele, 2014).

The conflict theory claims that social order, as a solution in this case, must come from dominion and power – one of the opposing parties must use power to win, dominate and control social trends while the next part must concede (Oberschall, 1978). Therefore, the powerful must win. This translates to the belief that the portion of the society that manifests the greatest political and economic power must always dominate (Oludele, 2014). Therefore, with capitalism means that the rich continue being rich and the poor must accept the kind of life the rich set. So essentially, the powerful tend to protect their advantageous stature and positions. Being a social issue, social conflict then calls for the making of social institutions that must be used to solve the various imbalances. An Italian scholar Antonio Gramsci suggested that thus gotten solution is a product of cultural hegemony. Cultural hegemony mean the very ability of the powerful to dominate and successfully make acceptable ideas, norms, beliefs and values whether such already exacerbate inequality condition. In other words, it is as though the public readily accepts and condones the existence of the divide between the powerful and the weak politically and economically (Oludele, 2014).

According to conflict theory, conflict is never accidental. It occurs because the people controlling the largest shares of society's resources actively defend their advantages. Therefore, due to the imminent coercion involved, ideally, it is social control that is visible and in place of consensus and social conformity (Dahrendorf, 2006). Depending on the situation on the ground, there are various common individual or community attributes that mainly are of direct focus and which lead to categorization of different conflicts (Oberschall, 1978). These include race, gender and class among other individual or community attributes. Racial segregation, gender bias and class differentiation are the key causes of many struggles in a typical society (Siraj, 2011). Consider a minority race that is being discriminated against when it comes to sharing a particular common resource. Unable to concede shame and the resultant imbalance and inequality (Dahrendorf, 2006), such a group is bound to embark on activism to fight back. If the group is not strong enough, the powerful will obviously dominated and this means coercion takes place (Oberschall, 1978). Similarly, it is common to hear of gender equality campaigns that suggest that the society unjustifiably favours one gender at the expense of the other. At the same time, cases of affirmative action are common and agencies thereof are many.

By concentrating on the negative aspects as the conflict theory does, it tries to trigger social change towards the good. Opposed to functionalism that forms a great agent of status quo, the conflict theory displays elites are the powerful as bad parts of the society that must change for the better. In short, the theory fights the use of coercion by displaying it a socially degrading and unjustifiable (Siraj, 2011). Instead, it is the consensus and mutual agreement that foster equal views and satisfaction thereof among various members of the society. Therefore, similar to Karl Marx view, it is true that things such as capitalism are catalysts for imbalance and inequality in a society, which in turn lead to struggles and conflicts (Dahrendorf, 2006). The inherent use of power and active defending of advantages because of class, social grouping, political power, religion, gender among other factors need to come to a stop. Otherwise, conflict theorists hold the belief that the existence of ever-prevalent struggles and competitions between or among opposing parties lead to a creation of an ever-changing society (Siraj, 2011). What this means is that such a society will never be stable and the conflicts will inevitably persist over different ages. This is why we hear of unending activism and abolitionist campaigns in almost every corner of the world. However, in as much as people may try to fight social conflict, it is almost safe to conclude that differences in the society are inherently dynamic and ever renewing themselves. Therefore, it is the means to solve the conflict that is of importance and focus (Dahrendorf, 2006).

7. THE ISSUES AND CHALLENGES FACING CONSTRUCTION PROJECTS IN THE MIDDLE EAST AS WELL AS ROMANIA

Major Investment Risks Faced in Construction Projects Today, and Strategies for Addressing them. Organizations in the modern world are faced by a myriad of problems. While some challenges are attributed to internal systems of an organization, others are directly linked to the external environment. Identifying such challenges is a crucial aspect of organizational management. Additionally, it is pertinent to ensure that the relevant mechanisms or strategies are implemented in order to respond to these challenges (Carpenter & Bauer, 2010). The absence of such strategies can negatively affect the overall performance of an organization. Conversely, the establishment of effective strategies is associated with strong organizational performance. Although there are numerous challenges faced by organizations today, this analysis zeroes in on four main problems; the global environment, managing change, talent acquisition and retention, and competitive environment in relation to the bottom line. These challenges are evident in most organizations in the 21st Century. Additionally, the analysis provides a comprehensive insight into some of the most effective strategies for addressing the identified challenges.

7.1 Competitive Environment In Relation To the Bottom Line

This challenge revolves around the complex task of keeping an organization in business. Both the profit and non-profit entities must implement adequate mechanisms of generating revenue. While the main goal of non-profit organizations is not to generate income, they would shut down in the absence of adequate funding (Dunphy, 2000). It is essential to emphasize that modern-day organizations are faced with numerous operational costs. Catering for such expenses can be complex especially in the wake of unpredictable trends in the global economy. Many companies have been dissolved on grounds of inadequate financial resources. This underlines the immense challenge of competitive environment in relation to the bottom line.

7.2 Global Environment

The global environment is another critical challenge for today's organizations. This challenge can be assessed from different perspectives that have defined or characterized the global environment in recent decades. Trade sanctions are notable aspects of the global environment. These are mostly imposed on countries that do not adhere to international conventions or perpetrate acts of human rights violation (Drucker, 2013). These sanctions have negative implications on the performance of organizations in the affected countries.

A notable challenge associated with sanctions is the decline of donor funding. This undermines the ability of non-profit organizations to mobilize funds from potential donors. Apart from sanctions, extensive regulations are also notable elements of the modern global environment. For instance, the British government recently banned all imports of miraa into the country. This has severely affected thousands of farmers who were dependent on selling this crop for income. The crude oil market is also associated with numerous regulations (Bills, 2010). This is mostly influenced by trading blocks for oil producing nations. These regulations impede the functionality of organizations directly or indirectly.

Advancements in the technology are also notable aspects of the global environment. Such advancements pose challenges because of the high costs of acquisition. Additionally, training employees on how to use new technologies is costly. From another perspective, the cost of production for many goods has skyrocketed in recent years. This is attributed to inflation, scarcity of raw materials, and market forces among others. Higher costs of production are associated with more organizational expenditures. It has also been increasingly difficult for

organizations to access loans from banks and other financial institutions (Carpenter & Bauer, 2010). The global environment is characterized by high interest rate, and this undermines the ease with which organizations access loans.

8. THE VARIOUS STRATEGIES USED IN ADDRESSING THE CHALLENGES IN MIDDLE EAST AND ROMANIA

Several strategies can be used by organizations to address the challenge of the bottom line. Continuous innovation is an outstanding platform for enhancing the capacity of organizations to cope with this challenge. In essence, innovation focuses on the development of new approaches or products in an organization's line of interest. Organizations must harness the immense potential for innovation among young employees. They are vibrant and highly creative (Efron & Goldsmith, 2003). These are key ingredients of organizational innovation. Extensive research has also been proven as a useful platform for boosting the standards of continuous innovation in an organization. Apart from innovation, sustained business development is another helpful strategy for addressing the bottom line challenge. Continuous business development involves expansion and diversification of organizational ventures. This is vital in terms of creating new avenues for income generation. Strategic positioning is the third strategy for handling the bottom line challenge (Drucker, 2012). This strategy focuses on boosting an organization's level of competitiveness in any sector. Integration of technology into an organization's framework of operations can play an excellent part in strategic positioning. The minimization of expenditures is another helpful strategy as pertains to the bottom line challenge.

Both the non-profit and profit-based entities must implement adequate mechanisms of cost reduction. This ensures that the available funds are utilized efficiently. Organizations must also focus on the improvement of products and quality. This is an excellent strategy of enhancing competitiveness (McAuley & Johnson, 2007). Apart from competitiveness, the improvement of products can greatly enhance an organization's image within the targeted groups and the public domain at large.

The second strategy for change management is learning. Organizational culture is a massive contributor towards change. All employees must be enlightened on the necessity of change to the organization and also at a personal level. This can also be achieved in terms of sharing information on change management across the entire workforce (Paton & McCalman, 2008). While some elements of change are highly unpredictable, organizations must have flexible mechanisms for adopting change (Hufner & Metzger, 2000). This implies that they must be ready to accept change. For instance, computer technology is characterized by rapid rates of innovation. Responding to such change is easy when an organization has flexible systems.

Change management is an essential tool for addressing the various challenges associated with the global environment. Organizations must adjust in line with the numerous factors affecting global economic trends. The challenge of difficulty in accessing credit can be mitigated through the use of internal systems of revenue generation. Organizations can expand their range of services and products in order to reduce dependence on loans (Todnem & McLeod, 2012). The challenges of the modern global environment can also be addressed in terms of recruiting a dynamic workforce. In essence, these are employees with hands-on skills and immense potential for innovative development (Bills, 2010). Such a workforce can greatly adjust an organization as the global environment evolves.

The analysis identifies the four main challenges for organizations in the 21st Century as change management, competitive environment in relation to the bottom line, the global environment, and talent acquisition and retention. These challenges affect most organizations either directly or

indirectly. In order to address them, it is essential to establish the potential causes of each challenge. For instance, organizational change is hampered by negative attitudes within the workforce, minimal emphasis on research, and inadequate training of employees among others. The analysis has also suggested different strategies for responding to the four challenges. The implementation of these strategies can immensely enhance the capacity of organizations to cope with different problems.

9. RESULT & DISCUSSION

9.1 Importance of Investment Risk Analysis in Construction Projects

Project design refers to a methodical and concerted identification of issues and alternatives, and the formulation of mechanisms of evaluating project outcomes (Morris & Pinto, 2010). This facilitates for the augmentation of elementary and protractible change in the targeted demographics or institutions. In essence, project design is characterized by five main components; resources, actions, outputs, results, and impacts. In contrast, implementation involves the actualization of the various elements formulated during the project design phase. Successful implementation of development projects is strongly based on design (Kerzner, 2004). Fundamentally, an effective framework of project design provides an excellent platform for the implementation of development projects. On the other hand, ambiguous designs will inevitably undermine the entire process of implementation. This analysis narrows down on the relationship between project design and the successful implementation of development projects. The various approaches or mechanisms of project design will be linked to the outcomes of development projects.

9.2 Project Design-Broad Overview

Project design is largely aimed at the prioritization of issues and alternatives to be tackled through development projects (Kliem, 2007). In essence, prioritization ensures that the project is geared towards addressing the most pressing needs as opposed to issues that are of less concern. Additionally, prioritisation plays a prominent role towards averting the potential wastage of resources.

The available resources must be used or allocated in a way that optimizes outcomes (Ireland, 2006). Project design also focuses on the establishment of the specific objectives and goals of development projects. Goals and objectives are vital in terms of formulating a roadmap for handling the identified problems. Additionally, the framework of project design ensures that goals and objectives are connected to the anticipated impacts. The framework of solutions for the identified problems must be interlined to the resources, actions, outputs, results, and impacts. Each of the five components of project design is massively critical towards the implementation process (Charvat, 2003). For instance, resources focus on the relevant inputs of the entire development project.

Actions accentuate on the pertinent activities that comprise the project, and results refer to the anticipated effects. The final phase of project design zeroes in on a comprehensive evaluation of project outcomes. The framework of assessment may involve qualitative or quantitative evaluation. This depends on the nature of development projects. In some instances, mixed methods of analysis can also be deployed within the project design phase of assessment (Chaput, 2011). Evaluation is a pertinent aspect of project design in that it helps in identifying whether a development project was a success or failure. Additionally, assessment acts as a useful platform for improving the project or implementing similar development projects in the future. There are various approaches to project design. Stakeholder analysis is among the most widely-deployed mechanisms of project design (Heldman, 2011). It facilitates for the identification of important

stakeholders of a development project. Additionally, this approach also focuses on the evaluation of connections between the identified stakeholders.

Another outstanding framework of project design is the project design handbook. This is a comprehensive approach that helps in the assessment of challenges, alternatives for addressing them, objectives, and mechanisms for assessing outcomes. This framework is strongly related to other systems of project design like stakeholder and gender analysis (Msoroka, 2012). On the other hand, the framework of gender analysis is vital when an analysis and integration of gender issues is an element of the development project.

The social assessment method serves as another framework for project design. This approach is used to enhance the integration of social information into a development project while also bolstering the participation of stakeholders. In view of this aspect, the social assessment method is related to stakeholder analysis, gender analysis, and the project design handbook frameworks (Schmidt, 2009). The other framework of project design involves the inclusion of livelihood security and human rights. This framework ensures that the entire development project considers the various components of human rights and livelihood security. This approach is strongly interlined to other approaches of project design and also impact monitoring and evaluation.

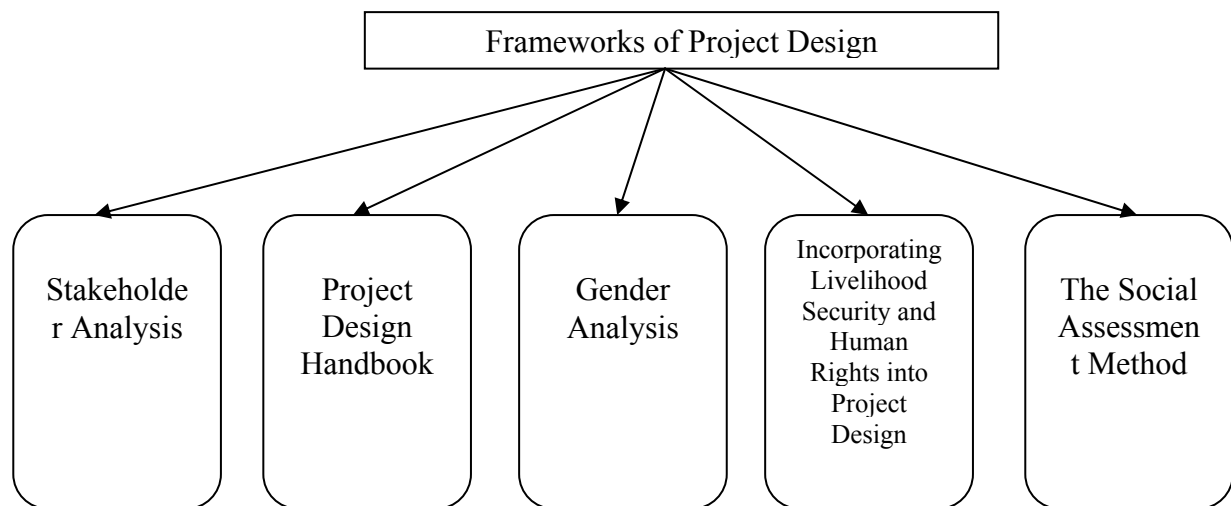


Fig.4 A diagrammatic representation of the five main frameworks of project design for development projects.

9.3 Implications of Project Design on Successful Implementation of Development Projects

The success or failure of development projects is heavily dependent on project design. The approach or framework used in project design has extensive implications on the entire implementation process (Thomas, 2011). Prior to the implementation of any development project, it is essential to evaluate the causal-effect relationships. Causal-effect relationships encompass the link between actions and results. While the results of a development project are influenced by all the components of project design, actions are strongly significant. The causal-effect relationships provide an excellent platform for determining or choosing the best framework of project design. From another perspective, the effects of project design must be aligned to the various goals and specific objectives of a development project. This caters for consistency and ensures that the outcomes are sustainable. Some frameworks of project design might yield excellent results in the short-term but unsustainable in the long-term. This consideration must be integrated into the process of formulating the project design. Strong emphasis on each of the five elements of project design has been shown to enhance the implementation process (Kloppenborg, 2011). Overemphasis of some elements at the expense of others can easily hamper the implementation of any development project. For instance, the

vagueness of project goals can undermine implementation even when adequate resources are available (Hobbs, 2009). Similarly, ineffectual actions can hamper the implementation process even when goals and objectives are clear and measurable. This section seeks to demystify the specific ways in which project design contributes towards the successful (or lack of thereof) implementation of development projects.

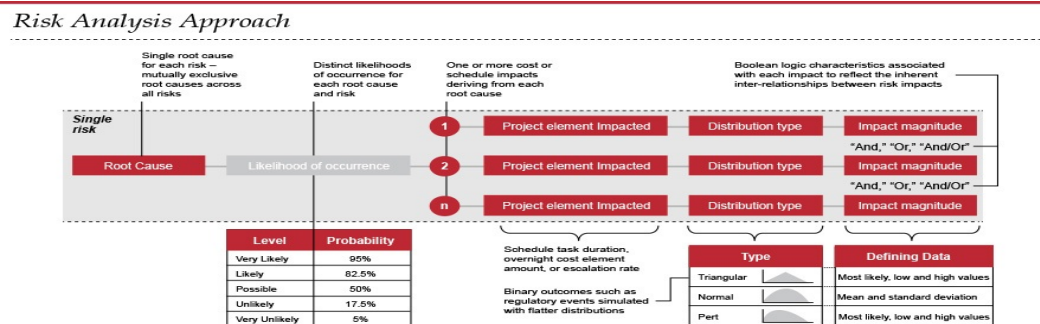


Fig.5 Risk analysis approaches

Identified Risks	Consequences	Potential Responses
Existing structures may be inadequate to support new improvement	Additional construction time and cost	Engage experienced consultants
Unanticipated adverse ground conditions	Additional construction time and cost	Conduct thorough soil investigations
Bid price higher than budget allowance	Schedule delay and cost increase	Discuss with the client and consider scope reduction

Fig.6 Risks and strategies for construction projects

10. THE PDCA MODEL OF PROCESS-BASED PROJECT QUALITY MANAGEMENT

The PDCA is an accepted operating process-based model of quality management that originated from the works of Shewart and Deming (Sokovic, 2009). The model is an effective method as it analyzes the current or prevailing conditions and methods in the provision of services or products to stakeholders. The goal of PDCA is to ensure that excellence is existent or demonstrated in every component of the process of project implementation. The model also assists to determine whether the steps employed to provide the service or product is appropriate or relevant to the time and conditions. The PDCA cycle is a four-step process-based model of quality improvement that denotes plan, do, check, and adapt. In other words, the PDCA Cycle consists of four principal processes or phases, i.e. quality definition, quality assurance, quality control, and quality improvements (Figure 2). The PDCA cycle is a never-ending cycle that is repeated throughout the project lifetime, with the goal of enhancing internal efficiency. The model is sometimes referred to as the Shewart-Deming Cycle. The reason is that the model originated from Stewart and was applied by Deming to quality management practices.

11. CONCLUSIONS

Models of project financing are vital in understanding capital structure. From the knowledge of the various theories, it is possible to understand the reason financing can be a marketing problem for projects. In other words, the models outline the reasons financial managers ought to consider when determining the financial strategy to be adopted for a project, Evidence show that financing decisions are vital and influenced by several factors. The financial strategy adopted for

a project should complement the investment strategy, taking into consideration the business risk, asset characteristics, tax position, maintenance of the capacity for research borrowing, and other factors such as the political and inflation risk. Process-based Quality management-based on the PDCA cycle mandates a degree of detail in implanting every step of the process. For example, planning may include an investigation of the quality of raw materials used in a project or production process, the assembly, and process applied to inspection. Checking may include obtaining feedback from beneficiaries or conducting surveys to determine if the needs of beneficiaries are being met and the reasons, if otherwise. The acting phase could imply a total revision of the project delivery process to address technical flaws. The goal of the PDCA model is to exceed the expectations of stakeholders through a measurable and accountable process.

REFERENCES

- [1] Allen, F. & Morris, S. (2010). Game Theory Models in Finance. Retrieved from <https://www.princeton.edu>
- [2] Berkun, S. (2005). *The art of construction project management*, Sebastopol, CA: O'Reilly Publications
- [3] Bills, D. (2010). *Hybrid organizations and the third sector*. New York, NY: Palgrave McMillan
- [4] Carter, N. (2003). Auditing the ISO 19011 Way. London: British Standard Institution
- [5] Cameron, E. & Green, M. (2012). *Making sense of change management*. London: Kogan Page
- [6] Carpenter, M. A. & Bauer, T. (2010). *Principles of management*. New Delhi: Global India Publications
- [7] Dahrendorf, R. (2006). *Conflict and Critical Theories*. Available on: http://www.pineforge.com/upm-data/13636_Chapter7.pdf. [Accessed on 7th December 2014].
- [8] Drucker, P. (2012). *Management challenges for the 21st Century*. New York, NY: Taylor & Francis
- [9] Drucker, P. (2013). *Managing for the future*. New York, NY: Taylor & Francis
- [10] Dunphy, D. C. (2000). *Sustainability: The corporate challenge of the 21st Century*. NSW: Allen & Unwin
- [11] Effron, M. & Goldsmith, M. (2003). *Human resources in the 21st Century*, Hoboken, NJ: John Wiley & Sons
- [12] Heldman, K. (2011). *Project management jumpstart*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons
- [13] Hobbs, P. (2009). *Project management*. London: Dorling Kindersley Limited
- [14] Hufner, K. & Metzger, M. (2000). *Challenges for international organizations in the 21st Century*, New York, NY: Palgrave McMillan
- [15] Johns, C. (2002). *Organizational challenges: Time for a change?* Ontario: Ryerson University Press
- [16] Jorgensen, T. (2008). Towards more sustainable management systems. *Journal of Cleaner Production*, 16: 1071-81
- [17] McAuley, J. & Johnson, P. (2007). *Organizational theory: Challenges and perspectives*. New York, NY: Prentice Hall
- [18] Nicolae P. & Radwan A. (2013). MANAGEMENTUL INTEGRAT AL RISCURILOR ÎN INVESTIȚII SI CONSTRUCTII. Retrieved from <https://www.matrixrom.ro>
- [19] Nicolae P. & Nafees A. Memon (2011). Construction Management. Retrieved from <https://www.matrixrom.ro>
- [20] Nelson, D. L. & Quick, J. C. (2006). *Organizational behaviour*, Mason, OH: South- Western
- [21] Oakes, K. & Galagan, P. (2011). *The executive guide to integrated talent management*. Danvers, MA: ASTD Publications
- [22] Oberschall, A. (1978). Theories of social conflict. *Annual review of sociology*, 291-315.
- [23] Oludele, A. A. (2014). Determinants of Industrial Relations in Organisation: A Proactive Approach. *Journal of Economics and Sustainable Development*, 5(9), 1-7.
- [24] Paton, R. A. & McCalman, J. (2008). *Change management: A guide to effective implementation*. Thousand Oaks, CA: SAGE
- [25] Phillips, J. J. & Edwards, L. (2008). *Managing talent retention*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons
- [26] Rowthorn, B. (1980). *Capitalism, conflict and inflation*. London: Lawrence & Wishart.
- [27] Siraj, U. D. (2011). An investigation of conflict management in public and private sector universities. *African Journal of Business Management*, 5(16), 6981-6990.
- [28] Sokovic, M. et al. (2009). Basic Tool in Continuous Improvement Process. *Journal of Mechanical Engineering*, 55(2009): 1-9
- [29] Todnem, R. & Macleod, C. (2012). *Managing organizational change in public services*. London: Routledge
- [30] Womack, J., Roos, D., & Jones, D. (1990). *The machine that changed the world*. New York, NY: Rawson Associates
- [31] Zeng, S. et al. (2007). A synergetic model for implementing an integrated system. *Journal of Cleaner Production*, N15: 1760-67