



UNIVERSITATEA TEHNICĂ "GHEORGHE ASACHI" DIN IAȘI
Facultatea de Construcții și Instalații
Școala Doctorală

Al VII-lea simpozion național **Creații universitare**

Cercetări științifice interdisciplinare în Inginerie Civilă
2013



08 iunie 2013, Facultatea de Construcții și Instalații, 0.1R,
ora 10.00

Programarea optimă a pompelor prin utilizarea algoritmilor evolutivi multiobiectiv

Alexandrescu Simona Adina¹, Mănescu Andreea²,

^{1r} doctorand, Facultatea de Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria Mediului Iasi,
email: alexandrescuadina@gmail.com

^{2r} doctorand, Facultatea de Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria Mediului,
email: manescuandreea_85@yahoo.com

Rezumat

Una dintre cele mai eficiente metode de reducere a costurilor de exploatare este programarea funcționării pompelor. Această lucrare își propune să analizeze posibilitățile și limitele utilizării algoritmului evolutiv multiobiectiv SPEA2 implementat în Matlab pentru programarea pompelor. Analiza a fost efectuată pe stația de pompare Păcurari din cadrul sistemului regional de alimentare cu apă a județului Iași. Pentru aceasta au fost modelate în EPANET aducțiunile Timișești Iași, stația de pompare Păcurari și cele două rezervoare de la stația Aurora. Rezultatele obținute prin programarea pompelor cu algoritmi evolutivi multiobiectivi au fost comparate cu cele obținute în cazul programării pompelor în funcție de nivelul apei din rezervoarele de refulare.

Cuvinte cheie: algoritmi evolutivi, minimizarea costurilor de exploatare, programarea pompelor, sistem de alimentare cu apă

1. INTRODUCERE

Costurile generate de exploatarea și întreținerea pompelor pot ajunge chiar până la 90 % din costul total de exploatare a unui sistem de alimentare cu apă (Lopez și colab., 2005). Aceste costuri pot fi împărțite în costurile energiei electrice consumate de pompe și costurile de întreținere/reparație. Una dintre cele mai eficiente metode pentru reducerea acestora este programarea funcționării pompelor. Aceasta poate să impună funcționarea pompelor în perioadele în care tariful energiei electrice este mai mic, pomparea apei atunci când nivelul apei din rezervoare este mai redus și combinarea funcționării mai multor pompe într-un mod eficient (Lopez și colab., 2011). Costurile de întreținere/reparație nu pot fi calculate cu precizie, însă se pot utiliza diferite metode de estimare a acestora. Cea mai folosită dintre acestea este minimizarea numărului total de schimbări ale stării pompelor. Acest lucru este necesar deoarece un număr ridicat al schimbărilor de stare generează atât uzura și distrugerea pompelor, cât și apariția șocului hidraulic,

ce vor conduce în timp la costuri ridicate de întreținere/reparație a elementelor afectate. Lansey și Awumah, (1994) definesc schimbarea stării pompei ca fiind acțiunea de a porni o pompă ce nu funcționa în intervalul precedent de timp, însă în prezenta lucrare expresia va fi utilizată și pentru a semnala schimbarea stării pompelor de la pornit la oprit. Multe lucrări au drept obiectiv principal minimizarea costului energiei electrice și consideră numărul schimbărilor de stare a pompelor drept constrângere a problemei (Lansey și Awumah, 1994; Lopez-Ibanez și colab., 2008).

2. METODOLOGIA CERCETĂRII

2.1. Descrierea algoritmului SPEA2

Algoritmul SPEA2 a fost elaborat de către (Zitzler și colab, 2001), și va fi descris în cele ce urmează. Acest algoritm este foarte util în multe domenii din inginerie deoarece poate funcționa cu mai multe funcții obiectiv odată și poate lucra cu restricții conflictuale.

Date de intrare necesare sunt: numărul maxim de indivizi din populație, N , numărul maxim de indivizi din arhivă, $\bar{N}$, numărul maxim de generații, T . Datele de ieșire constau în mulțimea indivizilor nedominați, A . Algoritmul parcurge următorii pași principali (Zitzler și colab, 2001):

Pasul 1: Inițializarea populației. Se generează o populație inițială, P_0 , cu un număr de indivizi, N_0 , mai mic decât N și se creează arhiva vidă $\bar{P}_0$. Se pornește de la generația $t = 0$.

Pasul 2: Evaluarea. Se calculează valoarea funcției de adecvare („fitness”) a fiecărui individ din P_t (populația la generația t) și din $\bar{P}_t$ (arhiva la generația t).

Fiecărui individ i din arhiva $\bar{P}_t$ și din populația P_t îi este atribuită o valoare de forță $S(i)$, ce reprezintă numărul soluțiilor pe care le domină. Deci valoarea puterii lui i va fi cu atât mai mare cu cât acest individ va domina mai mulți alți indivizi. Apoi se calculează pentru fiecare individ i din populație și din arhivă funcția de adecvare brută $R(i)$. Funcția de adecvare brută a individului i este egală cu suma puterilor indivizilor care domină mai mulți indivizi decât individul i (ec. 4). Astfel că $R(i)$ va fi cu atât mai mare cu cât individul i este dominat de mai mulți indivizi.

$$\text{daca } S(i) < S(j) \Rightarrow R(i) = \sum_{j \in P_t + \bar{P}_t} S(j) \quad (4)$$

Pentru a face diferența între indivizii care au aceleași valori ale funcțiilor de adecvare brute s-a introdus informația despre densitate. Astfel că pentru fiecare individ se calculează distanțele în spațiul obiectivului față de toți indivizii din arhivă și din populație, apoi acestea se sortează într-o listă. După sortarea listei în ordine crescătoare celui de-al k -ulea element din listă îi corespunde o distanță marcată prin σ_i^k . De obicei k se calculează cu relația:

$$k = \sqrt{N + \bar{N}} \quad (5)$$

Valoarea lui σ_i^k se calculează ca fiind distanța euclidiană dintre individul i și individul al k -lea, cu relația:

$$\sigma_i^k = \|i, e + [k] - 1\| \quad (6)$$

unde,

e este numărul indivizilor identici, deci pentru care distanța euclidiană este nulă;

$[k]$ este partea întreagă a lui k ;

-1 este necesar pentru a nu se depăși numărul maxim de indivizi.

Apoi densitatea unui individ se calculează cu relația:

$$D(i) = \frac{1}{\sigma_i^{k+2}} \quad (7)$$

Se calculează valoarea funcției de adecvare ca fiind suma dintre valoarea funcției de adecvare brute și densitatea corespunzătoare individului:

$$F(i) = R(i) + D(i) \quad (8)$$

Pasul 3. Selecția ambientală. Se copiază toți indivizii nedominați în sens Pareto din P_t și din $\bar{P}_t$ în $\bar{P}_{t+1}$ (arhiva generației următoare). Dacă dimensiunea arhivei $\bar{P}_{t+1}$ depășește $\bar{N}$, se reduce $\bar{P}_{t+1}$ prin operatorul de trunchiere, iar dacă dimensiunea arhivei $\bar{P}_{t+1}$ este mai mică decât $\bar{N}$, atunci se umple $\bar{P}_{t+1}$ cu indivizi dominați din P_t și din $\bar{P}_t$.

Pasul 4. Terminare. Dacă $t \geq T$ sau numărul actualizat al indivizilor din $P_t \geq N$, atunci stabilește mulțimea indivizilor nedominați ca fiind compusă din indivizii nedominați din $\bar{P}_{t+1}$. Stop.

Pasul 5. Selecția pentru încrucișare. Se realizează selecția indivizilor din arhivă prin metoda turnirului binar, și se fac înlocuirile în $\bar{P}_{t+1}$ pentru a umple piscina de încrucișare.

Pasul 6. Variere. Se aplică operatori de mutație și recombinare indivizilor din piscina de încrucișare și se populează P_{t+1} cu indivizii rezultați. Se incrementează contorul generațiilor ($t=t+1$) și se reia algoritmul de la pasul 2.

2.2. Constrângerile unei probleme de programare a pompelor

Constrângerile folosite în realizarea unui orar de funcționare a pompelor pot fi de două tipuri: constrângeri hidraulice numite și constrângeri de sistem și constrângeri de contur (constrângeri limită). Constrângerile hidraulice definesc starea de echilibru hidraulic a sistemului, exprimat matematic prin ecuațiile conservării masei în toate nodurile și ecuațiile conservării energiei pe inelele rețelei. Constrângerile de contur sunt criterii de performanță a sistemului, cum ar fi presiunile din noduri, debitele sau vitezele din conducte și nivelurile apei din rezervoare. Constrângerile privind nivelul apei din rezervor stabilesc limitele

minime și maxime ale nivelului apei și echilibrul dintre volumul de apă ce intră și ce iese din rezervor. Aceste niveluri pot fi constrângeri explicite ale problemei sau pot fi utilizate implicit de un simulator hidraulic. Echilibrul dintre apa ce alimentează rezervorul și cea care este distribuită către consumatori se realizează dacă nivelul apei la începutul programului este identic (sau apropiat) cu cel de la sfârșit. Această constrângere permite utilizatorilor să aplice programe asemănătoare de funcționare a pompelor și următoarelor perioade de timp, presupunând că cerințele consumatorilor și situația rețelei sunt similare în perioade consecutive (Lopez-Ibanez și colab., 2011). Constrângerea privind nivelurile apei din rezervoare poate fi formulată utilizând următorii termeni. Deficitul de volum (ΔV_r) reprezintă diferența în procente dintre volumul inițial ($V_{I,r}$) și volumul final ($V_{S,r}$) al apei din rezervor (ec. 1). Toleranța deficitului de volum (V_{adm}) este deficitul de volum admisibil (ec. 2), astfel încât doar valorile deficitului de volum mai mari decât această toleranță sunt considerate în calculul deficitului total de volum (ΔV) a unui anumit program de funcționare a pompelor (3). Acesta din urmă trebuie să fie egală cu zero pentru ca soluția obținută să fie fezabilă (Lopez-Ibanez și colab, 2011).

$$\Delta V_r = \frac{V_{I,r} - V_{S,r}}{V_{I,r}} \cdot 100 \quad (\%) \quad (1)$$

$$\Delta V_r' = \begin{cases} \Delta V_r & \text{daca } \Delta V_r > \Delta V_{adm} \\ 0 & \text{in caz contrar} \end{cases} \quad (2)$$

$$\Delta V = \sum_{r=1}^{N_r} \Delta V_r' = 0 \quad (3)$$

unde,

N_r este numărul rezervoarelor din rețea.

2.3. Implementarea algoritmului SPEA2 în Matlab

Plecând de la metodele și concluziile prezentate de Lopez-Ibanez și colab. (2005) s-a realizat un program în mediul de programare Matlab care să caute un orar de funcționare a tuturor pompelor din sistemul de alimentare cu apă analizat, astfel încât costul de exploatare să fie cât mai aproape de minimul global. S-a ales acest mediu de programare deoarece este unul dintre cele mai cunoscute și accesibile utilizatorilor ce își desfășoară activitatea în mediul universitar, în proiectarea și exploatarea sistemelor de alimentare cu apă.

Variabilele de decizie sunt stările pompelor – 1 = pornit, 0 = oprit – corespunzătoare fiecărui pas de timp. Un individ este compus dintr-un număr de $tdurata/tpas$ variabile de decizie, unde $tdurata$ reprezintă perioada totală de simulare exprimată în ore (ex. 24 ore), iar $tpas$ este pasul de timp aferent simulării hidraulice exprimat în ore (ex. 1 oră).

Inițializarea populației se face aleatoriu, deoarece s-a constatat că acest tip furnizează cele mai bune rezultate. Arhiva reține cei mai buni indivizi din populația

curentă și din arhiva generației precedente. Dimensiunea ei are o valoare cel mult egală cu dimensiunea populației inițiale, spre deosebire de lucrarea luată drept reper unde arhiva nu urmează algoritmul standard, ci păstrează cei mai buni indivizi din fiecare generație până la sfârșitul execuției algoritmului. Avantajele abordării alese sunt: un timp mai scurt de execuție a programului, posibilitatea găsirii unor indivizi mai buni. Funcția fitness se calculează după metoda prezentată în (Zitzler și colab., 2001) și în (Lopez-Ibanez și colab., 2005). Selecția părinților se face prin metoda turnirului, iar doi părinți fac doi copii. Încrucișarea se face prin recombinare uniformă. Mutația indivizilor din populație este realizată prin adăugarea unor valori aleatoare unor indivizi aleatori și prin adăugarea unor elemente aleatoare ale indivizilor din arhivă indivizilor din populație. Cele două funcții obiectiv, costul energiei electrice și numărul schimbărilor de stare, au ponderi egale. Pentru a sorta soluțiile generate s-a aplicat metoda prezentată de Deb și Jain (2003) și utilizată în Lopez-Ibanez și colab., 2005. Constrângerile sunt: nivelul rezervorului de la începutul simulării trebuie să fie egal cu cel de la sfârșit, iar presiunea în nodurile de consum să fie mai mare strict decât zero. Aceste constrângeri sunt verificate de simulatorul hidraulic EPANET.

Programul realizat în Matlab este alcătuit din patru funcții. Codul pentru algoritmul SPEA2 este scris în funcția *SPEA2.m*. Funcția Matlab *F1.m* extrage din EPANET costul energiei electrice corespunzător unei soluții generate de algoritmul SPEA2. Funcția *F2.m* extrage din EPANET numărul schimbărilor de stare și testează dacă sunt respectate constrângerile. Funcțiile *F1.m* și *F2.m* se apelează în funcția *SPEA2.m* pentru a calcula funcția de adecvare a indivizilor generați. Funcția principală, *EPANET_SPEA.m*, este folosită pentru a citi datele din fișierul *inp* și pentru a apela funcția *SPEA2.m*.

Figura 1 este o schemă ce rezumă principalele elemente care alcătuiesc programul pentru determinarea orarului „aproape optim” de funcționare a pompelor.

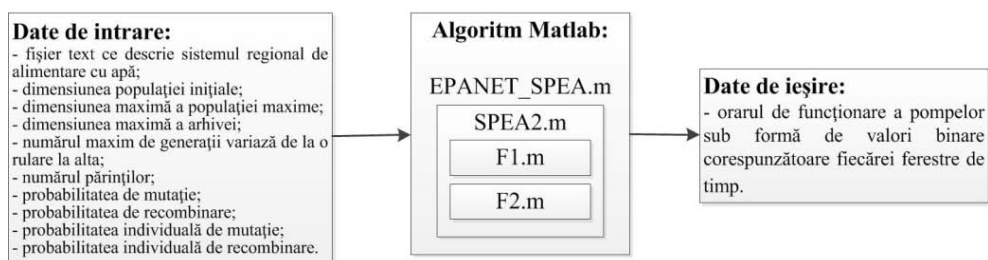


Fig. 1. Principalele elemente ale algoritmului de determinare a orarului „aproape optim” de funcționare a pompelor

2.4. Optimizarea funcționării pompelor din stația Păcurari Iași

Algoritmul evolutiv de optimizare multi-criterială SPEA2 a fost aplicat pentru programarea optimă a celor 5 pompe din stația Păcurari a orașului Iași. Aducțiunile

Timișești – Iași, cele 2 stații de pompare de la Păcurari și rezervoarele Aurora au fost modelate în programul de simulare hidraulică EPANET. Figura 2 prezintă complexul de pompare Păcurari și rezervoarele de refulare din stația Aurora.



Fig. 2. Complexul Păcurari și rezervoarele Aurora

Figura 3 arată modul în care a fost modelat în EPANET complexul Păcurari. Pentru a reduce timpul de execuție a programului realizat în Matlab, s-au eliminat vanele. Pompele au fost modelate prin introducerea valorilor (debitul și sarcina) punctului de funcționare. Eficiența tuturor pompelor a fost setată la valoarea de 71 %.

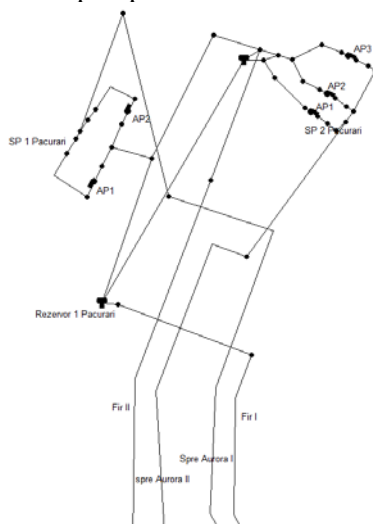


Fig. 3. Complexul Păcurari

Pentru a face posibil calculul prețului energiei electrice consumate de pompe, s-a introdus tariful energiei electrice așa cum se prezintă în continuare: între orele 0-5 energia electrică costă 0,1322 lei/kWh, la ora 6, între orele 10-16 și 22-24 tariful energiei electrice este de 0,1587 lei/kWh, iar în perioada 7-9 și 17-21 tariful este de 0,3303 lei/kWh.

Variabilele de decizie sunt stările pompei, 1 pentru pornit și 0 pentru oprit, corespunzătoare unei anumite perioade de timp. Această perioadă de timp este impusă de utilizator. În cazul de față s-a optat pentru o simulare de o zi împărțită în

perioade de timp de o oră. Întreg complexul de pompare a apei considerat conține 5 agregate de pompare. Având în vedere că fiecărei pompe îi corespund 24 de variabile de decizie, înseamnă că problema va avea un număr total al orarelor posibile de funcționare a pompelor egal cu $2^{24 \times 5}$. Dintre acestea doar o parte respectă condițiile ca presiunea din nodurile de consum să fie pozitivă, simulatorul hidraulic să nu genereze erori, iar deficitul total de volum să fie egal cu zero (periodicitate). Sistemul modelat în EPANET are două noduri de consum: nCons1 cu o cerință de 300 l/s și nCons2 cu cerința de 1300 l/s.

Programul de căutare a orarului „aproape optim” de funcționare a pompelor a fost executat de 13 ori. Datele de intrare utilizate sunt: dimensiunea populației inițiale: 100, dimensiunea maximă a populației maxime: 200, dimensiunea maximă a arhivei: 10, numărul maxim de generații variază de la o rulare la alta, numărul părinților: 20, probabilitatea de mutație: 0,45, probabilitatea de recombinare: 0,36.

3. REZULTATE CANTITATIVE, CALITATIVE ȘI INTERPRETĂRI

Programul a fost rulat de 27 de ori. În tabelul 3 sunt trecute rezultatele obținute. Dintre toate soluțiile furnizate de program, doar 5 erau fezabile în sensul respectării condiției de periodicitate.

Tabel 3. Rezultatul programului SPEA2 aplicat complexului Păcurari

Nr. rulare	Preț consum (RON)	Numărul schimbărilor de stare	Încălcarea condiției de presiune	Erori EPANET	Deficitul total de volum
1	5666	70	0	0	22
2	5795	59	0	0	22
3	6363	62	0	0	14
4	5662	54	0	0	99
5	5511	57	0	0	43
6	5570	60	0	0	60
7	5357	57	0	0	46
8	5357	57	0	0	46
9	5744	61	0	0	60
10	6017	56	0	0	2
11	5777	58	0	0	-30
12	6146	68	0	0	1
13	5589	57	0	0	1
14	5605	56	0	0	0
15	5533	54	0	0	3
16	5565	55	0	0	-2
17	5489	54	0	0	0
18	5428	56	0	0	-7

Nr. rulare	Preț consum (RON)	Numărul schimbărilor de stare	Încălcarea condiției de presiune	Erori EPANET	Deficitul total de volum
19	5489	54	0	0	0
20	5421	55	0	0	0
21	5420	54	0	0	1
22	5404	54	0	0	-1
23	5403	54	0	0	0
24	5276	55	0	0	-1
25	5253	55	0	0	-1
26	5118	53	0	0	-1
27	5118	54	0	0	0

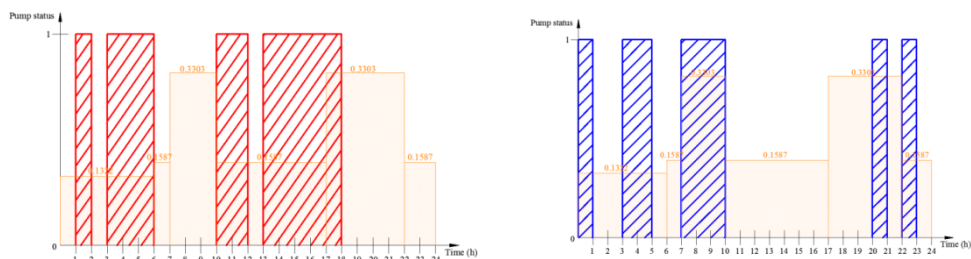
În figura 4 este ilustrat raportul de energie rezultat în urma simulării cu programul numărul 27 a tabelului 3.

Energy Report						
Table Chart						
Pump	Percent Utilization	Average Efficiency	Kw-hr /m3	Average Kwatts	Peak Kwatts	Cost /day
pumpPac1-1	45.83	71.00	0.25	326.92	329.08	658.06
pumpPac1-2	33.33	71.00	0.25	325.83	329.11	557.30
pumpPac2-3	45.83	71.00	0.22	684.20	710.25	1206.78
pumpPac2-2	45.83	71.00	0.21	675.36	710.25	1200.52
pumpPac2-1	50.00	71.00	0.22	695.84	710.26	1495.80
Total Cost						5118.45

Fig. 4. Raportul de energiei furnizat de EPANET

Se observă că EPANET a generat un cost al energiei electrice egal cu cel obținut din programul SPEA2, deci rezultatul este realist.

Figura 5 prezintă orele de funcționare a pompelor în configurația ce a generat costul de exploatare cel mai redus, cea a soluției cu numărul 29. În fundalul imaginii este ilustrată variația în timpul unei zile a tarifului energiei electrice.



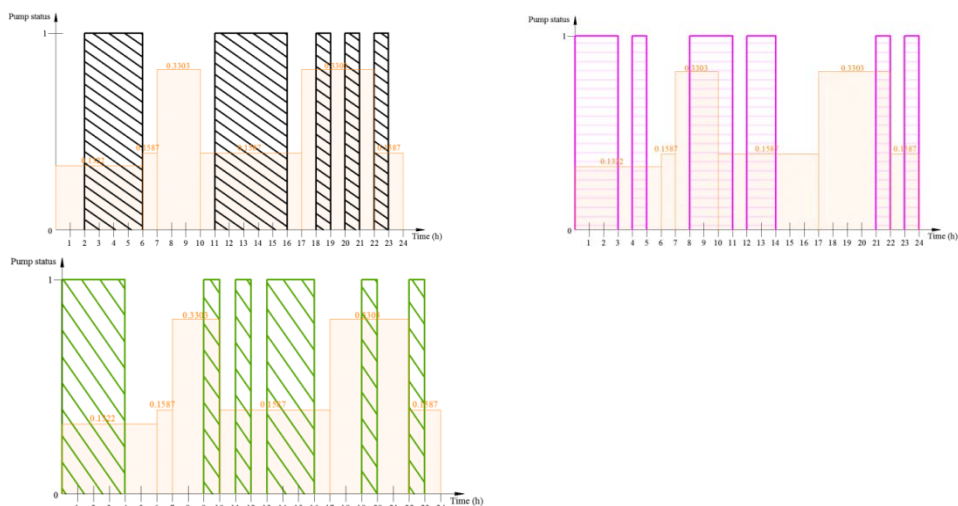


Fig 5. Orarele de funcționare a pompelor: roșu - pumpPac1-1, albastru - pumpPac1-2, negru – pumpPac2-1, magenta – pumpPac2-2, verde – pumpPac2-3

Așa cum se poate observa în figura 5 algoritmul SPEA2 a forțat pompele să funcționeze pe cât posibil în afara perioadelor în care tariful energiei electrice este maxim.

Pentru a estima cât de bune sunt rezultatele obținute, am utilizat programul EPANET pentru a simula cum funcționează sistemul regional de alimentare cu apă atunci când pompele sunt controlate de nivelul apei din rezervoarele pe care le alimentează. Astfel că s-au comparat costurile generate de funcționarea pompelor controlate de nivelul apei din rezervoare cu cele generate de funcționarea pompelor după cel mai bun orar furnizat de algoritmul SPEA2. Pentru a realiza acest lucru, pompele *pompPac1-1* și *pompPac1-2* pornesc atunci când nivelul apei din rezervorul *Aurora1* este mai mic de 3 m, și se opresc atunci când acest nivel este mai mare de 4 m. Pompele *pompPac2-1*, *pompPac2-2*, *pompPac2-3* sunt pornite atunci când nivelul apei din rezervorul *Aurora2* este mai mic decât 3 m și sunt oprite atunci când nivelul apei devine mai mare de 6,2 m. Figura 6 prezintă costul de exploatare generat de funcționarea pompelor controlate de nivelul apei din rezervoare. Acest cost are valoarea de 7771 RON, cu aproximativ 34 % mai mare decât cel mai redus cost generat de algoritmul SPEA2.

Energy Report						
Table Chart						
Pump	Percent Utilization	Average Efficiency	Kw-hr /m3	Average Kwatts	Peak Kwatts	Cost /day
pumpPac1-1	49.42	71.00	0.28	320.42	323.28	789.78
pumpPac1-2	49.42	71.00	0.28	320.42	323.28	789.78
pumpPac2-3	56.99	71.00	0.25	708.94	710.31	2063.93
pumpPac2-2	56.99	71.00	0.25	708.94	710.31	2063.93
pumpPac2-1	56.99	71.00	0.25	708.98	710.31	2064.05
Total Cost						7771.47

Fig. 6. Raportul energiei electrice consumate furnizat de EPANET pentru funcționarea pompelor controlate de nivelul apei din rezervoare

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Datele prezentate în tabelul 7.5 evidențiază tendința algoritmului de a converge către minime locale. Cea mai dificilă condiție de respectat este cea de periodicitate. Se observă că presiunea din noduri este întotdeauna pozitivă în nodurile de consum, iar EPANET-ul nu generează erori.

Soluția găsită nu reprezintă cu siguranță minimul global. Pot fi găsite orare de funcționare a pompelor care să genereze costuri ale energiei electrice mai mici, fie plecând de la soluțiile fezabile sau aproape fezabile găsite, fie pornind de la soluții inițiale generate aleatoriu.

Cea mai bună soluție găsită de algoritmul SPEA2 este cu 34 % mai mică decât costul generat de controlul pompelor de nivelul apei din rezervoarele pe care le alimentează.

Cea mai dificilă condiție de respectat este cea de periodicitate, deoarece există o probabilitate redusă de a găsi o soluție în care nivelul inițial al rezervoarelor să coincidă cu cel final.

Bibliografie

1. Deb, K., Jain, S. (2003). *Multi-speed gearbox design using multi-objective evolutionary algorithms*. J. Mech. Des. 125, pp. 609-620.
2. Lansey, K.E., Awumah, K. (1994). *Optimal pump operations considering pump switches*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 120(1) pp. 17-35.
3. Lopez-Ibanez, M., Prasad, T.D., Paechter, B. (2005). *Multi-Objective Optimization of the Pump Scheduling Problem using SPEA2*. In Proceedings of the Congress on Evolutionary Computation, IEEE Press, Piscataway, NJ, Vol. 1, pp. 435-442.
4. Lopez-Ibanez, M., Prasad, T.D., Paechter, B. (2011). *Representations and Evolutionary Operators for the Scheduling of Pump Operations in Water Distribution Networks*. Evolutionary Computation, 19(3), pp. 429-467.

5. Lopez-Ibanez, M., Prasad, T.D., Paechter, B. (2008). *Ant colony optimisation for the optimal control of pumps in water distribution networks*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 134(4), pp. 337–346.
6. Zitzler, E., Thiele, L. (1999). *Multiobjective Evolutionary Algorithms: A Comparative Case Study and the Strength Pareto Approach*. IEEE Transactions on Evolutionary Computation, 3(4) pp. 257-271.

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Instabilitatea versanților, răspuns la acțiunea factorilor de mediu

Daniel Alupoae¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, daniel_alupoae@yahoo.com

Rezumat

Mobilarea cu noi construcții, perioadele cu ploi torențiale, managementul defectuos în ceea ce privește drenarea apelor provenite din precipitații, creșterea nivelului hidrostatic sunt câțiva din factorii care conduc la fenomene de instabilitate la nivelul versanților în contextul dezvoltării fondului construit. În lucrare se analizează acești factori și efectele pe care le au asupra terenului de fundare, prin relatarea de exemple practice. În final se prezintă concluziile rezultate în urma studiilor de caz prezentate.

Cuvinte cheie: alunecări de teren, gradient hidraulic, precipitații, protecția mediului.

1. INTRODUCERE

Schimbarea climei la nivel global a făcut ca și condițiile de mediu existente la nivel local să sufere modificări semnificative, fapt ce influențează negativ comportarea terenului de fundare. O modificare a nivelului de precipitații sau a temperaturii poate conduce la variații ale nivelului hidrostatic, la modificări ale umidității terenului și în final a structurii acestora. Astfel, variația factorilor de mediu sunt o caracteristică esențială ce influențează comportamentul pământului sub acțiunea încărcărilor exterioare și care conduce la fenomene de instabilitate la nivelul masivului de pământ.

Dezvoltarea industriei construcțiilor din ultimii ani a condus la necesitatea valorificării tuturor spațiilor disponibile pentru construire din cadrul marilor orașe. Astfel spațiile ce au fost considerate în trecut improprii construirii de imobile acum au fost reevaluate și astfel, beneficiind de noi materiale de construcție și noi tehnologii de execuție, au putut fi folosite spre realizarea obiectivelor deziderate de investitor [1].

În primă instanță acest lucru prezintă o serie de avantaje, aducând beneficii considerabile atât investitorului cât și societății. Pe de altă parte trebuie analizate atent toate implicațiile pe care această dezvoltare rapidă a fondului construit, de cele mai multe ori haotică, le are asupra arhitecturii urbane. De asemenea sunt

influențate vecinătățile zonei construite, stabilitatea generală și locală a amplasamentului, modificarea regimului de curgere a apei subterane și nu în ultimul rând cadrul natural din amplasament.

De cele mai multe ori noile construcții au fost amplasate în apropierea sau chiar pe malul apelor sau pe versanți abrupti, pe terenuri care sunt dificile pentru fundare. Pentru a se face loc dezvoltării urbane s-a recurs la defrișări masive, asanări de mlaștini, modificări de cursuri de apă. Din acest motiv în zonele unde toate aceste modificări nu au respectat normele de proiectare și execuție specifice pământurilor dificile de fundare au început să apară probleme în ceea ce privește exploatarea în parametri corespunzători a construcțiilor ingineresti realizate. Astfel s-au produs alunecări de teren, surpări de maluri, fenomene de afuiere și eroziune a acestora.

2. PROCESE CE CONDUC LA FENOMENE DE INSTABILITATE

2.1. Acțiunea precipitațiilor

Din punct de vedere al influenței pe care o are apa rezultată din precipitații asupra caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare, deci a mediului construit, sunt luate în calcul fenomenele de infiltrație și șiroire. Cantitatea de precipitații diferă funcție de zonele geografice.

Tabel 1. Cantitatea anuală de precipitații

Zone climatice	Cantitatea medie anuală de precipitații [mm]	Coefficient de umezire
Extrem de uscate	10÷20	0.2 ÷ 0.1
Aride	50÷150	0.5 ÷ 0.3
Semiaride	200÷400	0.7 ÷ 0.5
Umede	500÷800	1.0
Cu exces de umiditate	1500÷2000	1.2 ÷ 1.5

Prin infiltrație apa pătrunde în interiorul pământului conducând astfel la schimbarea caracteristicilor fizice și mecanice ale acestuia, prin fluctuația nivelului hidrostatic fapt care poate produce alunecări de versanți și taluzuri, fisurarea terenului.

Infiltrarea apei din precipitații se produce, în primă instanță, pe o adâncime redusă. Aceasta stagnează până în momentul în care fie sunt învinse forțele capilare de către cele din greutatea proprie și infiltrarea apelor continuă până ce ajung la nivelul apelor subterane, fie în condițiile saturării terenului și a existenței unei

pante are loc scurgerea către o zonă mai joasă. Toate aceste fenomene sunt influențate de permeabilitatea terenului și în consecință de porozitatea acestuia.

Un fenomen indus de precipitațiile atmosferice este eroziunea prin intermediul picăturilor de ploaie. Prelucrarea suprafeței terenului prin acțiunea picăturilor de ploaie depinde de mărimea și viteza de cădere a acestora sau, mai bine spus, de agresivitatea ploilor [2].

Energia cinetică a unei picături de ploaie având o masă „m” și o viteză „v” este dată de formula:

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (1)$$

Tabel 2. Energia cinetică a picăturilor de ploaie

Diametrul picăturii [mm]	Greutatea picăturii [mg]	Viteza [m/s]	Forța [kg·m]
0.5	0.06	3.5	$0.3767 \cdot 10^{-6}$
1.0	0.52	4.4	5.03
1.5	1.71	5.2	23.16
2.0	4.16	5.9	72.40
2.5	8.12	6.5	176.63
3	14.04	6.9	344.24
3.5	22.29	7.3	591.25
4	33.28	7.7	986.28
5	65	8.0	2080
6	112.32	8.2	3776.19
7	178.36	8.4	6292.54

Lovirea pe care o generează picăturile de ploaie pe o suprafață uscată a terenului nu duce la distrugerea agregatelor. După umezirea suprafeței se formează o peliculă de apă, pe care picăturile de ploaie cu energie cinetică mare o depășesc. În urma ciocnirii rezultă stropi de apă ce antrenează particulele de pământ. Astfel la suprafață se formează un orizont afânat care, prin uscare, devine prăfos și poate fi antrenat de vânt sau spălat ulterior de torenți.

Efectul eroziunii prin picături de ploaie este resimțit în special în regiunile semiaride, aride și chiar temperat-continentale, unde caracterul torențial al acestora și suprafața dezgolită a pământului favorizează producerea acestui fenomen. O eroziune accentuată se poate observa și în zonele defrișate sau agricole.

2.2. Acțiunea apelor prin scurgerea de suprafață

Prezența apelor de șiroire se manifestă prin apariția torenților. Aceștia se dezvoltă pe linia de cea mai mare pantă a versanților, dealurilor sau munților. La apariția

torenților are loc fenomenul de eroziune, care este liniară. Eroziunea se manifestă prin acțiunea de dizolvare a părților solubile ale rocilor și se manifestă în special la rocile moi și ușor solubile (calcar, ghips). Eroziunea este însă de cele mai multe ori mecanică și se manifestă asupra loessurilor, pietrișurilor și nisipurilor. Aceasta este proporțională cu masa de apă aflată în mișcare la un moment dat.

Transportul materialului erodat se realizează concomitent cu eroziunea. Transportul este rapid, afectând materialul fin și grosier. Transportul se face fără rotunjirea rocilor, fără sortare sau clasare tocmai datorită cantității mari de apă din bazinul de alimentare [3].

Ultima fază a acțiunii apelor de suprafață este reprezentată de sedimentarea torențială. Materialul provenit din spălarea rocilor se acumulează la piciorul pantelor, versanților.

În România, datorită climei și formelor de relief, se formează deseori torenți mai ales în zona subcarpatică, în zonele de deal și munte unde există pante abrupte. Eroziunea torențială este dăunătoare arealului locuit prin afectarea terenurilor agricole, a căilor de comunicații, a terenurilor împădurite. Cu toate acestea există metode de evitare sau stopare a acestora: împăduriri, înierbări, atenuarea energiei de erodare a apei prin lucrări de regularizare a albiei torențului, ziduri de piatră etc.

În cazul versanților golași ce prezintă pante mari și care sunt alcătuiți din roci moi fenomenele de eroziune și alunecare cauzate de apele de șiroire sunt frecvente. Tendința este aceea de a găsi soluții pentru a opri fenomenele de eroziune, dar care să protejeze în același timp mediul înconjurător – figura 1.





Fig. 1. Metode de combatere a eroziunii versanților

Din acest motiv se încearcă o multitudine de metode care să protejeze versantul: înierbări, ancore pretensionate și înierbare, carioaje din grinzi de beton armat, ancore pretensionate cu carioaje din grinzi, trepte din beton armat, cadre prefabricate din beton armat, gabioane, utilizarea cofrajelor (plaselor) din materiale textile, materiale geosintetice, paie etc.

Versanții amenajați prin simpla înierbare nu oferă o protecție suficientă împotriva eroziunii. Având în vedere acest lucru, Lee et al. au propus o metodă combinată pământ-anvelope uzate-vegetație (STV). Folosindu-se această metodă s-au obținut rezultate foarte bune în ceea ce privește cantitatea de material spălată de torenți. Astfel, pe parcursul unui an de zile, de la o eroziune totală de 27665 g/m^2 în cazul unei simple înierbări, s-a ajuns la o eroziune de $419 \div 1292 \text{ g/m}^2$ folosindu-se metoda STV. De asemenea s-a determinat că folosirea unui sistem din saltele de vegetație și material textil eroziunea s-a redus până la valori de $2933 \div 3553 \text{ g/m}^2$ [4].

2.3. Acțiunea apelor prin scurgerea în alpii

Scurgerea în alpii are o acțiune de eroziune asupra malurilor. În pământurile moi și impermeabile (argile, marne) procesul de eroziune se datorează saturării acestora. O parte din apă se infiltrează în aceste roci, înmuindu-le, iar apa rămasă în albia râului contribuie la antrenarea acestora.

Fenomenul de transport fluvial este rezultatul direct al presiunii exercitate de apa curgătoare asupra patului aluvial. Transportul poate fi chimic sau mecanic. Transportul mecanic cuprinde transportul prin târâre, rostogolire și saltație. Toate aceste aspecte conduc la o reducere și o rotunjire a particulelor transportate.

Pentru a realiza protejarea malurilor se folosesc numeroase metode, de la diguri care absorb energia valurilor fără a se deforma, la armarea malurilor sau biotehnologii. Acestea sunt afectate de diferite fenomene printre care forța valurilor, scăderea nivelului apei din râu sau chiar vandalismul [5]. O altă problemă care trebuie luată în considerare este cea a protecției mediului, motiv pentru care se încearcă găsirea unor metode care să afecteze cât mai puțin cadrul natural.

Metodele folosite la ora actuală cuprind geosintetice și înierbare, saltea de fascine, gabioane, betonări de maluri etc.

Un exemplu elocvent în acest sens îl prezintă zona de albie a râului Bahlui. Fenomenele de instabilitate din această zonă sunt similare: au aceeași constituție litologică, sunt provocate de factori comuni. Limita de alunecare are valori de 0.80m – 1.20m față de nivelul superior al Bahluiului (oglinnda apei). Stratul de fundare (patul albiei) este nisipos, instabil, friabil și cu sensibilitate ridicată.

Prezența straturilor de nisip și umpluturi ce pot fi întâlnite la baza noilor taluzuri executate poate crea probleme în cazul unor cantități semnificative de apă, prin ridicarea nivelului hidrostatic. Evacuarea apei din albie este rapidă în comparație cu scăderea nivelului hidrostatic din taluzurile adiacente, fapt ce conduce la un gradient hidraulic. Apa în tendința ei de deplasare spre albiile antrenează particule acolo unde taluzurile prezintă formațiuni geologice ce pot fi afectate de acest fenomen, producând pierderea stabilității [6].

Litostratigrafia, declivitatea pantelor, intensitatea acțiunii apelor pedofreatice, procesele distructive prezente, au impus ca variante de consolidare crearea unor cutii de gabioane pentru sectoarele inferior și superior al râului, iar pentru cel median prismul de agregate angulare, sortate granulometric (grosiere la bază, mai fine la partea superioară), cu necesitatea efectuării unei compactări a straturilor.



Fig. 2. Consolidarea malurilor râului Bahlui

Prezența nisipurilor și a mâlurilor în anumite zone a obligat folosirea agregatelor angulare, anrocamente de carieră cu rezistență mare la procesele distructive (îngheț – dezgheț, curgerea nisipurilor la un gradient hidraulic ridicat dinspre taluz spre albie datorită precipitațiilor abundente), consolidarea stratului de fundare prin prisme și saltele de agregate – figura 2.

2.4. Acțiunea factorilor antropici

Acțiunea omului asupra mediului poate avea uneori un efect negativ. Influența pe care omul o are asupra apariției fenomenelor de deplasare a terenului este reprezentată de factorii antropogeni. Acești factori sunt de o diversitate și complexitate mare: lucrări de terasamente, instalații edilitare, îndepărtarea vegetației, intensitatea asimilării teritoriului, derocări prin explozii, crearea de lacuri de acumulare etc. Cunoașterea efectelor acestor factori poate conduce la prognozarea și evitarea riscului de producere a fenomenelor de instabilitate.

Un exemplu elocvent de acțiune a factorilor antropici îl reprezintă mobilarea cu structuri masive a versanților în cazul aglomerărilor urbane. Amplasamentul luat în considerare drept studiu este situat în partea de vest a municipiului Iași, în apropierea Cimitirului Evreiesc. Din punct de vedere geomorfologic amplasamentul prezintă unele probleme, fiind situat pe un versant cu panta cuprinsă între 14.70% și 21.50%.

Cauzele care au determinat într-o măsură mai mare sau mai mică, modificări de natura geologică și geotehnică în amplasament sunt:

- natura terenului – în zonă au fost sesizate unele alunecări inițiale, precum și o nouă alunecare și o tasare declanșată datorită intervențiilor ce au avut loc pe amplasament, în cadrul execuției unor excavații pentru amplasarea unor construcții la baza versantului;
- funcționarea necorespunzătoare a sistemului de drenare – a permis migrarea și infiltrarea apei spre suprafața terenului, afectând comportarea umpluturilor dar și a pământurilor deloc favorabile din punct de vedere fizic și mecanic;
- nerespectarea ordinii de atacare a lucrărilor de infrastructură – execuția de săpături la baza amplasamentului studiat, după ce în prealabil au fost executate construcții la partea superioară a acestuia;
- precipitații abundente coroborate cu lipsa unor lucrări de sistematizare corespunzătoare pe amplasament au condus la infiltrații mari de apă. Din cauza stratificației neuniforme, argile specifice cu filme fine de nisip, permeabile, intercalate pe mare adâncime și formațiunilor calcaroase, apa s-a deplasat haotic în versant, afectând structura straturilor.

Având în vedere toate aceste aspecte s-a realizat o modelare cu ajutorul unui program de calcul pentru a determina și în același timp verifica zonele în care a avut loc cedarea masivului de pământ.

Modelul presupune situația la nivelul amplasamentului în momentul producerii alunecărilor de teren: nivel hidrostatic ridicat cauzat de precipitațiile atmosferice, încărcarea suplimentară provenită din construcțiile situate la partea superioară a

versantului și săpătura executată la baza versantului pentru fundația unor imobile ce urmau a se construi – figura 3.

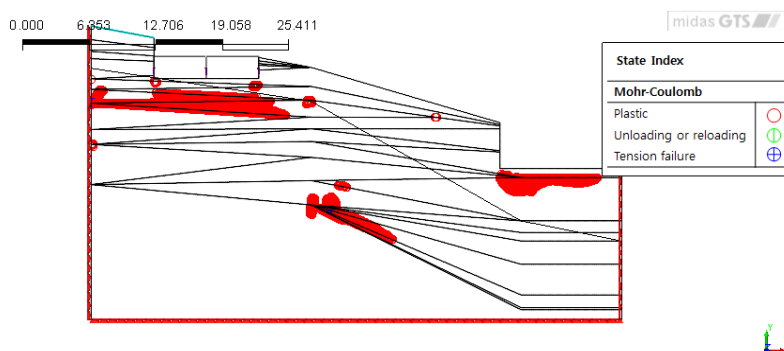


Fig. 3. Formarea zonelor plastice și de cedare la nivelul versantului

Se poate observa o concentrare a zonelor plastice în zona fundațiilor construcției existente și prin descărcarea produsă la baza versantului prin realizarea excavației o diminuare a zonelor plastice pentru această porțiune acestuia. De asemenea se constată o diminuarea a factorului de stabilitate de la valori peste limita de cedare la o valoare $F_s = 0.8$ a factorului de stabilitate.

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Fenomenele de instabilitate apar ca o consecință directă a influenței factorilor de mediu asupra terenurilor de fundare.

Tendențele actuale sunt de a căuta soluții pentru a opri fenomenele de eroziune (torețială, apelor de suprafață, apelor subterane), dar care să protejeze în același timp mediul înconjurător.

Modificările produse de oameni, prin revoluția industrială, constituie o cauză majoră a dezechilibrelor ce apar în mediul înconjurător.

Bibliografie

1. Așuencei, V., Alupoae, D. - *Aspecte privind sistematizarea pe verticală a construcțiilor funcție de terenul de fundare*, Urbanism. Arhitectură. Construcții., vol. 3, nr. 3, pp. 83-86, 2012;
2. Mac, I. – *Elemente de geomorfologie dinamică*, Editura Academiei Republicii Socialiste România, București, 1986.
3. Olaru, L., Ionesi, V., Țabără, D. – *Geologie fizică*, Editura Universității „Alexandru Ioan Cuza”, Iași, 2004.

4. Lee, D.H., Yang, Y.E., Lin, H.M. – *Assessing slope protection methods for weak rock slopes in Southwestern Taiwan*, Engineering Geology, vol. 91, pp. 100-116, 2007.
5. Heibaum, M. – *Combining Plants, Natural and Artificial Construction Material for an Optimal Bank Protection*, International Conference on Scour and Erosion ICSE-6, Paris, pp. 86-93, 27-31 august, 2012.
6. Răileanu, P., Cazacu, V., Alupoae, D., Așuencei, V., Lipan, F., Drăgunoiu, I. - *Unele aspecte de ordin geotehnic privind amenajarea râului Bahlui în zona municipiului Iași*, A XII –a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, Iași, pp. 947-954, 20-22 septembrie, 2012.

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Evaluarea comportării lemnului la acțiuni dinamice și impulsive

Iulian Astanei

doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, iulian.astanei@yahoo.com

Rezumat

Lucrarea încearcă să răspundă la întrebarea: este sau nu lemnul un material eficient pentru elemente acționate dinamic sau impulsiv? În partea introductivă este realizată o prezentare a legislației în domeniu, urmată de o metodă internațională de evaluare a presiunii exercitate de o explozie. Date privind răspunsul unei structuri la aceste acțiuni și experimente în domeniu sunt prezentate ulterior, lucrarea finalizându-se cu concluzii privind tema lucrării.

Cuvinte cheie: structuri din lemn, acțiunea exploziilor, încărcare impulsivă

1. INTRODUCERE

Lemnul nu este folosit ca material pentru structura de rezistență la construcțiile cu risc ridicat de explozii, însă, conform specificațiilor tehnice acesta poate fi utilizat pentru elemente nestructurale (așa cum sunt pereții despărțitori de tip “cadre ușoare din lemn¹”). De asemenea se accepta că pot exista clădiri cu structura de rezistență din lemn în apropierea unor construcții în care există riscul apariției unei explozii.

Euro-codul 0 (prin versiunea națională SR EN 1990:2004 „Bazele proiectării structurilor”), [1], și codul CR 0-2011, [2], prevăd ca orice structură de rezistență a unei construcții sau element al acesteia să preia, în condițiile stabilite de norme, acțiunile la care este supusă, inclusiv acțiunea exploziilor.

Acțiunea exploziilor face parte din gruparea acțiunilor excepționale împreună cu impactul. Dacă pentru calculul privind impactul unor vehicule sau nave cu o construcție se găsesc suficiente date în Euro-codul 1 (SR EN 1991-1-7) [3], evaluarea exploziilor este prezentată sumar, în câteva măsuri de prevenție, dar fără a preciza modul de determinare a valorilor presiunilor de pe suprafața unui element în urma unei explozii.

¹ montanți din lemn distanțați la 400÷600 cm, fixați între două tălpi din lemn de aceeași grosime și placați la ambele fețe cu panouri din aşchii orientate din lemn (OSB)

În literatura de specialitate, [4], se regăsesc studii și lucrări privind evaluarea presiunii din explozii de trinitrotoluen și gaze, confinate sau în spațiu deschis.

2. METODE ANALITICE DE CALCUL A PRESIUNII DIN EXPLOZII

O explozie se obține prin detonarea unui explozibil solid sau deflagrația unui gaz și are ca efect eliberarea unei cantități mari de energie și implicit producerea unei presiuni sub forma unei unde de șoc.

În urma detonării unui explozibil, în imediata apropiere a punctului de inițiere a exploziei se obțin presiuni între 18-33 GPa [4]. Vitezele de detonare variază între 6700...8500 m/s pentru majoritatea explozibililor de mare putere[4].

2.1. Categoriile de explozii

În funcție de mediul în care au loc exploziile, acestea se încadrează în una din următoarele categorii:

- Explozii ne-confinate (în spațiu deschis);
- Explozii confinate.

2.2.1. *Explozii în spațiu deschis*

Acestea pot avea loc în aer (la o distanță oarecare de suprafața pământului) sau chiar pe suprafața acestuia. Explozia în aer se propagă ca o sferă, presiunea urmărind legea de variație din Fig. 1. Pentru explozia la sol, odată ce unda de șoc atinge suprafața pământului, aceasta este reflectată și se compune din nou cu unda din aer creând un *front de undă*, cu presiuni superioare undei incidente.

2.2.1. *Explozii confinate*

Termenul de „explozii confinate” se referă la exploziile dintr-o incintă. Acesta, la rândul lor, pot fi incinte ventilate sau neventilate. Pentru exploziile confinate, după propagarea undei de șoc, aceasta întâlnește suprafața pereților, se reflectă și se compune din nou cu „unda mamă”, dând naștere la presiuni superioare.

Într-o încăpere neventilată (o cutie), unda de șoc împreună cu reflexiile sale se va ciocni de pereți până la consumarea energiei prin frecarea cu aerul și pereții incintei sau până la cedarea incintei și propagarea unei în exterior. Consumarea energiei prin frecare va duce la creșterea temperaturii mediului ambient. Într-o

încăperea ventilată, presiunea se „scurge” în afara încăperii prin golurile de ventilare.

Este lesne de înțeles că în cazul unei incinte în care există riscul de explozii este de preferat ca la proiectarea acelei incinte să se prevadă spații cu ventilare și dirijare a presiunii.

2.2. Determinarea presiunii exercitate de o explozie în spațiu deschis

Conform reglementărilor tehnice, [5], relația de determinare a valorii presiunii la o anumită distanță de locul exploziei este prezentată în ecuația (1):

$$q_s = \frac{5p_s^2}{2(p_s + 7p_0)} \quad (1)$$

Unde:

- q_s este valoarea presiunii;
- p_s^2 este valoarea de vârf a suprapresiunii frontului de undă, definită în (2);
- p_0 este presiunea aerului ambient.

Pentru condiții atmosferice normale (20 °C, $\rho=12,25 \text{ kg/m}^3$, $w=20\%$) presiunea atmosferică normală este de 760 mm Hg (101,325 kPa).

$$p_s = \frac{6,7}{Z^3} \quad (2)$$

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (3)$$

Unde:

- Z este distanța scalată de la centru exploziei până la punctul de calcul, definită cu ajutorul relației (3);
- R este de la centrul exploziei până la punctul de calcul pentru o masă de explozibil sferică;
- W este masa explozibilului.

Impulsul exploziei (aria de sub curba presiunii) se definește cu relația (4):

$$i_s = \int p_s(t)dt \quad (4)$$

Pentru o curbă idealizată (Fig. 4., Fig. 5., Fig. 6.), valoarea impulsului este aria triunghiului de sub dreapta ce aproximează variația presiunii.

Aceasta este o metodă de calcul aproximativ. Valori mai exacte ale presiunilor se pot obține din grafice și curbe din literatură [4,5].

Variația presiunii în timp a unei explozii deschise este descrisă în Fig. 1. În durata de timp t_A explozia ajunge în punctul A, atinge instantaneu valoarea maximă a presiunii p_{s0} care scade treptat până la sfârșitul duratei de timp t_0 . Aceasta este numită **faza pozitivă** a exploziei și aici se manifestă impulsul pozitiv i_s . În această fază, unda de șoc împinge aerul din calea sa, lăsând în urmă vid. Acest vid creează o presiune negativă care se manifestă pe intervalul t_0^- (**faza negativă**) urmat de o mică creștere ulterioară a presiunii și în final echilibrarea presiunii la cea a mediului înconjurător. Pe durata fazei negative se regăsește maximul presiunii negative (sucțiunii) p_{s0}^- și impulsul negativ i_s^- (Fig. 1.).

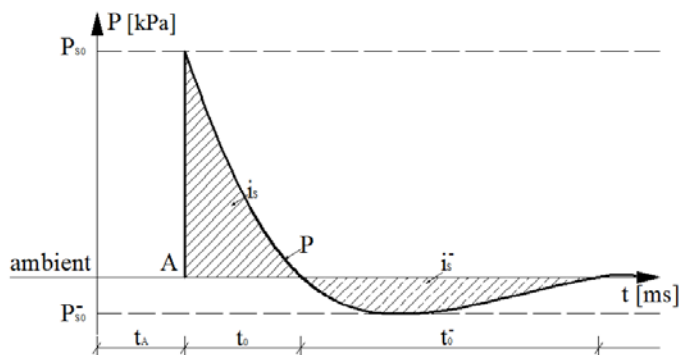


Fig. 1. Variația presiunii în timp a unei explozii deschise

3. DETERMINAREA RĂSPUNSULUI STRUCTURII

Răspunsul unei structuri este reprezentat de eforturile și deplasările acesteia. Pentru o grindă din lemn simplu rezemată, răspunsul acesteia îl reprezintă eforturile și deplasările sub greutatea proprie. Iar pentru că lemnul prezintă fenomenul de curgere lentă, sunt importante eforturile și deplasările în timp (un raft din bibliotecă se încovoie din ce în ce mai mult odată cu trecerea timpului sub greutatea aceluiași pachet de cărți – încărcarea utilă).

La o aceeași încărcare, două structuri diferite (ca material și/sau geometrie și/sau alcătuire constructivă) vor avea răspunsuri diferite. De exemplu, o structură din piatră va sta neclintită în fața unei rafale de vânt, în timp ce una din lemn se va undui ușor (asemenea unei trestii în bătaia vântului) până la încetarea rafalei.

Răspunsul unei structuri este dependent de material și alcătuirea constructivă a acesteia. În realizarea unui calcul de răspuns, cele mai importante proprietăți ale

unui material sunt modulul de elasticitate și densitatea acestuia (ce determină masa materialului).

Ca regulă generală, pereții structurali sunt elemente structurale rigide (perioade mici, respectiv oscilații mici la intervale mici de timp), iar cadrele sunt elemente structurale flexibile (perioade mari, respectiv oscilații mari la intervale mari de timp).

Privitor la răspunsul unei structuri la acțiunea unei explozii este imperios necesar să se cunoască doi factori:

- t_0 – durata de manifestare a acțiunii [ms];
- t_m – durata răspunsului structurii la acțiune (durata de timp de la inițierea exploziei, până la obținerea deplasării maxime) [ms];

Durata de manifestare a acțiunii t_0 se poate determina analitic sau se poate prelua (direct sau prin interpolare) din tabele și curbe rezultate în urma unor încercări experimentale (pentru diferiți explozibili și mase de explozibil corespunzătoare).

Cele mai multe date experimentale sunt cunoscute pentru trinitrotoluen (TNT). De aceea, în practica curentă se folosește **echivalentul TNT**. Aceasta înseamnă echivalarea masei explozibilului în **kg TNT** în funcție de energia (sau căldura de detonație a) acestuia pe unitatea de masă ([J/g], [GJ/kg]) [4].

Durata răspunsului structurii la acțiune t_m depinde de caracteristicile dinamice ale structurii. Ea se poate determina analitic prin metodele din dinamica clasică. De exemplu, pentru o grindă simplă rezemată, acționată doar de greutatea proprie, frecvența în modul fundamental de vibrație ω_1 (modul 1, bara oscilând ca în fig. 2) este definită cu ajutorul relației (5):

$$\omega_1 = C_1 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\bar{m} \cdot L^4}} \text{ [s}^{-1}\text{]} \quad (5)$$

unde:

- ω_1 este frecvența barei în modul fundamental de vibrație [s⁻¹];
- $C_1 = \pi$ este coeficientul pentru modul 1 de vibrație;
- E este modulul de elasticitate al materialului [N/m²];
- I este momentul de inerție al secțiunii grinzii [m⁴];
- $\bar{m}$ este masa pe unitate de lungime a grinzii [kg/m];
- L este lungimea grinzii [m].

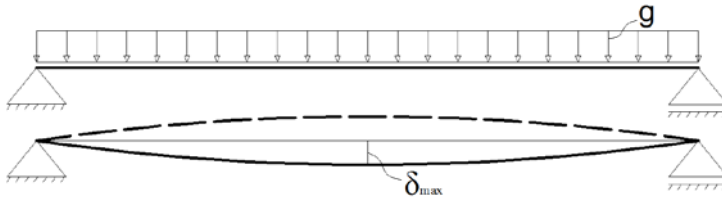


Fig. 2. Modul fundamental de vibrație a grinzii simplu rezemate

Cunoscând frecvența ω_1 se poate determina perioada t_m cu relația (6):

$$t_m = \frac{1}{\omega_1} \text{ [s]} \quad (6)$$

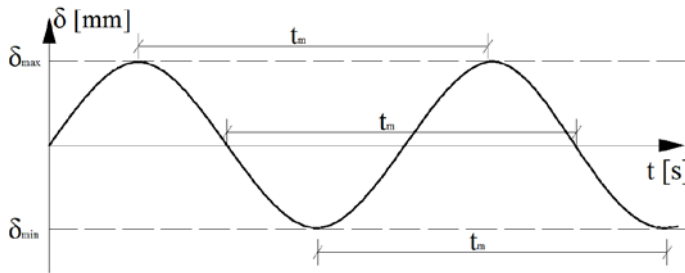


Fig. 3. Reprezentarea grafică a vibrației barei

Este de menționat faptul că vibrația barei nu este liberă, ci este *vibrație amortizată* prin frecare internă între particulele de material.

Cunoscând cele două durate (t_m și t_0) se poate caracteriza regimul de lucru ca fiind:

- Cvasi-static (Fig. 4.);
- Dinamic (Fig. 5.);
- Impulsiv (Fig. 6.).

În primul caz, durata de manifestare a acțiunii este mai mare decât perioada proprie de vibrație a structurii. Literatura de specialitate [4] propune un raport între cele două durate $t_m < 0,1t_0$.

Pentru ca acțiunea să fie dinamică intervalul de lucru propus este $0,1t_0 < t_m < 10t_0$, iar pentru acțiuni impulsive $t_m > 10t_0$.

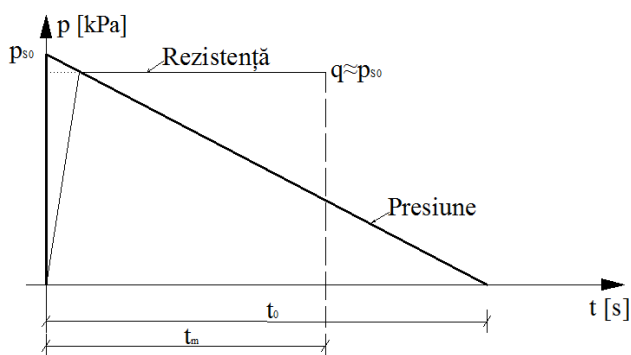


Fig. 4. Încărcare cvasi-statică a grinzii

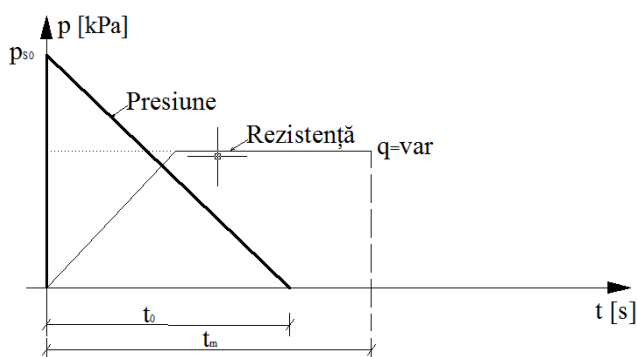


Fig. 5. Încărcare dinamică a grinzii

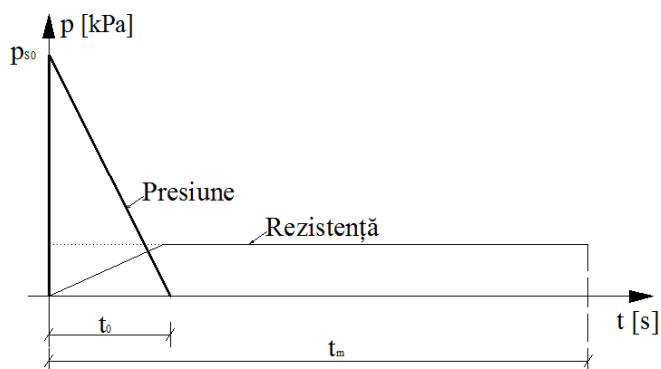


Fig. 6. Încărcare impulsivă a grinzii

4. EXPERIMENTE ÎN DOMENIU

Cercetările privind comportarea lemnului la acțiuni dinamice și impulsive au fost obiectul multor cercetări la nivel mondial.

În literatura de specialitate, [6], sunt prezentate caracteristici mecanice obținute prin încercări dinamice pe elemente la scară redusă (despicare, încovoiere dinamică în 3 puncte cu sarcină explozivă, impact).

Experimente la scară reală s-au realizat în centre de cercetare din Ottawa, Canada [7]. Un panou din lemn (cadre ușoare) este supus unei explozii dirijate pe toată suprafața acestuia. Dispozitivul în care sunt simulate exploziile oferă posibilitatea de a varia mărimea presiunii, impulsului și timpului aplicat, prin adăugarea sau reducerea de segmente din corpul tubului director.

Panourile folosite în experiment erau alcătuite din montanți verticali și tălpi cu secțiunea de 38 mm x 89 mm din lemn de rășinoase, placate la fața expusă cu panouri din aşchii orientate (OSB).

S-au utilizat presiuni între 8...13 kPa, pentru intervale de 14...20 ms și impulsuri aferente de 59...95 kPa-ms.

Panoul expus la 8 kPa în 20 ms a avut avarii ușoare spre moderate, în timp ce panoul expus la 13 kPa în 14 ms a cedat complet.

Comportarea lemnului în regim dinamic diferă de la un tip de acțiune la altul. Lemnul se va comporta diferit dacă este acționat dinamic la oboseală (exemplul podurilor) sau dacă este acționat de seism sau de o explozie, [8]. Îmbinările elementelor din lemn cu piese metalice ductile pot îmbunătăți comportarea acestuia la acțiuni dinamice sau impulsive, [9].

5. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Din experimentele realizate [7, 8, 9] se poate concluziona că lemnul are o comportare fragilă la acțiuni impulsive.

Explozibilii solizi detonați au un efect impulsiv asupra oricărui tip de structură [4], în timp ce exploziile de gaze pot acționa impulsiv sau dinamic, [10], în funcție de factorii participanți (căldura de detonate, cantitatea de explozibil, distanța de la locul inițierii exploziei).

Cercetările privind răspunsul, precum și îmbunătățirea răspunsului structurilor din lemn în situații specifice (consolidări cu CPA-compozite polimerice armate,

modificări la nivel chimic) trebuie continuate pentru a oferi proiectanților de structuri metodologii de calcul conforme.

Bibliografie

1. SR EN 1990:2004 „Bazele proiectării structurilor”
2. CR 0 2011 „Bazele Proiectării Construcțiilor”
3. SR EN 1991-1-7:2007 Eurocod 1: Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-7: Acțiuni generale – Acțiuni accidentale
4. Unified Facilities Criteria, 2008 “STRUCTURES TO RESIST THE EFFECTS OF ACCIDENTAL EXPLOSIONS”, Decembrie 2008
5. Cormie David, Mays Geoff și Smith Peter. 2009. “BLAST EFFECTS ON BUILDINGS Second edition” Thomas Telford ICE Publishing, 2009, ISBN: 978-0-7277-3521-8
6. Buchar J, și Slonek L. 2000. “EVALUATION OF WOOD-BASED MEMBERS RESPONSE TO THE EXPLOSIVE LOADING.” Proc. Of the International World Conference on Timber Engineering
7. Lacroix Daniel și Ghasan Doudak. 2012. “BEHAVIOUR OF TYPICAL LIGHT-FRAME WOOD STUD WALLS SUBJECTED TO BLAST LOADING.” WCTE, Auckland, Iulie 2012.
8. Jorissen André și Massimo Fragiaco. 2011. “General Notes on Ductility in Timber Structures.” Engineering Structures 33 (11) (Noiembrie): 2987–2997. doi:10.1016/j.engstruct.2011.07.024.
9. Brühl Frank, Ulrike Kuhlmann, și André Jorissen. 2011. “Consideration of Plasticity Within the Design of Timber Structures Due to Connection Ductility.” Engineering Structures 33 (11) (Noiembrie): 3007–3017. doi:10.1016/j.engstruct.2011.08.013.
10. Vrouwenvelder Ton și Bernt Leira. 2009. “Probabilistic Modelling of Internal Gas Explosions.” Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55 September 21-22 2009, Ljubljana, Slovenia: 65–83.

Îmbunătățirea proprietăților geotehnice ale loessului prin compactare

Adrian Baron¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, baronadrian@yahoo.com

Rezumat

Loessurile și pământurile loessoide, sunt pământuri a căror proprietăți geotehnice se pot modifica substanțial în cazul unor schimbări de eforturi sau în cazul infiltrării apei în structura lor scheletică. Acest comportament se datorează în principal prezenței unui volum mare de goluri în structura sa scheletică.

Astfel, în această lucrare se analizează gradul de îmbunătățire care se obține în urma micșorării volumului de goluri (prin compactare) a unui pământ loessoid. Micșorarea volumului de goluri s-a realizat în laborator, după care au fost efectuate încercări de rezistență și de compresiune pentru a observa gradul de îmbunătățire obținut.

Cuvinte cheie: creștere, porozitate, rezistență, tasare, teren de fundare.

1. INTRODUCERE

Pământurile loessoide sensibile la umezire ocupă o suprafață de circa 17 % din întreg teritoriul țării noastre [1]. În funcție de compoziția lor granulometrică ele pot fi loessuri sau pământuri loessoide (tab. 1). În stare naturală, loessul constituie un bun teren de fundare, însă după ce apa pătrunde în pachetul de straturi loessoide, acesta își pierde calitățile de rezistență, devenind un suport ce nu prezintă siguranță pentru construcțiile fundate pe el [1]. În urma umezirii loessul poate suferi prăbușiri bruște sau tasări importante care pot afecta siguranța construcțiilor. Acest comportament al loessului apare și în cazul intervenției altor factori precum schimbări de efort, acțiuni dinamice etc.

Îndepărtarea acestor neajunsuri care pot crea numeroase probleme inginerilor constructori, se poate realiza prin micșorarea volumului de goluri. Cea mai simplă și eficientă metodă de micșorare a volumului de goluri constă în compactarea pământului loessoid. Odată cu micșorarea porozității se reduce cantitatea de gaze și lichide prezente în schelet ceea ce conduce la o creștere a densității și rezistenței loessului. Astfel, pământul capătă rezistențe superioare celor inițiale, se elimină

riscul apariției prăbușirii (tasării) necontrolate a masivului de pământ și se reduce posibilitatea infiltrării apei.

Tabel 1. Clasificarea P. S. U. C. funcție de compoziția lor granulometrică [2]

Tipuri litologice		Conținut de material (%) pe diametre ale particulelor (mm)				
Major	Funcție de fracțiunea predominantă	< 0,01 [mm]	0,01 – 0,05 [mm]	0,05 - 0,1 [mm]	0,1 – 0,25 [mm]	> 0,25 [mm]
Loessuri (d = 0,01 – 0,1 mm > 60 %)	Nisipoase	< 40	35 – 45	15 – 25	0 – 15	-
	Prăfoase	< 30	> 45	< 15	0 – 10	-
	Argiloase	> 40	> 45	< 15	0 – 15	-
Pământuri loessoide (d = 0,01 – 0,1 mm < 60 %)	Nisipuri și nisipuri argiloase	< 30	10 – 50	10 – 50	25 – 55	> 5
	Prafuri nisipoase	< 30	35 – 55	35 – 50	< 30	< 5
	Prafuri argiloase	< 50	40 – 60	40 – 60	10 – 40	0 – 5
	Argile prăfoase	> 50	25 - 50	25 - 50	0 - 10	0 - 5

Compactibilitatea pământului se măsoară prin gradul de compactare I_s , care se determină astfel [3]:

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{d \max}} \quad (1)$$

unde: ρ_d = densitatea pământului în stare uscată;

$\rho_{d\max}$ = densitatea maximă în stare uscată a pământului.

2. METODOLOGIA CERCETĂRII

2.1. Introducere

Pământul analizat în această lucrare a fost prelevat de pe un amplasament situat în zona Tătărași, județul Iași. Astfel, de pe amplasamentul studiat au fost prelevate atât probe tulburate cât și probe netulburate care au fost aduse în laborator și supuse la diferite încercări.

Analiza granulometrică efectuată în laborator a evidențiat prezența următoarelor procente ale fracțiunilor granulare:

- Argilă = 16,62 % ;
- Praf = 71,91 % ;
- Nisip = 11,47 % .

Conform diagramei ternare pământul studiat se încadrează în categoria prafurilor argiloase (fig. 1).

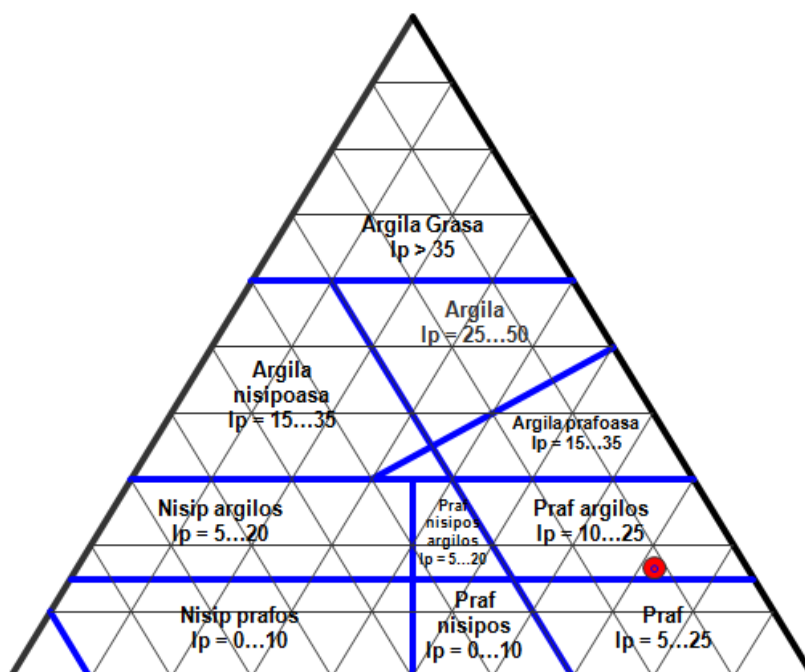


Figura 1. Diagrama ternară a pământului studiat

Cum principalele probleme asociate pământurilor loessoide sunt legate de posibilitatea apariției prăbușirilor sau tasărilor, în laborator au fost efectuate încercări pentru determinarea parametrilor rezistenței la forfecare și încercări de compresiune.

Proprietățile rezistenței la forfecare determinate prin încercări de forfecare directă au relevat următoarele valori ale coeziunii (c) și ale unghiului de frecare internă (φ):

- $c = 14 \text{ kPa}$;
- $\phi = 25^\circ$.

2.1. Încercarea de compactare Proctor

În funcție de umiditatea pământului, densitatea care rezultă din compactare are valori diferite. Valoarea maximă a densității care poate fi obținută prin compactare se determină în laborator prin efectuarea unor încercări de compactare Proctor. Încercarea constă în compactarea unei anumite cantități de pământ la diferite variații de umiditate, în niște cilindri standardizați și cântărirea probelor de pământ după compactare. Valoarea maximă a densității corespunde cu greutatea maximă a probei de pământ compactat cântărite.

2.1.1. Efectuarea încercării de laborator

Înainte de efectuarea încercării de compactare Proctor pământul a fost uscat în etuvă timp de 24 ore la o temperatură de 105° C după care a fost măcinat. Compactarea în laborator s-a efectuat cu ajutorul unui cilindru cu inel prelungitor având diametrul $d = 100$ mm și înălțimea $h = 12$ cm. Lucrul mecanic necesar compactării a fost determinat cu ajutorul relației 2.

$$L = \frac{m \cdot g \cdot h_1 \cdot n}{A \cdot a} \quad [\text{J/cm}^3] \quad (2)$$

unde: m – masa maiului [kg];

g – accelerația gravitației = 9,807 m/sec²;

h_1 – înălțimea de cădere a maiului [m];

n – numărul de lovituri pe fiecare strat;

A – aria secțiunii cilindrului [cm²];

a – grosimea stratului de pământ compactat.

2.2. Încercarea de compresiune

În laborator, tasările au fost evaluate prin încercări de compresiune efectuate în edometru. Încercările în edometru au fost efectuate atât pe probe netulburate prelevate direct de pe amplasament, cât și pe probe prelevate direct de pe cilindrii rezultați din încercarea de compactare Proctor.

Probele analizate în edometru au dimensiuni standardizate cu diametrul $d = 7$ cm și înălțimea $h = 2$ cm. Încărcarea probelor a fost realizată conform STAS 8942/1 – 89, în trepte de încărcare de la 10 la 500 kPa.

2.3. Încercarea de forfecare directă

Rezistența la forfecare este una dintre cele mai importante rezistențe mecanice ale unui pământ. Practic, aceasta este rezistența care oferă capacitate portantă pământurilor iar valoarea sa se determină cu ajutorul coeficienților φ (unghiul de frecare internă) și c (coeziunea). În laborator, rezistența la forfecare s-a determinat cu ajutorul aparatului de forfecare directă.

3. REZULTATE CANTITATIVE, CALITATIVE ȘI INTERPRETĂRI

3.1. Încercarea de compactare Proctor

Pentru determinarea umidității optime de compactare au fost efectuate 8 încercări de compactare la umidități diferite ale pământului. Valorile umidităților și ale densităților probelor în stare uscată sunt prezentate în tabelul 2. În funcție de umiditatea probei compactate și de densitatea probei în stare uscată a fost determinată umiditatea optimă de compactare iar rezultatele pot fi vizualizate în figura 2.

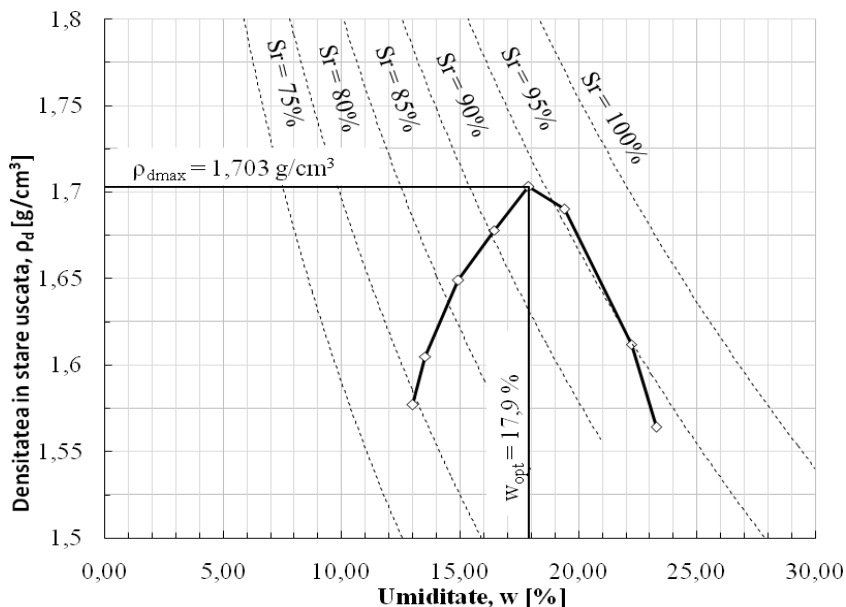


Fig. 2. Determinarea umidității optime de compactare a loessului analizat

Tabel 2. Caracteristicile probei compactate

Caracteristici	U.M.	Numărul încercărilor							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Umiditatea probei compactate, w	%	13,02	13,54	14,94	16,45	17,9	19,4	22,25	23,3
Densitatea în stare uscată, ρ_d	g/cm ³	1,58	1,61	1,65	1,68	1,7	1,69	1,61	1,56

3.2. Încercarea de compresiune

Rezultatele încercării de compresiune sunt oferite prin curba de compresiune-tasare. Cu ajutorul curbei de compresiune tasare s-au calculat modulul de deformare edometric ($M_{200-300}$) și coeficientul de compresibilitate (a_v).

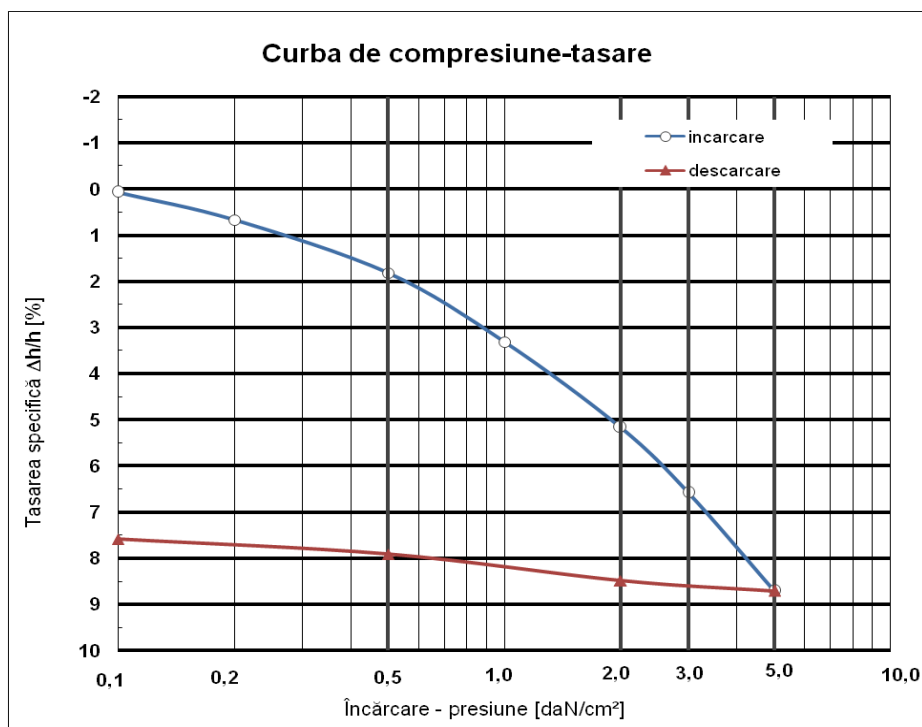


Fig 3. Curba de compresiune – tasare pentru loessul aflat în stare naturală

Conform STAS 8942/1 – 89, modulul edometric se calculează între treptele de încărcare 200 kPa și 300 kPa și se denumește $M_{200-300}$. Relația de calcul pentru $M_{200-300}$ este următoarea:

$$M_{200-300} = \frac{\sigma_{300} - \sigma_{200}}{\varepsilon_{300} - \varepsilon_{200}} \cdot 100 \quad (3)$$

Astfel, valorile rezultate pentru $M_{200-300}$ pentru cele 2 tipuri de loess sunt următoarele:

$M_{200-300} = 7064,64$ kPa – loess aflat în stare naturală;

$M_{200-300} = 15432,1$ kPa – loess compactat la umiditatea optimă de compactare.

Cum se observă din figurile 3 și 4 tasările pentru treptele de încărcare 300 kPa, respectiv 500 kPa sunt 6,581 % și 8,711 % în cazul loessului aflat în stare naturală, în timp ce pentru loessul compactat tasările specifice sub sarcinile de 300 kPa și 500 kPa sunt 5,18 % și 6,217 % ceea ce arată o îmbunătățire a comportamentului acestui tip de pământ la tasare cu 1,4 % pentru încărcarea de 300 kPa și cu 2,5 pentru încărcarea de 500 kPa.

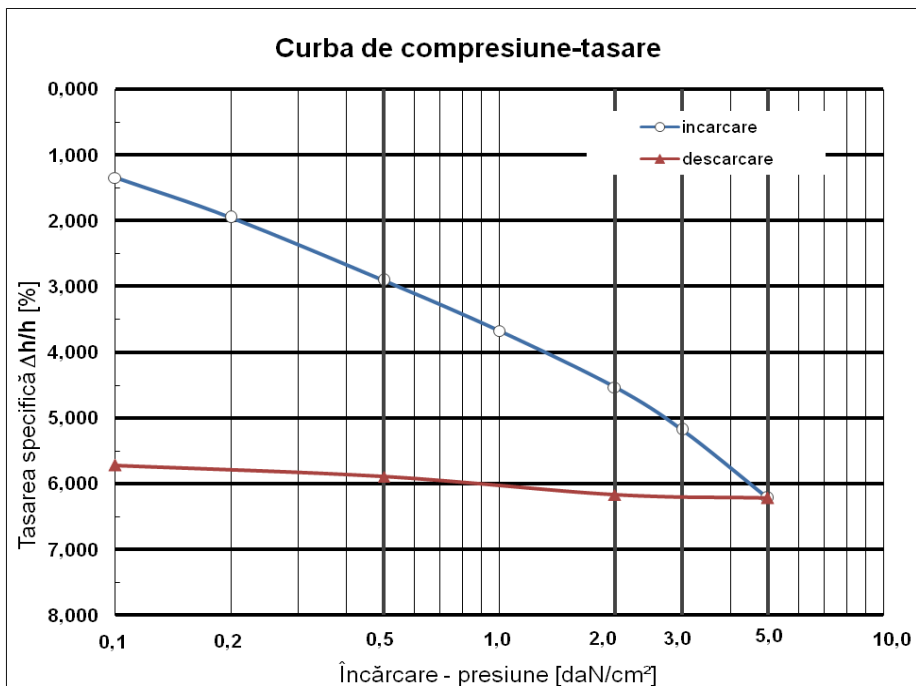


Fig. 4. Curba de compresiune – tasare pentru loessul compactat la umiditatea optimă de compactare

O altă caracteristică importantă în evaluarea gradului de tasare al unui pământ este reprezentată de coeficientul de compresibilitate a_v . Coeficientul de compresibilitate se calculează cu ajutorul relației 4.

$$a_v = m_v \cdot (1 + e_0) \quad (4)$$

unde: m_v – coeficient de compresibilitate volumică;

e_0 – indicele porilor inițial.

Valorile coeficientului de compresibilitate volumică calculate pentru treptele de încărcare de 200 kPa și 300 kPa au următoarele valori:

$a_v = 0,000235$ [1/kPa] – loess aflat în stare naturală;

$a_v = 0,000103$ [1/kPa] – loess compactat la umiditatea optimă de compactare.

În funcție de acești 2 parametri, conform STAS 1243 – 88, pământul studiat face parte din categoria pământurilor cu compresibilitate mare.

3.3. Încercarea de forfecare directă

În figura 5 este prezentată dreapta intrinsecă, rezultată în urma construirii cercurilor lui Mohr pentru cele trei eforturi principale $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

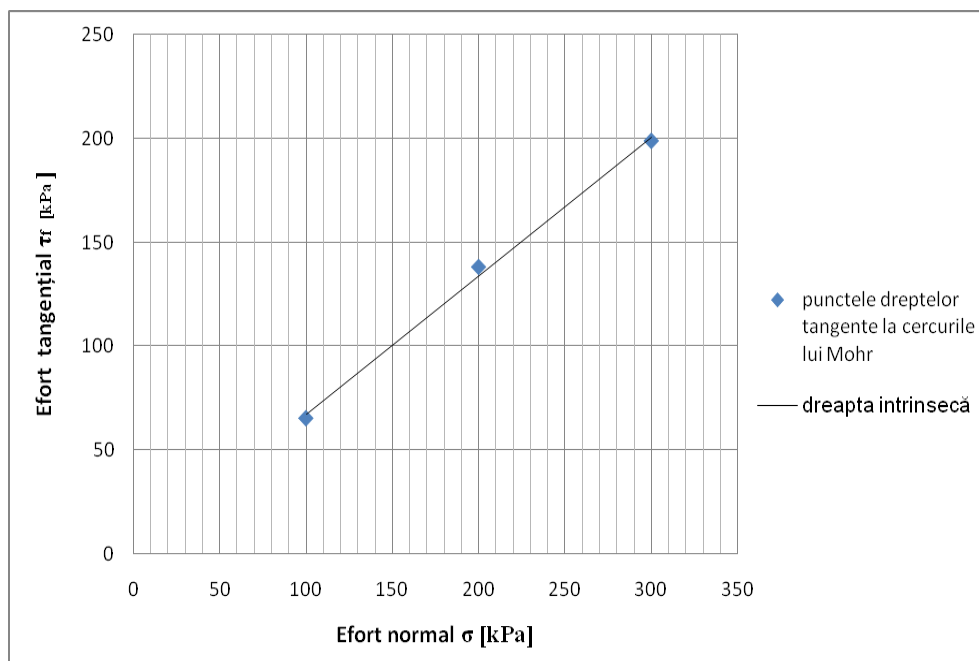


Fig. 5. Dreapta intrinsecă determinată pe baza încercării de forfecare directă

Conform figurii 5 valorile caracteristice ale coeziunii (c) și ale unghiului de frecare internă (ϕ) sunt următoarele:

$$c = 0,63 \text{ kPa};$$

$$\phi = 33,6^\circ.$$

Efortul tangențial din momentul ruperii se calculează cu ajutorul relației lui Mohr-Coulomb și are următoarea expresie:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi + c \quad (5)$$

unde: τ_f - efortul tangențial în momentul ruperii;

σ – efortul normal aplicat;

ϕ – unghiul de frecare internă;

c – coeziunea.

Astfel efortul tangențial la rupere calculat pentru încărcarea $\sigma = 300 \text{ kPa}$ oferă următoarele rezultate pentru cele 2 cazuri (loess natural și loess compactat):

$$\tau_f = 300 \cdot \operatorname{tg} 25 + 14 = 153,90 \text{ kPa} - \text{loess aflat în stare naturală.}$$

$$\tau_f = 300 \cdot \operatorname{tg} 33,6 + 0,63 = 199,95 \text{ kPa} - \text{loess compactat la umiditatea optimă de compactare.}$$

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

În urma încercărilor efectuate în laborator s-a constatat o îmbunătățire a pământului loessoid după ce acesta a fost compactat. Se observă o creștere substanțială a valorii modului edometric $M_{200-300}$ care se dublează în cazul loessului compactat. De asemenea se observă și o îmbunătățire a pământului la tasare, coeficientul de compresibilitate (a_v) îmbunătățindu-se cu aproximativ 50 %.

Conform STAS 1243 -88, în urma procesului de compactare, s-a constatat că pământul analizat trece din categoria pământurilor cu compresibilitate mare în categoria pământurilor cu compresibilitate medie. De asemenea și în cazul efortului tangențial la rupere se constată o creștere a acestuia de la 153, 90 kPa la 199,95 kPa.

Prin urmare metoda de îmbunătățire a loessului prin compactare este o metodă care poate da rezultate bune și poate fi folosită cu succes în rezolvarea problemelor ce pot apărea la fundarea construcțiilor pe terenuri loessoide.

Bibliografie

1. Răileanu, P., Ciornei, A., (2000), - Cum dominăm pământurile macroporice sensibile la umezire (P. S. U.), Editura Junimea, Iași, 2000.
2. *** Indicativ NP 125: Normativ privind fundarea construcțiilor pe pământuri sensibile la umezire colapsibile, 2008.
3. Katarzyna, Z., A., (2008) - Laboratory compaction of fly ash and fly ash with cement additions, Journal of hazardous materials, vol. 151, pag. 481 – 489.
4. *** STAS 1913/13 – 83: Teren de fundare. Determinarea caracteristicilor de compactare. Încercarea Proctor.
5. *** STAS 8942/1 – 89: Teren de fundare. Determinarea compresibilității pământurilor prin încercarea în edometru.
6. *** STAS 1243 – 88: Teren de fundare. Clasificarea și identificarea pământurilor.

Mulțumiri

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Presiunea critică inițială pentru fundații circulare

Florin Bejan,

doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, bejanflorin85@yahoo.com

Rezumat:

Condiția ca presiunea critică inițială (presiunea plastică) să fie mai mare decât presiunea efectivă transmisă de fundație este utilizată extensiv în proiectarea fundațiilor de suprafață. Cu toate acestea în literatura de specialitate nu se face nici o precizare asupra influenței formei fundației asupra valorii presiunii critice inițiale. Această lucrare propune două metode de determinare a presiunii critice pentru fundații de suprafață de formă circulară: o rutină de calcul în Matlab care utilizează relațiile teoriei elasticității pentru calculul tensiunilor și programul de calculul cu elemente finite Plaxis care utilizează teoria plasticității. Urmare a propriilor calcule s-au stabilit valori ale presiunii critice inițiale pentru fundații de formă circulară și prin regresie dublu exponențială s-au stabilit relații pentru calculul coeficienților presiunii critice inițiale în funcție de unghiul de frecare interioară.

Cuvinte cheie: presiunea critică inițială, fundații circulare, metoda elementului finit.

1. INTRODUCERE

Dimensionarea fundațiilor de suprafață la Starea Limită de Deformație (S.L.D.) se realizează prin impunerea restricțiilor:

$$p_{ef} < p_{cr.in.} \quad (1)$$

unde: p_{ef} este presiunea medie verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul și $p_{cr.in.}$ este presiunea corespunzătoare unei extinderi limitate a zonei plastice în terenul de fundare.

În cazul fundațiilor continue acționate centric și vertical presiunea limită (presiunea până la care se consideră că pământul are un comportament liniar-elastic) este determinată pe baza teoriei Puzîrevski – Ghersevanov – Frohlich [1][2], iar prin acceptarea dezvoltării zonelor plastice până la o adâncime de 1/4 din

lățimea fundației rezultă relația pentru presiunea critică inițială dată de relația [3][4]:

$$p_{cr.in.} = m_l (\gamma \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3) \quad (2)$$

unde: m_l - coeficientul condițiilor de lucru; γ - media ponderată a greutateii volumice de calcul a straturilor de sub fundație, cuprinse pe o adâncime de $B/4$ măsurată de la talpa fundației; B - lățimea fundației; q - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație; c - valoarea de calcul a coeziunii straturilor de pământ de sub talpa fundației; N_1 , N_2 și N_3 - coeficienții presiunii critice inițiale în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului de sub talpa fundației determinați cu relațiile:

$$N_1 = \frac{0.25 \cdot \pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; N_2 = 1 + \frac{\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; N_3 = \frac{\pi \cdot \cot \varphi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \quad (3)$$

2. DETERMINAREA PRESIUNILOR CRITICE ÎNȚIALE

2.1. Determinarea stării de tensiune din masivul de pământ solicitat de presiuni uniforme distribuite pe suprafețe circulare

În 1885 Joseph Valentin Boussinesq a dezvoltat expresii teoretice pentru determinarea tensiunilor într-un punct dintr-un semispațiu, dintr-un material ideal cauzate de încărcări concentrate pe suprafața corpului (Fig. 1) [1][5].

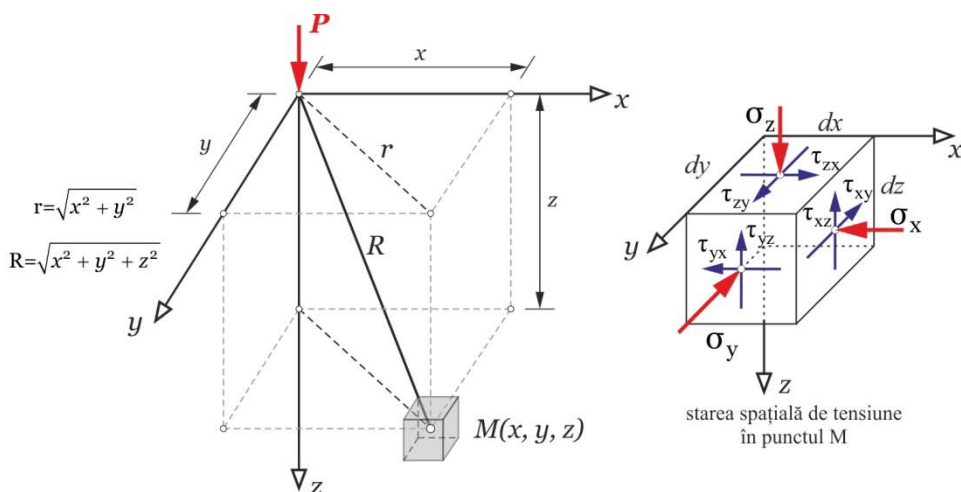


Fig. 1. Schema de calcul a tensiunilor determinate de o încărcare concentrată

Aceste relații au la bază ipoteza că materialul, din semispațiu este elastic, izotrop și omogen. Ecuațiile lui Boussinesq furnizează o bază folosită extensiv pentru estimarea tensiunilor din interiorul masivului de pământ cauzate de încărcări aplicate pe suprafața terenului.

Relațiile lui Boussinesq care descriu starea de tensiune dintr-un punct din interiorul unui semispațiu elastic, în cazul unei forțe concentrate, normală pe suprafață, în sistemul de coordonate carteziene, sunt [1][5]:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (4)$$

$$\sigma_x = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2 \cdot \nu}{3} \left[\frac{1}{R+z} - \frac{(2R+z) \cdot x^2}{R^3 \cdot (R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \quad (5)$$

$$\sigma_y = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2 \cdot \nu}{3} \left[\frac{1}{R+z} - \frac{(2R+z) \cdot y^2}{R^3 \cdot (R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \quad (6)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \left[\frac{x \cdot y \cdot z}{R^5} - \frac{1-2 \cdot \nu}{3} \cdot \frac{(2R+z) \cdot x \cdot y}{R^3 \cdot (R+z)^2} \right] \quad (7)$$

$$\tau_{zx} = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \cdot \frac{z^2 \cdot x}{R^5} \quad (8)$$

$$\tau_{zy} = \frac{3 \cdot P}{2\pi} \cdot \frac{z^2 \cdot y}{R^5} \quad (9)$$

În relațiile (5) (6) (7) ν este coeficientul lui Poisson. Se consideră că în punctul M, pământul este în stare de echilibru limită ($\tau_{ef} = \tau_f$). Această situație corespunde stării plastice a solidului continuu, la care variațiile de formă se produc fără variații de volum. În aceste condiții coeficientul lui Poisson corespunzător stării de tensiune hidrostatică are valoare $\nu = 0,5$.

Pentru cazul semispațiului încărcat de o presiune uniform distribuită pe o suprafață circulară, starea de tensiune se obține prin integrarea relațiilor de calcul (1) ÷ (6). Soluțiile analitice, deși există [6] acestea sunt foarte complexe. Din acest motiv a fost propusă o rutină de calcul numeric, care are la bază ipoteza suprapunerii efectelor. Pentru aceasta s-a utilizat schema prezentată în Fig. 2.

Problema terenului de fundare solicitat de o presiune uniform distribuită, de formă circulară, la suprafața terenului este o problemă axial simetrică. Din acest motiv se consideră doar punctele de pe dreapta paralelă cu axa x care trece prin centrul

fundației ($y_M = r$). Domeniul ($2 \cdot r \times 2 \cdot r$) este împărțit în elemente pătrate cu dimensiuni egale ($r/250$). Coordonate centrelor elementelor sunt notate cu x_i respectiv y_i . Distanțele după axa x și după axa y de la centrul elementelor de discretizare la punctul M, în care se calculează tensiunile, sunt date de relațiile: $x_{Mi} = x_M - x_i$ respectiv $y_{Mi} = y_M - y_i$.

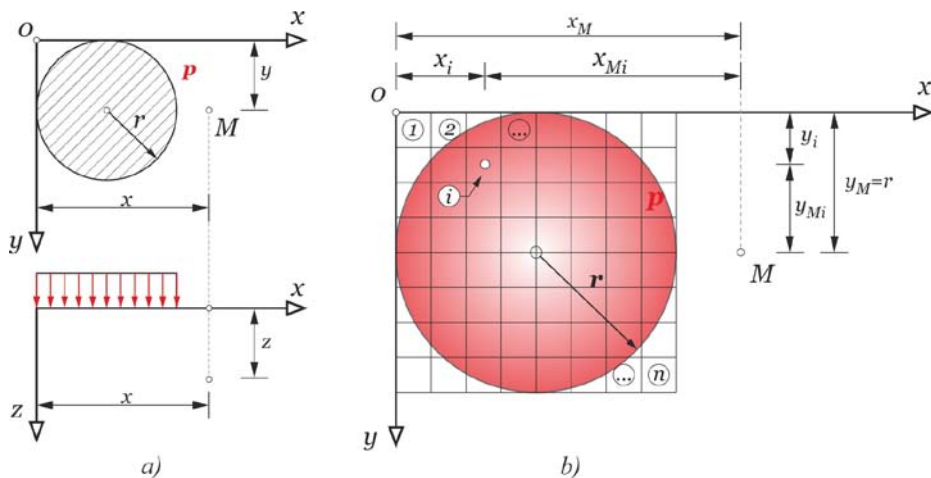


Fig. 2. Schema de calcul a tensiunilor determinate de presiuni uniforme distribuite pe suprafețe circulare: a) vedere de sus și secțiune b) discretizarea domeniului.

Pentru elementele al căror centru se află în interiorul suprafeței circulare ($\sqrt{(r - x_i)^2 + (r - y_i)^2} < r$) se calculează tensiunile σ_{xi} , σ_{yi} , σ_{zi} , τ_{xyi} , τ_{yzi} și τ_{zxi} , determinate de presiunea $p - q$, cu relațiile (1) ÷ (6). Tensiunile totale din punctul M se determină prin însumarea tensiunilor corespunzătoare acestor elemente, la care se adaugă în cazul tensiunilor normale (σ_x , σ_y și σ_z) contribuția suprasarcinii q și a greutateii volumice (γ) a pământului.

Tensiunile principale σ_1 , σ_2 și σ_3 reprezintă rădăcinile ecuației:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0 \quad (10)$$

Unde I_1 , I_2 și I_3 sunt invariantii tensorului stării de tensiune.

$$\begin{aligned}
I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\
I_2 &= \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 \\
I_3 &= \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + 2 \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zx} - \sigma_x \cdot \tau_{yz}^2 - \sigma_y \cdot \tau_{zx}^2 - \sigma_z \cdot \tau_{xy}^2
\end{aligned} \tag{11}$$

2.2. Determinarea presiunii critice inițiale cu rutina P_CRIN_CIRC

Pentru determinarea presiunilor critice inițiale a fost propusă o rutină de calcul în Matlab. Tensiunile principale σ_1 , σ_2 și σ_3 într-un anumit punct $M(x, y, z)$ sunt determinate utilizând procedeul prezentat mai sus. Zonelor plastice sunt stabilite utilizând criteriul de plasticizare Mohr-Coulomb, în formulare spațială [7]. Pentru aceasta se folosesc șase funcții de plasticizare:

$$\begin{aligned}
f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0 \\
f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_2)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0 \\
f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0 \\
f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0 \\
f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0 \\
f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1)\sin\varphi - c \cdot \cos\varphi \leq 0
\end{aligned} \tag{12}$$

Cei doi parametri ai pământului care apar în funcțiile de plasticizare sunt parametrii rezistenței pământului: unghiul de frecare interioară φ și coeziunea c .

Având în vedere că presiunea critică inițială reprezintă presiunea corespunzătoare dezvoltării zonelor plastice până la adâncimea maximă $z_{\max} = r/2$ verificarea condițiilor de plasticizare, relațiile (9), se va realiza în punctele aflate la adâncimea $z_M = r/2$ și pe dreapta paralelă cu axa x la distanța $y_M = r$ (Fig. 2). Astfel presiunea critică inițială va fi determinată printr-un procedeu iterativ:

- se impune o presiune inițială (p);
- se verifică condiția de plasticizare în toate punctele M de coordonate $x_M = 3 \cdot r / 2 \div 5 \cdot r / 2$ cu pasul $0,02 \cdot r$, $y_M = r$ și $z_M = r / 2$;

- dacă condiția nu este îndeplinită în nici un punct atunci presiunea este crescută progresiv. În momentul în care criteriul de plasticizare este îndeplinit presiunea corespunzătoare reprezintă presiunea critică inițială.

2.3. Determinarea presiunii critice inițiale cu ajutorul modelului Mohr-Coulomb

Presiunile critice inițiale pot fi determinate cu ajutorul programului de analiză numerică Plaxis [8]. Spre deosebire de rutina P_CRIN_CIRC programul de analiză numerică ia în considerare fenomenele de redistribuire a tensiunilor din zonele plastice în zonele elastice.

Sistemul fundație – teren de fundare este modelat astfel:

- se consideră un model axial-simetric, iar calculul se realizează doar pentru jumătate de fundație;
- dimensiunile modelului în lateral ($10 \times r$) și în adâncime ($10 \times r$) sunt alese astfel încât fenomenele parazitare date de condițiile de contur să nu influențeze starea de tensiune din jurul fundației;
- se utilizează modelul constitutiv liniar elastic – perfect plastic Mohr-Coulomb;

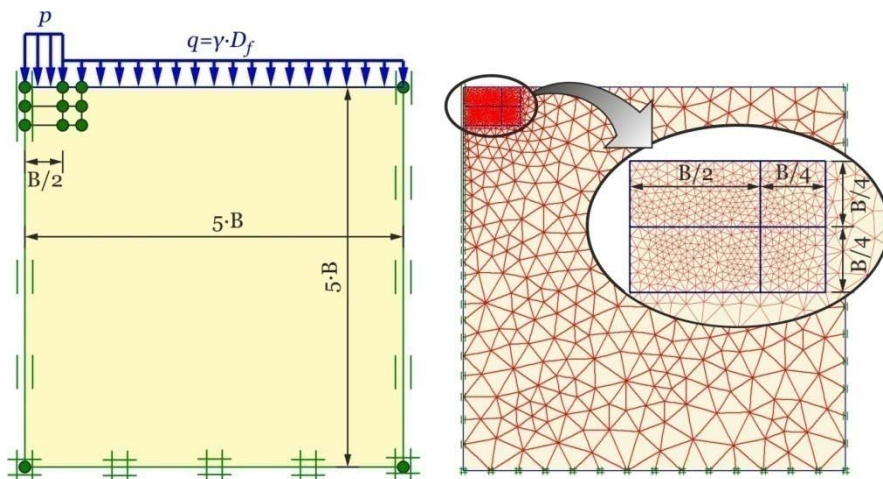


Fig.3. Schema de calcul a presiunii critice inițiale în programul Plaxis

- modelul este discretizat cu elemente finite triunghiulare cu 15 puncte de interpolare a tensiunilor iar zona de sub fundație ($3 \cdot r / 2 \times r$) este îndesită de 100 ori (Fig. 3);

- deoarece modulul de elasticitate nu influențează valorarea presiunii critice inițiale se alege valoarea $E = 10^5 \text{ kPa}$
- valoarea coeficientului lui Poisson ($\nu = 0,499$) corespunde ipotezei considerate în STAS 3300-2/85 și S.N.I.P. 2.02.01.-83 [1] pentru determinarea valorilor presiunilor critice inițiale. Această ipoteză consideră că starea de tensiune determinată de greutatea proprie a pământului și de suprasarcină este una de tip hidrostatic.

Pentru determinarea valorii presiunii critice inițiale cu ajutorul modelului MC se utilizează un procedeu iterativ ($p \div z_{\max}$). Astfel prin modificări succesive ale valorii presiunii aplicate se verifică adâncimea de dezvoltare a zonelor plastice. Valoarea presiunii corespunzătoare unei dezvoltări a zonelor plastice până la adâncimea $z_{\max} = r / 2$ reprezintă valoarea presiunii critice inițiale.

3. DETERMINAREA COEFICIENȚILOR PRESIUNII CRITICE INIȚIALE

3.1. Metodologia de determinare a coeficienților presiunii critice inițiale

Pentru determinarea coeficienților presiunilor critice inițiale se utilizează algoritmul Stanciu [1][2]. În acest sens se consideră trei sisteme fundație – teren de fundare (F1, F2 și F3) ale căror caracteristici sunt prezentate în Tabelul 1.

Tabel 1.Principalele caracteristici ale sistemelor fundație-pământ considerate pentru determinarea valorilor presiunilor critice inițiale

Sistem fundație – teren de fundare	$B=2 \cdot r$ [m]	D_f [m]	q [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	c [kPa]
F1	1,30	1,00	18,70	18,70	21,00
F2	3,50	1,50	28,50	19,00	30,00
F3	6,00	2,25	35,55	15,80	16,00

Considerându-se același unghi de frecare interioară pentru cele trei sisteme fundație – teren de fundare, coeficienții presiunii critice inițiale pot fi determinate rezolvând sistemul de ecuații:

$$\begin{cases} \gamma_1 \cdot B_1 \cdot N_1 + q_1 \cdot N_2 + c_1 \cdot N_3 = p_{cr.in}^{F1} \\ \gamma_2 \cdot B_2 \cdot N_1 + q_2 \cdot N_2 + c_2 \cdot N_3 = p_{cr.in}^{F2} \\ \gamma_3 \cdot B_3 \cdot N_1 + q_3 \cdot N_2 + c_3 \cdot N_3 = p_{cr.in}^{F3} \end{cases} \quad (13)$$

În sistemul de ecuații (13) valorile presiunilor critice inițiale sunt determinate fie cu ajutorul rutinei de calcul P_CRIN_CIRC fie cu ajutorul programului Plaxis. Prin modificare unghiului de frecare interioară se poate trasa graficul de variație al coeficienților presiunii critice inițiale.

În Tabelul 2 sunt prezentate valorile presiunilor critice inițiale, pentru fundații circulare, determinate folosind rutina P_CRIN_CIRC și programul de calcul Plaxis, dar și valorile presiunilor critice inițiale calculate cu relațiile clasice din STAS 3300/2-85.

Valorile presiunilor critice inițiale pentru fundații circulare determinate cu rutina P_CRIN_CIRC (coloanele 4 ÷ 6 din Tabelul 2) sunt mai mari decât valorile pentru fundații continue (coloanele 1 ÷ 3 din Tabelul 2). Diferențele procentuale cresc de la aprox. 5% pentru $\varphi = 0^\circ$ la aprox. 16% pentru $\varphi = 40^\circ$. Deși valorile presiunilor critice inițiale pentru fundații circulare, determinate cu programul Plaxis (coloanele 7 ÷ 9 din Tabelul 2), sunt mai mari decât valorile presiunilor critice inițiale pentru fundații continue (coloanele 1 ÷ 3 din Tabelul 2), diferențele sunt mai mici decât în cazul valorilor determinate cu rutina P_CRIN_CIRC.

Tabel 2. Valorile presiunilor critice inițiale în funcție de unghiul de frecare interioară

$\varphi [^\circ]$	STAS 3300-2/85 Fundație continuă			P_CRIN_CIRC Fundație circulară			Plaxis Fundație circulară		
	F1	F2	F3	F1	F2	F3	F1	F2	F3
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	84,7	122,7	85,8	89,0	129,0	89,2	88,5	128,3	88,7
5,0	102,3	151,1	112,0	108,6	160,2	117,7	107,4	157,8	115,0
10,0	124,4	186,7	145,8	133,3	199,9	155,0	130,7	194,0	148,5
15,0	152,4	232,2	189,8	165,0	251,3	204,3	159,6	240,5	191,5
20,0	188,5	291,1	248,1	206,4	318,8	270,4	198,5	300,5	250,0
25,0	235,8	369,0	326,6	261,5	409,2	360,9	248,5	378,0	326,0
30,0	299,2	473,9	434,5	336,6	533,2	487,6	313,5	479,0	448,0
35,0	386,2	618,7	586,4	441,3	707,3	669,1	-	-	-
40,0	509,0	824,8	806,6	592,7	960,5	938,1	-	-	-

În procesul de determinarea a valorilor presiunilor critice inițiale cu ajutorul programului Plaxis pot să apară erori. Aceste erori sunt reprezentate atât de erorile tolerate din cadrul programului de analiză numerică cât și de modalitatea iterativă prin care se stabilește valoarea presiunii critice inițiale. Din acest motiv coeficienții presiunii critice inițiale au fost determinați folosind valorile presiunilor critice inițiale obținute cu rutina P_CRIN_CIRC, al cărei grad de precizie este mai ridicat.

3.2. Relațiile de calcul ale coeficienților presiunii critice inițiale pentru fundații circulare

Valorile coeficienților presiunii critice inițiale determinate prin rezolvarea sistemului de ecuații (13), în care presiunile critice inițiale sunt stabilite cu rutina P_CRIN_CIRC, sunt prezentate în Anexa 1. Cu ajutorul acestor valori este trasat graficul din Fig. 4. Se observă că valorile coeficienților presiunii critice inițiale pentru fundații circulare sunt mai mari decât cele pentru fundații continue. Compararea este realizată considerând fundații circulare al căror diametru este egal cu lățimea fundațiilor continue.

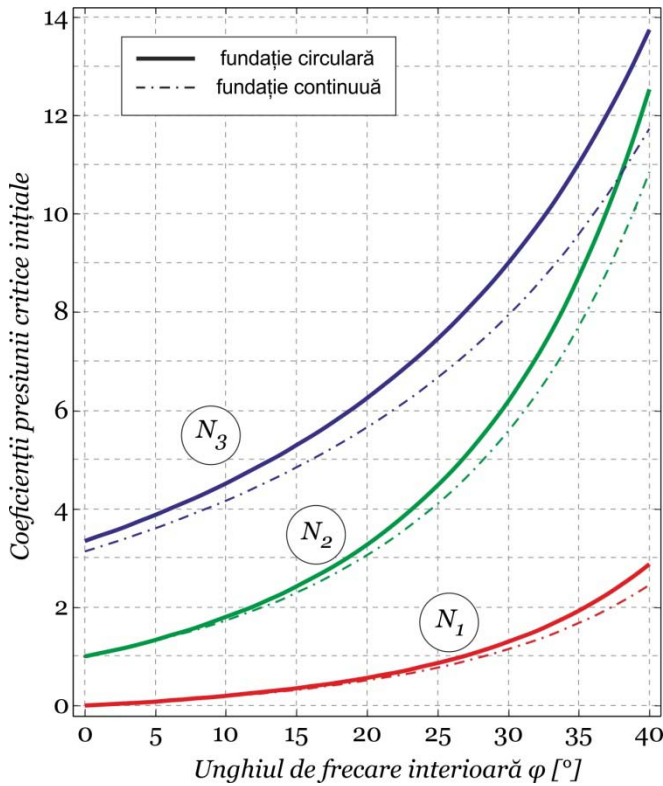


Fig. 4. Variația coeficienților presiunii critice inițiale pentru fundații circulare în funcție de unghiul de frecare interioară

Pentru determinarea relațiilor de calcul ale coeficienților presiunii critice inițiale a fost utilizată metoda celor mai mici pătrate. Pentru aceasta s-a considerat o relație de tipul:

$$N_i^{circular} = a \cdot e^{b \cdot \varphi} + c \cdot e^{d \cdot \varphi} \quad (14)$$

Utilizând instrumentul “curve fitting” din programul Matlab au fost obținute valorile constantelor a , b , c și d din relația (14).

Tabel 3. Valorile constantelor a , b , c și d pentru calculul coeficienților presiunii critice inițiale pentru fundații circulare

Coeficienții presiunii critice inițiale	a	b	c	d
$N_1^{circular}$	0,1290	0,07768	-0,1352	-0,05487
$N_2^{circular}$	0,9872	0,05651	0,01574	0,1318
$N_3^{circular}$	3,1940	0,02644	0,1524	0,0848

Determinarea valorii presiunii critice inițiale pentru fundații circulare ($p_{cr.in.}$) se realizează cu ajutorul relației (2) în care coeficienții presiunii critice inițiale determinați cu relațiile (3) sunt înlocuiți cu valorile coeficienților determinați cu relația (14) în care constantele a ÷ d sunt precizate în Tabelul 3.

4. CONCLUZII

În această lucrare a fost propusă o rutină originală de calcul a presiunilor critice inițiale pentru fundații circulare. Această rutină utilizează pentru stabilirea stării de tensiune teoria elasticității iar pentru stabilirea punctelor plastice criteriul de plasticizare Mohr-Coulomb. De asemenea s-au prezentat și pașii necesari pentru determinarea presiunilor critice inițiale cu ajutorul programului de analiză numerică cu elemente finite Plaxis.

Valorile presiunilor critice inițiale pentru fundații circulare sunt mai mari decât cele pentru fundații continue în condițiile în care se face comparație între fundații circulare a căror diametru este egal cu lățimea fundației continue.

Determinarea presiunilor critice inițiale pentru fundații circulare folosind metodele prezentate necesită un nivel avansat de cunoștințe în domeniul modelării numerice. Din acest motiv s-au propus relații de calcul ale coeficienților presiunii critice inițiale. De asemenea este prezentată și o nomogramă care permite determinarea presiunilor critice inițiale mult mai rapid.

Acknowledgement

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „Studii doctorale pentru performanțe europene în cercetare și inovare” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Bibliografie

1. Stanciu, A.; Lungu, I.: Fundații I - Fizica și mecanica pământurilor. București, 2006.
2. Stanciu, A.: Le calcul de la pression critique du sol de fondation. *Revue Française de Géotechnique*, 67, 1994.
3. STAS 3300-2/85: Teren de fundare – Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe, București, 1985.
4. S.N.I.P. 2.02.01.-83: Osnovanie zdani i soorujenii, Moskva. 1983.
5. Caracostea, A. and Soare, M.: Teoria elasticității. Editura Institutului de Căi Ferate, București, 1955.
6. Harr, M. E.: Foundations on theoretical soil mechanics. McGraw-Hill, 1966.
7. Stanciu A.; Lungu I.; Bejan F.; Aniculăeși M.: Mohr-Coulomb plasticity criterion applied in the 3D stress state, particularly for the Bahlui clay – România. Proceedings of the international conference DEDUCON (Sustainable development in civil engineering), Iași, 2011.
8. Brinkgreve RBJ, Broere W, Plaxis user's manual. Olanda, 2006.
9. Stanciu, A.; Lungu, I.: Considerații privind calculul terenului de fundare la starea limită de deformații. București: *Revista Română de Geotehnică și Fundații*, nr. 2, 2004.
10. Stanciu A., Lungu I. și Bejan F.,: Calculul presiunii critice inițiale a terenului de fundare, Conferința Națională de Geotehnică și Fundații, Iași, 2012.

ANEXA 1. VALORILE COEFICIENȚILOR PRESIUNII CRITICE INIȚIALE PENTRU FUNDAȚII DE FORMĂ CIRCULARĂ

φ [°]	N_1	N_2	N_3
0	0,000	1,002	3,348
1	0,015	1,060	3,448
2	0,031	1,125	3,550
3	0,048	1,191	3,656
4	0,066	1,263	3,766
5	0,085	1,340	3,879
6	0,105	1,420	3,997
7	0,126	1,508	4,119
8	0,149	1,597	4,246
9	0,173	1,694	4,379
10	0,199	1,797	4,515
11	0,226	1,906	4,659
12	0,255	2,022	4,807
13	0,286	2,147	4,962
14	0,319	2,278	5,124
15	0,354	2,419	5,292
16	0,392	2,569	5,468
17	0,432	2,727	5,651
18	0,475	2,897	5,844
19	0,520	3,081	6,043
20	0,569	3,276	6,253

φ [°]	N_1	N_2	N_3
21	0,621	3,484	6,471
22	0,677	3,707	6,701
23	0,736	3,947	6,940
24	0,800	4,204	7,194
25	0,869	4,478	7,458
26	0,943	4,775	7,737
27	1,023	5,090	8,029
28	1,108	5,432	8,338
29	1,200	5,800	8,660
30	1,300	6,198	9,003
31	1,406	6,625	9,362
32	1,522	7,090	9,745
33	1,647	7,588	10,144
34	1,783	8,133	10,574
35	1,929	8,717	11,021
36	2,089	9,359	11,504
37	2,262	10,047	12,007
38	2,451	10,806	12,550
39	2,656	11,625	13,120
40	2,881	12,524	13,734

Rolul planificării la proiectele din infrastructura de transport rutieră

Andrei Bobu¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, andrei_bobu_c@yahoo.com

Rezumat

Infrastructură rutieră, una dintre componentele majore ale infrastructurii de transport, joacă un rol important în funcționarea societății. În general, infrastructura rutieră ar trebui proiectată și utilizată astfel încât utilizatorii sistemului să știe la ce se pot aștepta, având în vedere capacitatea umană limitată de prelucrare a informațiilor și, în consecință, erorile pe care oamenii le pot comite. Transportul persoanelor și mărfurilor este esențial pentru majoritatea activităților umane. Cu toate acestea, transportul este o activitate costisitoare atât pentru dezvoltatori cât și pentru utilizatori. Planificatorii de transport și inginerii joacă un rol cheie în reducerea costurilor(cum ar fi cele de mentenanță, cu accidentele, impact asupra mediului etc.), și în același timp trebuie să se asigure că infrastructura de transport este utilizată în mod eficient și echitabil. Pentru a face acest lucru au nevoie de o înțelegere a principiilor de planificare, inginerie și management, care se aplică în transport, precum și a unor aspecte ale economiei și o înțelegere corectă a cerințelor statistice și analitice ale acestui subiect din ce în ce mai complex.

Cuvinte cheie: infrastructură rutieră, infrastructura de transport, planificare.

1. STABILIREA CONTEXTULUI. PLANIFICARE BAZATĂ PE OBIECTIVE

Dezvoltarea infrastructurii de transport rutiere a cunoscut o puternică dezvoltare, pe plan european, între anii 1960-1990. Începând cu anii 1960, perioadă caracterizată de o creștere economică semnificativă și o creștere a numărului de mașini vândute a început construcția sistemului de autostrăzi în toată Europa, mai cu seamă în țările dezvoltate [1].

Obiectivele acestui prim demers au fost următoarele:

- creșterea mobilității autovehiculelor concomitent cu creșterea vitezei de deplasare. Ca rezultate conexe acestui obiectiv sunt: economia de timp cu transportul și economii cu rulajul autovehiculelor;
- creșterea siguranței în trafic, deoarece pe autostrada riscul producerii de accidente este mai mic decât pe celelalte tipuri de drumuri;

- creșterea confortului;
- accesibilitate, teoretic infrastructura de transport trebuie sa permită accesul în orice zonă a țării prin folosirea rețelei de drumuri, cu o mobilitate crescută, siguranță și confort.

La mijlocul anilor 1970 a apărut un set de noi obiective. Alături de obiectivele mai sus menționate s-au alăturat și alte obiective, fiecare fiind măsurat într-un mod diferit, cu privire la impactul asupra mediului:

- reducerea poluării fonice;
- reducerea barierelor fonice;
- reducerea poluării aerului.

Dintre obiective mai recent introduse se numără:

- calitatea în mediul urban, de exemplu funcționalitatea practică, socială, estetică a unui cartier;
- creșterea activității economice, a schimburilor de mărfuri și a industriei;
- crearea de legături între regiuni;
- creșterea mobilității persoanelor;
- măsurarea consecințelor pe termen lung asupra mediului.

Tabel 3 Clasificarea obiectivelor [2].

Obiective pe plan local	Obiective pe plan regional/national	Obiective pe plan global/national
Creșterea mobilității autovehiculelor concomitent cu creșterea vitezei de deplasare. Creșterea siguranței în trafic. Creșterea confortului. Accesibilitate. Reducerea poluării fonice. Reducerea barierelor fonice. Reducerea poluării aerului. Calitatea în mediul urban.	Creșterea activității economice, a schimburilor de mărfuri și a industriei. Crearea de legături între regiuni.	Creșterea mobilității persoanelor. Consecințele pe termen lung asupra mediului.

Formularea de obiective poate să fi folositoare din două puncte de vedere:

- ca un ghidaj pentru planificare, de exemplu pentru definirea și structurarea modului în care se va face planificarea;

- pentru a expune problema dezbătută într-un mod clar și a avea o bază de plecare în schimbul de idei și formularea de noi judecăți [3].

De asemenea, stabilirea obiectivelor specifice proiectului ajută la evidențierea și descrierea consecințelor punerii în practică a acestuia în corelare cu particularitățile sitului (de exemplu: lărgirea unei autostrăzi, reconstrucția unui drum existent, construcția unui by-pass etc.).

Evidențierea obiectivelor trebuie să fie inclusă în procesul managerial chiar de la prima etapă. În același timp se poate observa că realizarea obiectivelor este într-o strânsă relație cu evenimentele care au loc în mediul economic. Aceste evenimente pot provoca șanse și/sau riscuri de îndeplinire sau neîndeplinire a obiectivelor, cu o probabilitate determinată de orizontul de timp la care se raportează previziunile manageriale. Aceste aspecte sunt interdependente și relevate în mod sugestiv în Figura 2.

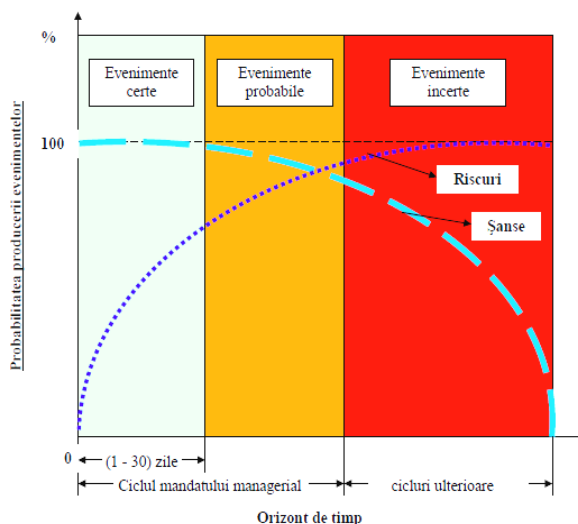


Figura 2. Riscuri și șanse de realizare a obiectivelor decizionale [4].

2. PROCESUL DE PLANIFICARE

În mod convențional, planificarea este procesul stabilirii obiectivelor organizației, a unui program sau proiect și a măsurilor privind atingerea acestora. Dacă este bine aplicată, planificarea prezintă multiple avantaje, cum ar fi:

- planificarea determină managerii să gândească în viitor;
- conduce la ridicarea standardelor performanței;

- formularea planurilor obligă managerii să definească obiectivele și resursele;
- planificarea oferă factorilor de decizie capacitatea de a face față evenimentelor neașteptate, diminuând riscurile.

Se vorbește despre planificare atât atunci când se prioritizează anumite proiecte de infrastructură sau în cazul în care se analizează strategii pe termen lung și consecințele lor asupra infrastructurii rutiere. În ambele cazuri procesul de planificare poate fi văzut ca având două componente: una politică și una tehnică. De exemplu în analiza unei strategii, în ce privește investițiile, în proiectele de infrastructură, din interiorul orașelor față de cele care leagă orașele sau concentrarea pe doar câteva proiecte de mare anvergură față de proiecte de mică anvergură dar multe, factorul politic deține un rol important în stabilirea metodologiei de lucru [5].

Procesul de planificare este compus, în mod convențional, din șase pași:

- formularea problemei;
- definirea obiectivelor;
- stabilirea unor variante;
- determinarea consecințelor;
- alegerea uneia dintre variante;
- implementarea [3].

3. MODEL DE PLANIFICARE DECIZIONAL

Modelul poate fi definit ca o reprezentare abstractă și simplificată a unui proces. Metoda modelării este un instrument de cunoaștere științifică și are ca obiect construirea unor reprezentări care să permită o mai bună înțelegere și o mai profundă cunoaștere științifică a diferitelor domenii. Esența metodei modelării constă în înlocuirea procesului real studiat printr-un model mai accesibil studiului. Putem spune că modelul este o reprezentare izomorfa a realității, care oferă o imagine intuitivă, dar riguroasă în sensul structurii logice a fenomenului studiat, și permite descoperirea unor legături și legități greu de stabilit pe alte căi.

Decizia constituie fundamentul activităților de management în instituții și companii. Pe această bază se concep și se conduc, în mod conștient, toate acțiunile de îndeplinire a obiectivelor sistemului oricărei persoane juridice. Ansamblul etapelor de lucru privind formularea, comunicarea, urmărirea aplicării și evaluarea

rezultatelor deciziei adoptate constituie procesul decizional. În cadrul acestui proces se operează cu ajutorul modelelor decizionale [4].

O diagrama a procesului de planificare nu este neaparat incompatibilă cu diagrama procesului decizional. O astfel de diagrama poate sugera faptul că planificare este în întregime o disciplină tehnică. Înțelegerea procesului de planificare este îmbunătățită prin acordarea atenției unor circumstanțe concrete, deoarece unele decizii, mai mult sau mai puțin documentate, pot afecta în mod decisiv rezultatul final.

Cunoscând acestea modelul de planificare ales va trebui să reflecte următoarele:

- deciziile (rezultate în urma) procesului de planificare;
- procesul de planificare asigură fundamentul pe care se vor lua deciziile.

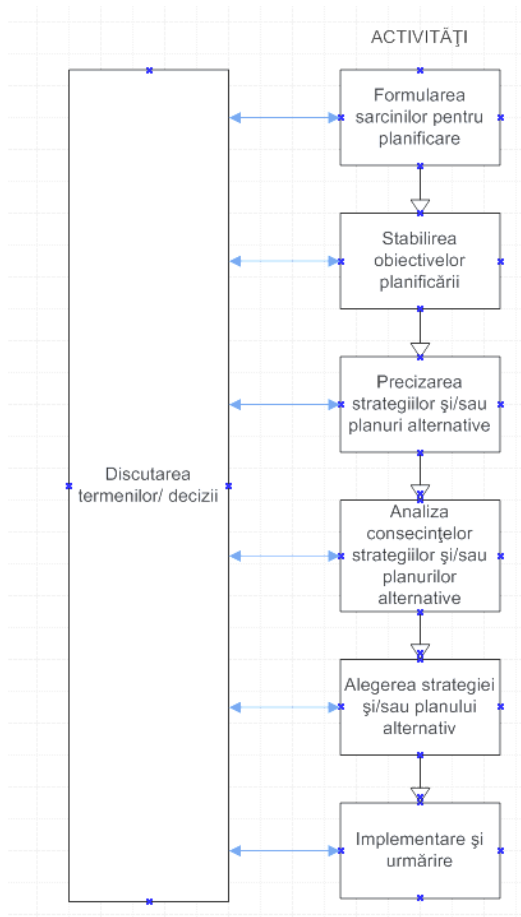


Figura 3. Schemă decizională a procesului de planificare [2].

4. CONCLUZII

Modelul de planificare decizional presupune că planificarea va trebui privită ca o interacțiune dintre căutare, documentare și negociere a activităților. În consecință, având acest model drept punct de plecare, posibilitățile și constrângerile tehnice asociate activităților sunt combinate cu posibilitățile și constrângerile de natură organizațională și politică. Este necesar ca modelul pe baza căruia se face planificarea, ca parte dintr-un proces democratic, să fie transparent și comprehensibil pentru toate părțile implicate.

În concordanță cu modul de planificare adoptat, este necesar să fie pregătită o fundamentare a deciziei privind investiția în ce privește exinderea, construcția și reconstrucția infrastructurii administrate. Aceste decizii privesc diverse aspecte ale activităților de planificare. Un numitor comun al acestora ar fi acela că ele influențează rezultatul final într-un mod decisiv, de aceea sunt mai mult decizii de natura strategică decât operaționale.

Pentru procesul de planificare aferent infrastructurii de transport rutiere această abordare nu presupune că metodele analitice de rezolvare a problemelor nu sunt necesare, dar trebuie folosite într-un fel mai puțin îngust față de cum au fost folosite pana acum. Această abordare susține procesul decizional într-un mod eficient, controlabil, ajustabil și bine documentat.

Bibliografie

1. <http://go.worldbank.org>. (2013). <http://go.worldbank.org/ME49C4XOH0>. (WBI, The World Bank Institute) Accesat: ianuarie 2013.
2. Leleur, S. (2000). Road Infrastructure Planning – A Decision-Oriented Approach. 2nd. Lyngby, Denmark: Polyteknisk Forlag.
3. <http://internationaltransportforum.org>. (2013). <http://internationaltransportforum.org/irtadpublic/datasets.html>. (International Transport Forum) Accesat: februarie 2013.
4. Bontaș, D. (2009). <http://www.ugb.ro/cd/DBontas/Model%20%20nou%20de%20proces%20%20decizional.pdf>. Accesat ianuarie 2013, from <http://www.ugb.ro>.
5. Filipoiu, I. R. (2009). Managementul proiectelor de cercetare, dezvoltare și inovare. București: Editura Politehnica Press.

Acknowledgement

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „Studii doctorale pentru performanțe europene în cercetare și inovare” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Modele și teorii de rupere pentru pământuri

Răzvan Chirilă¹, Andreea Damian², Cosmin Fantaziu

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, chirilarazvan1986@gmail.com

²doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, andreea_damian86@yahoo.com

³doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, fantaziucosmin@yahoo.com

Rezumat

Pământul este un material cu totul deosebit de alte materiale de construcții deoarece rezistența sa este în funcție de eforturile și deformațiile la care este supus. Rezistența la forfecare a pământurilor depinde de o serie de factori care prin luarea acestora în considerare, conduc, prin încercări de laborator, la o apreciere mai exactă a componentelor ce o caracterizează. În ultimii ani, metodele numerice au devenit instrumente standard în analiza problemelor de inginerie geotehnică. Aceasta se datorează în principal posibilităților de analizare 2D și 3D a programelor de calcul, precum și pentru realizările continue făcute în dezvoltarea de modele constitutive. În articol sunt evidențiate principalele modele constitutive de rupere progresivă dezvoltate de diferiți autori. Acestea sunt aplicate cu succes în ipotezele de calcul a diferitelor programe de modelare în domeniul geotehnicii.

Cuvinte cheie: rezistența la forfecare, Mohr-Coulomb, mobilizarea rezistenței la forfecare, Cam-Clay original, Cam-Clay modificat, efort-deformație

1. INTRODUCERE

Terenul reprezintă volumul de rocă sau de pământ care este influențat de lucrările de construcții pe care le suportă. Acesta poate fi alcătuit din roci compacte sau din pământuri, care sunt roci dezagregate. Rocile compacte se clasifică în roci stâncoase (masive cu rare crăpături, masive crăpate constând din blocuri nelegate și masive stratificate) și roci semistâncoase (marne, marne argiloase și argile marnoase compacte, șisturi argiloase, argile șistoase și nisipuri cimentate). Pământul este un material cu totul deosebit de alte materiale de construcții deoarece rezistența sa este în funcție de eforturile și deformațiile la care este supus. Din aceasta cauză numai pe baza unei anumite stări de eforturi-deformații se poate aprecia rezistența pământului. În general pământurile cedează prin depășirea rezistenței la forfecare.

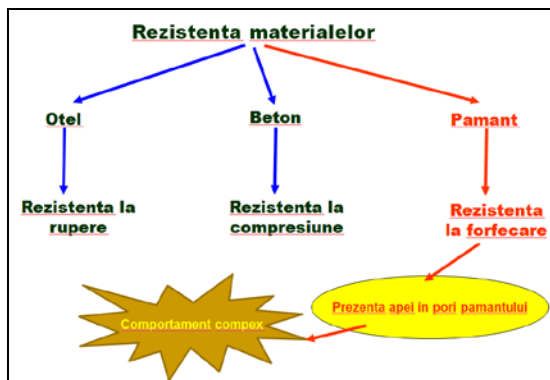


Fig. 1. Rezistența diferitelor materiale utilizate în ingineria civilă

Rezistența la forfecare a pământurilor este unul dintre cele mai importante aspecte în problemele de inginerie geotehnică, cum ar fi capacitatea portantă a fundațiilor de suprafață și de adâncime, stabilitatea masivelor de pământ (versanți, baraje, diguri, taluzuri artificiale) și împingerea pământului pe lucrările de sprijin, acestea fiind afectate de rezistența pământului constituent.

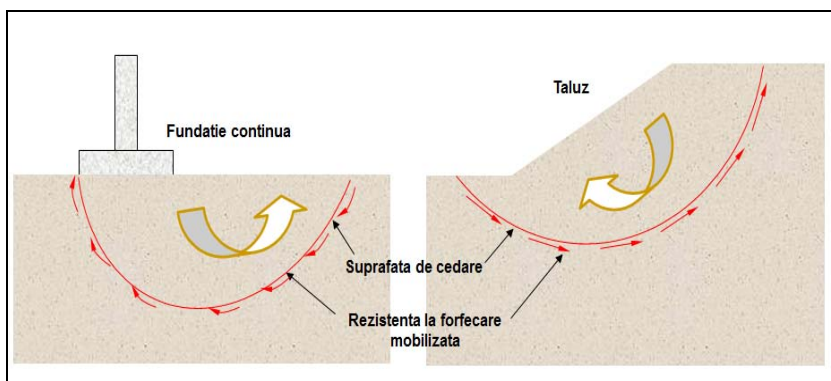


Fig. 2. Mecanisme de cedare prin depășirea rezistenței la forfecare

2. FACTORI DE INFLUENȚĂ AI REZISTENȚEI LA FORFECARE

2.1. Caracteristici generale de rezistență și deformație

Comportamentul efort – deformație și efort – deformație – timp sunt importante în orice problemă în care mișcarea pământului prezintă interes. Cele mai multe relații pentru caracterizarea efort – deformație și proprietățile de rezistență a pământului

sunt empirice Și sunt bazate pe fenomene logice de comportament a pământului. Ecuția Mohr – Coulomb este de departe cel mai utilizat model de abordare privind rezistența la forfecare.

$$\begin{aligned}\tau_f &= c + \sigma \tan \phi \\ \tau_f &= c' + \sigma' \tan \phi'\end{aligned}\quad (1)$$

unde, τ_f - este efortul de forfecare la cedare pe planul de cedare, c și ϕ - parametrii aferenți eforturilor totale, c' Și ϕ' - parametrii aferenți eforturilor efective.

În realitate, rezistența la forfecare a terenului depinde de mai mulți factori Și o ecuație completă poate fi de forma:

$$\tau_f = F(e, c', \phi', \sigma', C, H, T, \varepsilon, \bar{\varepsilon}, S) \quad (2)$$

unde e - porozitatea, C - compoziția, H - istoricul de efort, T - temperatura, ε - deformația, $\bar{\varepsilon}$ - rata deformației, S - structura pământului.

Prin urmare, valoarea rezistenței la forfecare incluzând c' Și ϕ' este determinată folosind diferite tipuri de încercări specifice (forfecare directă, forfecare în aparatul triaxial, forfecare simplă), condiții drenate Și/sau nedrenate, rata de încărcare, sarcina geologică Și istoricul de efort. Contribuțiile de bază la rezistența pământului sunt rezistența între particulele de pământ la contactul dintre acestea Și legăturile interne cinematice a particulelor asociate cu schimbarea structurii pământului.

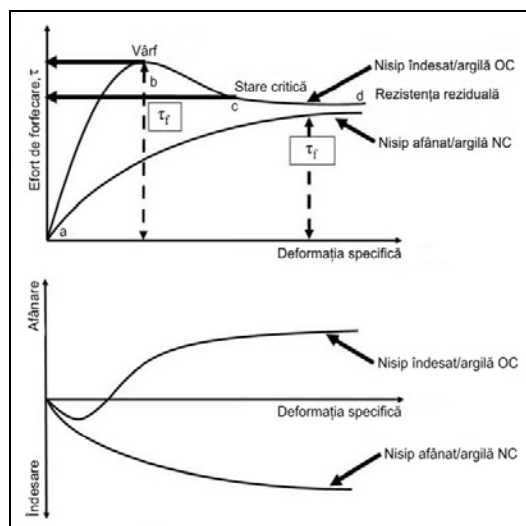


Fig. 3. Rezistența la forfecare – deformație, deformație – tasare specifică

Amploarea acestora depinde de efortul efectiv și de tendințele de schimbare a structurii pământului. Pentru astfel de materiale, diagrama de efort-deformație din încercarea de forfecare este de obicei de forma indicată în figura 3.

2.2. Comportamentul efort – deformație

Variațiile comportamentului efort – deformație variază de la foarte fragil, pentru unele argile rapide (quickly), pământuri cimentate, cu preponderență argile supraconsolidate și nisipuri indesate până la argile remodelate și nisipuri afânate. O creștere a presiunii de consolidare duce la o creștere a modulului de deformație precum și o creștere a rezistenței.

Relațiile efort – deformație sunt de obicei neliniare, rigiditatea pământului (de multe ori exprimat în modulul tangent și modulul secant) în general descrește odată cu creșterea efortului de forfecare sau creșterea nivelului de efort până la o valoare de vârf (de cedare).

Figura 4 prezintă o curbă de scădere a rigidității, în termeni de modul de forfecare G și modulul lui Young E , împreună cu nivelul de deformare și acestea asociate cu tehnicile de încercare în laborator utilizate pentru măsurarea rigidității.

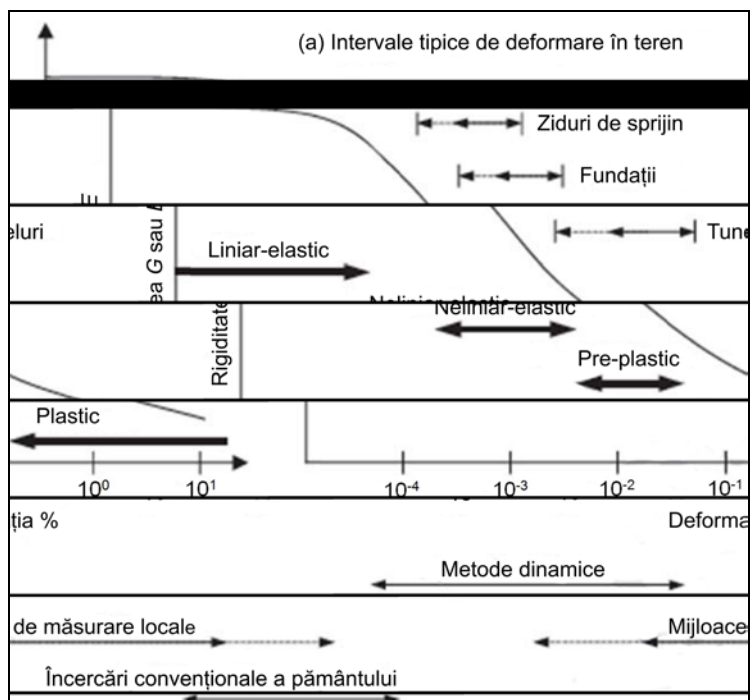


Fig.4. Variația curbei de rigiditate; rigiditatea reprezentată grafic în raport cu deformația la scară logaritmică. (a) nivelul deformației observate pe durata construcției a diferitelor

structuri geotehnice și (b) nivelul eforturilor care pot fi măsurate prin diferite tehnici .
Modele constitutive de rupere progresiva

3.1. Modele constitutive izotrope elastice

Modelele izotrope elastice pot fi împărțite în două categorii și anume: modele izotrope liniar elastice și modele izotrope neliniar elastice.

Conform legii lui Hooke, materialul este caracterizat doar de doi parametri, modulul lui de deformare, (E) și de coeficientul lui Poisson (μ). Această lege, a fost aplicată pe o scară foarte largă în mecanica pământului în primii ani ai apariției metodei elementelor finite, cu toate că, modelele elastice izotrope nu reproduc comportamentul real al pământului.

Legea constitutivă pentru un material izotrop se poate exprima astfel:

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\} \quad (3)$$

3.2. Modele constitutive izotrope elasto-plastice – Criteriul de cedare plastică Mohr-Coulomb

În anul 1900, Mohr a prezentat o teorie privind cedarea unor materiale. Conform acestei teorii [1] cedarea în lungul unui plan în interiorul unui material are loc prin asocierea (combinația, dependența) critică dintre tensiunile normale și cele de forfecare și nu numai datorită unui singur parametru (efort normal sau de forfecare).

Cedarea pământurilor este suficient de bine descrisă de teoria de rezistență, a tensiunilor tangențiale maxime. Această teorie a fost adoptată pentru materialele (inclusiv pământuri) la care rezistența la forfecare este dependentă de tensiunea normală pe suprafața de forfecare $\tau_f = f(\sigma)$ de Otto Mohr.

3.3. Modelul stării critice

Criteriul de cedare Cam-Clay este un model bazat pe teoria stării critice, dezvoltat de Catedra de Geotehnică din cadrul Universității Cambridge din Marea Britanie. El combină conceptele consolidării, compresiunii, curgerii, și cedării pământului într-un singur cadru (Atkinson și Bransby, 1978).

Modelul stării critice are nevoie pentru definirea lui de următoarele informații:

- funcție de curgere, care separă comportamentul pur elastic de comportamentul elasto-plastic;

- o lege de curgere, care estimează direcțiile deformațiilor plastice;
- și (opțional) un set de legități de consolidare/relaxare care descrie modul în care parametri de stare (de exemplu rezistența) se modifică cu deformațiile plastice.

Ideea centrală a modelului Cam-Clay (Roscoe) sau a modelului stării critice (Critical State Model – CSM, Schofield și Wroth) constă în faptul că toate pământurile vor ceda după o unică suprafață de cedare (critică) în spațiul $(q; p'; e)$, limitată de linia stării critice (CSL).

3.3.1 Modelul stării critice pentru pământurile argiloase

Conceptul de bază a stării critice se referă la condiția că sub un efort de forfecare susținut uniform există o relație unică între indicele porilor e_{cs} (sau volumul specific $v_{cs} = 1 + e_{cs}$), presiunea efectivă medie p'_{cs} și efortul deviator q_{cs} așa cum este arătat în figura 5.

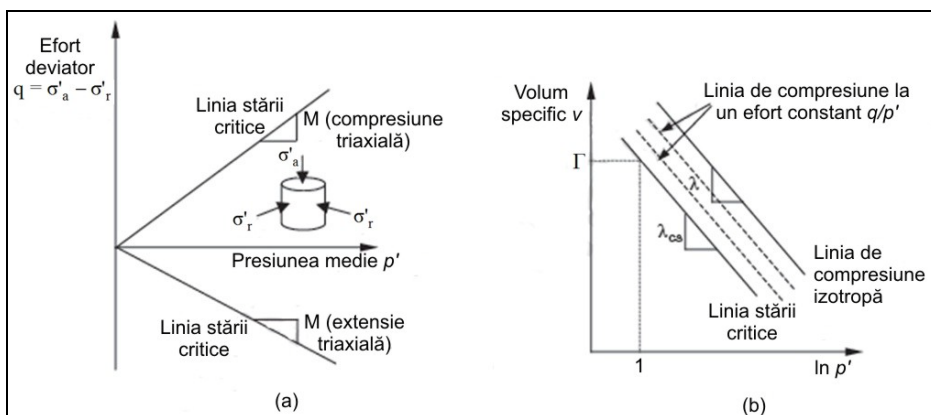


Fig.5. Conceptul de stare critică: (a) planul $p'-q$, (b) planul $v - \ln p$

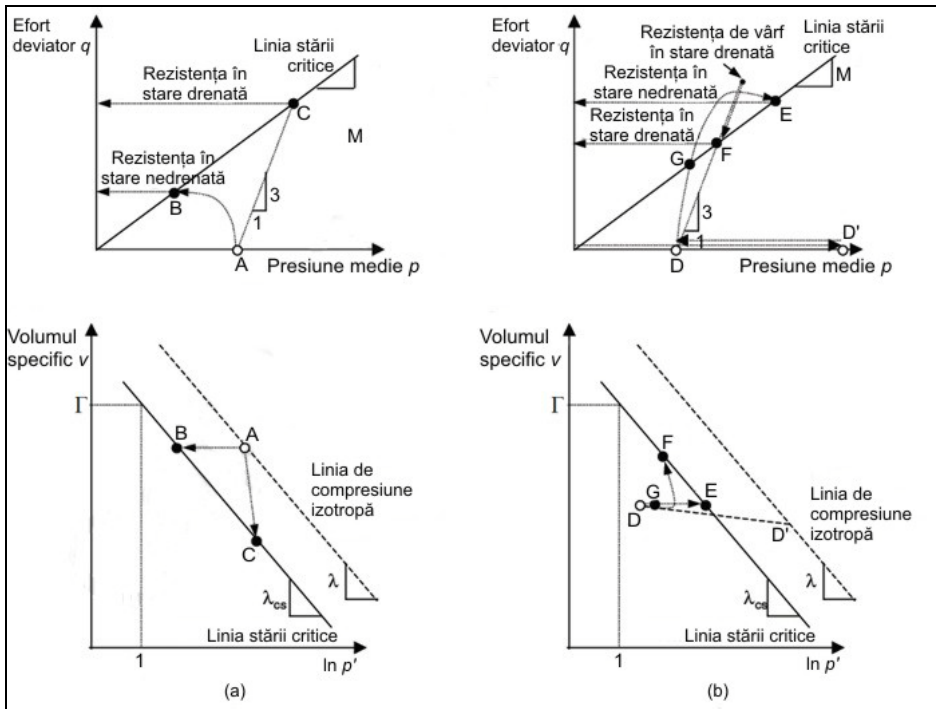


Fig.6. Răspunsul efort – deformație pentru încercări drenate și nedrenate utilizând conceptul de stare critică: (a) argilă normal consolidată; (b) argilă supraconsolidată

3.3.2. Modelul stării critice pentru pământurile necoezive

Starea de rezistență critică și densitatea relativă pentru nisipuri poate fi exprimată astfel:

$$q_{cs} = M \cdot p'_{cs}$$

$$D_{R,cs} = \frac{e_{\max} - e_{cs}}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1}{\ln(\sigma_c / p')} \quad (4)$$

unde e_{cs} - indicele porilor aferent stării critice, $e_{\max}$, $e_{\min}$ sunt indicii porilor în condiții de maxim și minim, σ_c rezistența la strivire a particulelor.

Diversi parametri de stare normalizați au fost propuși să caracterizeze diferența între starea actuală și linia de stare critică așa cum este evidențiat în figura 7.

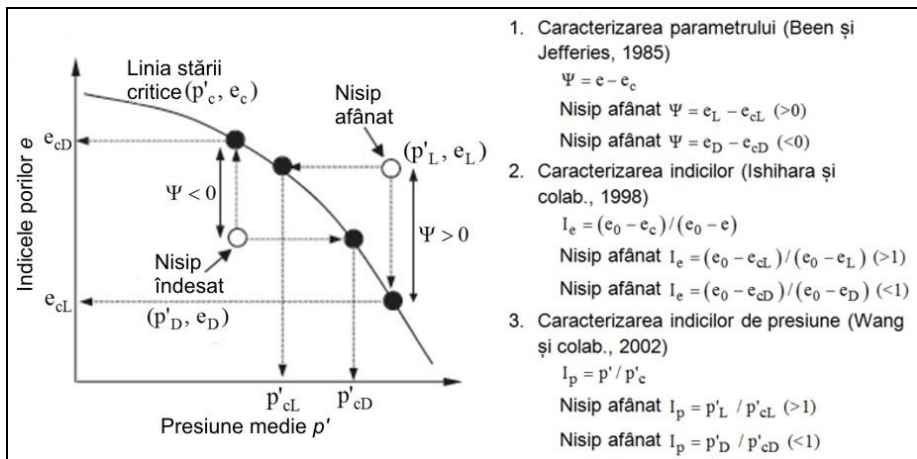


Fig.7. Parametri care sunt legați de starea actuală a stării critice

4.4. Criteriul de cedare Cam-Clay Original

Modelul Cam-Clay original, propus de Roscoe, Schofield și Wroth (1958), reprezintă o dezvoltare revoluționară în mecanica modernă a pământurilor.

Modelul matematic. Modelul Cam-Clay original a fost dezvoltat prin studiul deformațiilor pământului în laborator în stare remaniată, nu în starea în care se găsește în natură. Un model pentru comportamentul la compresiune al pământului. Pentru încercările de compresiune izotropă, $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$. Efortul efectiv principal p' este dat de:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \sigma'_1 \quad (5)$$

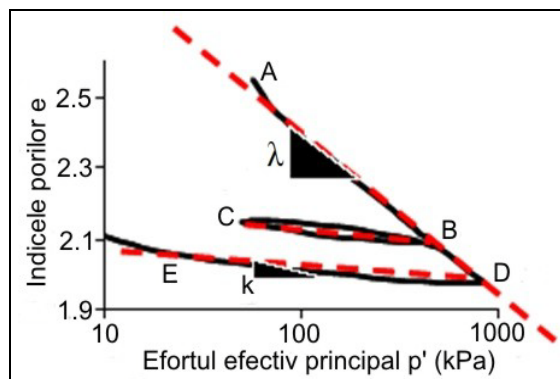


Fig.8 Comportamentul la compresiune a unei probe de argilă remaniată

4.5. Modelul Cam-Clay Modificat

Modelul Cam-Clay Modificat este un model constitutiv elasto plastic bazat pe conceptul stării critice pentru prezicerea comportamentului pământului supus unui anumit tip de solicitare. Acest model presupune folosirea proprietăților elastice, o suprafață de curgere, un potențial plastic și o regulă creștere a suprafeței de curgere prin încărcare suplimentară. Modelul poate fi ușor implementat cunoscând parametrii pământului M, λ, k sau K, N și G sau μ . Unde:

M reprezintă panta liniei de stare critică în planul $q - p'$;

λ – panta liniei de consolidare izotropă (NCL) în planul $v - p'$;

k – panta liniei de descărcare reîncărcare;

K – modulul deformației volumice;

N – este o constantă a pământului care specifică locația liniei de consolidare normală (NCL) în planul $v - p'$, reprezintă volumul specific al liniei de consolidare normală la $p' = 1 \text{ kPa}$;

G – modulul de forfecare;

μ – coeficientul lui Poisson;

v – volumul specific.

Dezvoltarea modelului se bazează pe rezultatele încercărilor de laborator efectuate în aparatul triaxial.

Suprafața de curgere propusă de acest model are o formă eliptică de ecuație:

$$(p' - p'_0)^2 + \frac{q^2}{M^2} = p'^2_0 \quad (6)$$

Efortul efectiv principal p' , efortul deviatoric q și raportul eforturilor sunt date de următoarele relații:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33}) = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (7)$$

$$q = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma'_{11} - \sigma'_{22})^2 + (\sigma'_{22} - \sigma'_{33})^2 + (\sigma'_{33} - \sigma'_{11})^2 + 6(\sigma'^2_{12} + \sigma'^2_{23} + \sigma'^2_{31})} \\ = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (8)$$

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (9)$$

5. CONCLUZII

Interesul crescut observat în ultima vreme față de determinarea parametrilor rezistenței la forfecare și mobilizarea rezistenței la forfecare pe diferite tipuri de pământ ce fac parte din zone cu probleme de stabilitate (versanți, taluzuri) își găsește expresie în numărul mare de manifestări internaționale cu tematică în acest domeniu. Rezistența la forfecare a pământurilor este unul dintre cele mai importante aspecte în problemele de inginerie geotehnică, cum ar fi capacitatea portantă a fundațiilor de suprafață și de adâncime, stabilitatea masivelor de pământ (versanți, baraje, diguri, taluzuri artificiale) și presiunea laterală pe structurile de sprijin. Evoluția în timp a deformațiilor este caracterizată prin atingerea unei stări limită de rezistență într-un prim punct, extinderea prin redistribuirea tensiunilor și formarea unor zone de cedare plastică, suprafețe de lunecare, care devin continui provocând în final pierderea stabilității generale a masivului de pământ. Având în vedere dezvoltarea programelor de calcul asistate de calculator în domeniul ingineriei geotehnice, rezultatele obținute în laborator pe diferite tipuri de pământ se pot introduce ca parametri de intrare în diferite analize ce au la bază modelele constitutive descrise în articol.

Bibliografie

1. Braja M. Das., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, New York, 2008.
2. Coop, M. R., The mechanics of uncemented carbonate sands, Geotechnique, Vol. 40, No. 4, pp. 607–626, 1990.
3. Yasufuku, M., Murata, H., and Hyodo, M., Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, pp. 95–109, 1991.
4. Jardine, R. J., Some observations on the kinematic nature of soil stiffness, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 11–124, 1992.
5. Lambe, T. W., and Whitman, R. V., Soil Mechanics, Wiley, New York, 1969.
6. Păunescu, M., Pop, V., Silion, T., Geotehnică și Fundații. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1982.
7. Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Wroth, C. P., On the yielding of soils, Geotechnique, Vol. 8, No. 1, pp. 22–52, 1958.
8. Schofield, A., and Wroth, C. P., Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill, London, 1968.
9. Stanciu, A., Lungu, I., Fundații I, Editura Tehnică, București, 2006.

Pereti mulati

Chiya Saky

doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, saky.c@freenet.de.

Rezumat

Pereții de tip diafragma sunt folosiți pentru un număr variat de soluții (fundatii indirecte, structuri de sprijinire temporare sau permanente, etc.) și reprezintă soluția pentru diferite probleme de la realizarea construcțiilor subterane (parcări, subsoluri, pasaje subterane etc.) până la realizarea impermeabilizării subsolurilor, barajelor, stabilizarea a versanților etc.

Cuvinte cheie: teren de fundare, fundație, pereti diafragma, îmbunătățire teren.

1. INTRODUCERE

Peretii mulati sau peretii diafragma pot fi structuri de sprijin permanente sau structuri de sprijin temporare. In categoria peretilor mulati se inscriu urmatoarele doua mari categorii:

Ziduri de sprijin - pereti de sprijin sau sustinere: de obicei astfel de structuri sunt realizate in scopul sustinerii pamantului in cazul realizarii excavatiilor adanci. Acesti pereti de sustinere pot fi de urmatoarele tipuri:

- pereti de sustinere din beton armat monolit,
- pereti de sustinere din panouri din beton armat (panouri prefabricate),
- pereti de sustinere din noroi autointaritor, pereti de sustinere armati.

Pereti de impermeabilizare (cut-off diaphragm walls): utilizati cu scopul impermeabilizarii anumitor zone (impermeabilizarea terenului de fundare) ca de exemplu zona excavatiilor adanci sau terenului de fundare in cazul constructiilor hidrotehnice, etc.; aceste structuri au ca scop eliminarea fenomenului de migrare a apei subterane, naturala sau de alta natura - poluant, sau al oricarui al fluid prezent in pamant.

Aceste structuri pot fi de urmatoarele tipuri:

- pereti din noroi autointaritor cu/fara geomembrane sau palplanse metalice,
- pereti din beton plastic (gel beton sau beton autointaritor).

2. ASPECTE SPECIFICE

În cazul realizării peretilor mulati trebuie avute în vedere următoarele aspecte ce sunt importante mai ales în faza de execuție a structurii:

- nivelele piezometrice și permeabilitatea materialelor,
- prezența pamanturilor de fundare slabe (proaste), a materialelor foarte permeabile sau a cavităților (goluri - naturale sau artificiale), situații care conduc la pierderea fluidului de foraj și ca urmare la pierderea stabilității tranșeei în timpul realizării excavatiei,
- prezența blocurilor sau a oricăror alte obstrucții ce pot conduce la dificultăți sau chiar la întreruperea procesului de excavare a tranșeei; trebuie menționată mărimea și frecvența de apariție a obstrucțiilor,
- prezența, poziția, rezistența și duritatea materialelor ce pot cauza dificultăți în procesul de excavare a tranșeei și necesită folosirea de instrumente de săpat speciale,
- compoziția chimică a apelor subterane, a pamanturilor precum temperatura apei acolo unde acest lucru este necesar a cunoscut (ISO 9690),

Nivelele piezometrice ale apelor subterane (panzelor de apă subterană) trebuie monitorizate separat, de-a lungul unei perioade de timp suficient de mari pentru a se putea estima nivelele piezometrice cele mai ridicate ce pot să apară în timpul execuției peretilor mulati. O atenție deosebită trebuie acordată apelor subterane ce funcționează în regim artezian.

Parametrii de rezistență ai pamanturilor (și rocilor) trebuie determinați prin încercări de laborator sau de teren pe probe caracteristice prelevate de-a lungul întregii fișe a peretelui și sub nivelul inferior al acestuia pe o adâncime care depinde de natura terenului precum și de funcția care urmează a fi îndeplinită de structură.

Fluidele de foraj utilizate la execuția baretelor se obțin pe baza de suspensii de bentonită activată în apă, care îndeplinesc condițiile tehnice prevăzute în STAS 9305-81 "Bentonită activată pentru fluide de foraj".

Suspensia de bentonită va fi preparată fie cu bentonită sodică naturală fie cu cea activată.

În anumite cazuri cum ar fi cel în care densitatea suspensiei trebuie mărită vor fi adăugate numai materiale inerte.

Un noroi autointăritor poate fi preparat atât cu bentonită calcică cât și cu bentonită sodică naturală sau activată.

3. MATERIALE FOLOSITE

Bentonita este folosită în noroiul de foraj fie ca suspensie de bentonită fie ca adaos la diverși polimeri. Este de asemenea folosită ca și constituent al noroiurilor autointăritoare. Este o argilă conținând în principal montmorilonit sau alte minerale

similare. Trebuie facuta o distinctie clara intre bentonita calcica, bentonita naturala de sodiu si bentonita activata care este o bentonita sodica produsa din bentonita calcica prin schimb ionic.

Bentonita folosita in noroaiele de foraj nu va contine constituinti daunatori betoanelor sau armaturilor.

Noroaiele autointaritoare sunt utilizate in general in cazul tehnologiilor de pereti mulati prefabricati, pentru peretii mulati din noroi autointaritor armat. Ele servesc ca noroi de foraj in timpul excavarii si impreuna cu partile fine din terenul natural formeaza in cele din urma un material intarit.

Caracteristicile noroiului pot fi suficiente pentru a asigura o performanta satisfacatoare in timpul executiei. Aditivii pot fi folositi pentru a imbunatati lucrabilitatea in timpul excavarii si a insertiei de elemente ca si a timpului de priza luand in considerare efectele posibile ale temperaturii si elementelor chimice din pamant si apele subterane.

Caracteristicile materialului intarit necesare anumitor aplicatii (de exemplu permeabilitate, rezistenta si deformabilitate) impreuna cu metodele de incercare trebuie specificate pentru satisfacerea cerintelor functionale ale peretelui.

Betonul folosit la peretii ingropati turnati in situ sau prefabricati va fi in conformitate cu prescriptiile din ENV 206. Urmatoarele subcapitole ale acestei sectiuni se aplica in cazul betoanelor turnate in situ si trateaza numai proprietatile necesare unei executii corecte.

Reteta betonului va fi stabilita astfel incat sa se evite segregarea in timpul turnarii, sa fie suficient de fluid pentru a putea umple toate golurile iar dupa priza sa formeze o masa densa si impermeabila. Proprietatile betonului intarit cu privire la rezistenta si durabilitate vor fi compatibile cu cerintele de lucrabilitate.

Controlul calitatii betonului proaspăt se va face prin prelevarea de probe atat la statia de betonare cat si la locul de punere in opera, asupra carora se determina consistenta betonului prin metoda tasarii conului (STAS 1759-80).

Aditivii pot fi folositi in urmatoarele scopuri:

- reducerea cantitatii de apa si plasticizare betonului pentru evitarea separarii laptelui de ciment si a segregarii;
- intarzieri de priza utilizati pentru marirea domeniului de lucrabilitate (folositi in situatia in care procesul de betonare dureaza timp mai indelungat sau exista intreruperi in procesul tehnologic);

Armatura utilizata in cazul peretilor mulati trebuie sa corespunda prescriptiilor din EN 10080. Tinandu-se seama de toate precautiile necesare, elementele metalice de tipul tuburilor, placilor, etc. nu trebuie sa fie realizate din otel galvanizat sau alte metale sau alte metale care pot produce efecte electrostatice avand ca efect segregarea noroiului de foraj sau coroziunea electrochimica a armaturii.

4. ETAPE DE EXECUTIE

Peretii mulati sunt construiti de la nivelul solului, prima etapa fiind excavarea unei gropi de fundatie intinsa si adanca.



Dupa ce excavarea este finalizata, un schelet de sustinere este introdus in groapa de fundatie dupa care urmeaza turnarea betonului prin palnie fixa de jos in sus. Pentru a preveni prabusirea peretilor excavatiei pana ce betonul va fi turnat, groapa de fundatie este umpluta cu noroi bentonitic care se fixeaza de pereti si sustine materialul solului.

O tola de etansare este pozitionata la imbinarea fiecarui planou pentru a evita patrunderea apei. Tolele de etansare sunt confectionate din PVC si sunt integrate in imbinari in timpul turnarii betonului.

Turnarea betonului trebuie sa inceapa dupa cel mult o ora de la terminarea curatarii talpii transeei, timp in care se apreciaza ca se poate introduce in transee carcasa de armatura si se realizeaza toate lucrarile pregatitoare in vederea betonarii.

Inainte de turnarea betonului, se va verifica centrarea carcasei de armatura suspendata pe grinzile de ghidaj. De asemenea, in transee se instaleaza pompa submersibila prevazuta cu furtun pentru evacuarea noroiului impins de jos in sus de betonul turnat.

La excavatiile in uscat betonarea se va realiza in asa fel incat sa se evite segregarea. La excavatiile in uscat este permisa pomparea directa a betonului in transee. Vibrarea betonului nu este permisa atunci cand pot sa apara protuberante mai mari de 100mm.

In excavatiile unde a fost folosit noroiul de foraj betonarea se va face de jos in sus prin intermediul uneia sau mai multor tubulaturi de betonare.

Tubulatura de betonare trebuie sa fie curata si impermeabila. Diametrul interior va fi cel putin 0.15m si cel putin de 6 ori mai mare decat dimensiunea maxima a

agregatelor. Diametrul exterior va fi ales in asa fel incat sa poata trece liber prin carcasa de armatura.

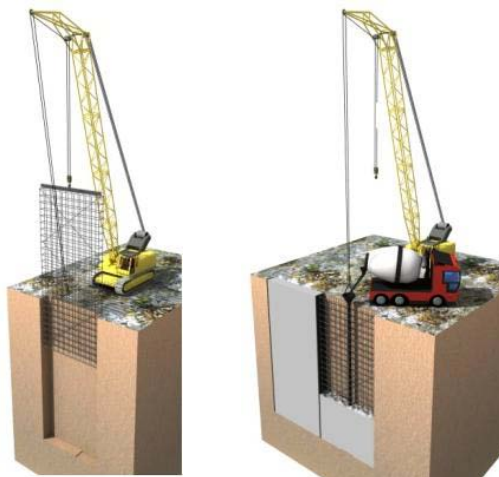
Numarul de tubulaturi de betonare va fi ales pentru un panou astfel incat sa se limiteze distanta orizontala pe care betonul trebuie sa o parcurga de la capatul tubulaturii. In conditii normale se recomanda ca aceasta distanta orizontala sa fie mai mica de 2.5m. Se recomanda ca cel putin o tubulatura de betonare sa fie folosita la fiecare carcasa de armatura in cazul in care sunt prevazute mai multe carcase intr-un panou.

Cand sunt folosite mai multe tuburi de betonare acestea vor fi aranjate si alimentate cu beton astfel incat sa fie asigurat un flux uniform de beton, pe directie verticala orientat de jos in sus.

Dupa ce betonarea a inceput tubulatura de betonare va fi intotdeauna pastrata sub nivelul betonului proaspat. Se recomanda ca tubulatura sa fie scufundata in beton pe o adancime de minimum 3m dar aceasta poate fi redusa la 2m daca nivelul betonului este cunoscut cu exactitate. Adancimea, masurata fata de nivelul betonului, la care se gaseste capatul tubulaturii de betonare poate fi redusa pe masura apropierii de nivelul terenului pentru a facilita curgerea betonului.

Viteza de crestere a nivelului betonului pe inaltime in panou nu trebuie sa fie mai mica de 3m pe ora. Cand sunt anticipate intarzieri care pot afecta calitatea betonului (de exemplu datorita conditiilor de trafic) betonului proaspat trebuie sa i se adauge o cantitate corespunzatoare de intarziatori de priza inca de la preparare.

Transportul betonului de la statia de preparare la locul de punere in opera se va efectua in mod obligatoriu cu autoagitatoare.



4. CONCLUZII

Peretii mulati, care consolideaza si impermeabilizeaza terenurile, sunt elementele de baza in structura fundatiilor speciale.

Comparativ cu celelalte elemente din structura unei cladiri, peretii mulati trebuie realizati cu o precizie milimetrica. Daca majoritatea elementelor din structura unei cladiri sunt construite la vedere, iar apoi devin lucrari ascunse, pereti mulatii se realizeaza ca niste lucrari ascunse, iar apoi se dezvelesc. Montarea tolei de rost intre panouri, cu ajutorul unei palplanse de rost, care are rolul de a tine pe o pozitie bine definita banda de rost, trebuie facuta cu mare atentie. Este importanta gestionarea riguroasa a calitatii parametrilor suspensiei de betonita de la excavare pana la betonare, precum si calitatea betonului si modul de turnare.

Exista dezvoltatori care nu constientizeaza avantajele si necesitatea folosirii peretilor mulati, mai ales datorita faptului ca reprezinta un cost care nu contribuie direct la realizarea suprafetelor utile din domeniul de folosinta al cladirii. Dar in situatia unor cladiri inalte apare imperios necesitatea realizarii mai multor subsoluri care de regula se realizeaza cu pereti mulati. In situatia cladirilor inalte oricare alta solutie de fundare, corecta poate din punct de vedere tehnic, atata timp cat nu creaza un plus de facilitate, nu se poate spune ca este oportuna si optima.

Bibliografie

1. Buțu, N., - Geotechnique, casa de editură Venus, Iași, 1998.
2. Lungu, I., Stanciu, A., Boți, N. – Probleme speciale de Geotehnică și fundații, Editura Junimea, Iași, 2002.
3. Păunescu, M., Pop, V., Silion, T. – Geotehnică și fundații, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1982.
4. Răileanu, P., Boțu, N., Stanciu, A. – Geologie geotehnică, vol. I, Vol. II, Vol. III, Institutul Politehnic „Gh. Asachi”, Iași, 1986
5. Stanciu A., Lungu, I. – Fundații I, Editura Tehnică, București, 2006.
6. ***EN 1538 - Execution of Special Geotechnical Works - Diaphragm Walls
7. ***ENV 1998 - Eurocode 8: Proiectarea antisismica a structurilor
8. ***ISO 9690 - Beton - clase de rezistenta si conditii de calitate: factori de mediu care influenteaza structurile realizate din beton si meta
9. ***NP 123 Normativ privind proiectarea geotehnica a fundatiilor pe piloti
10. ***P 7-2000 - Normativ privind fundarea constructiilor pe pământuri sensibile la umezire (proiectare, execuție, exploatare).
11. ***P7 – 1992 – Normativ privind proiectarea, executarea și exploatarea construcțiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire
12. ***C 168-1980 – Instrucțiuni tehnice pentru consolidarea pământurilor sensibile la umezire a nisipurilor.

Influența condițiilor de contur în încercările triaxiale

Ștefan Cioară¹

¹doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, cioarastefan@gmail.com

Obținerea rezultatelor satisfăcătoare în ceea ce privește valorile parametrilor rezistenței la forfecare ai unui pământ este condiționată de capacitatea de a testa probele eliminând a factorii perturbatori. În practica curentă acest obiectiv nu este pe deplin realizabil, mărimile determinate fiind afectate prin aceștia de erori. În cazul încercărilor triaxiale clasice, cel mai important factor perturbator este reprezentat de frecarea dintre proba de pământ și platanele presei. Lucrarea prezintă un studiu al variației intensității și modului în care frecările menționate anterior influențează rezultatele obținute, precum și o descriere a modalităților prin care se poate minimiza acest efect.

Cuvinte cheie: triaxial, efecte perturbatoare, rezistență la forfecare

1.INTRODUCERE

Determinarea rezistenței la forfecare a pământurilor presupune o abordare complexă, acest fapt datorându-se unui cumul de factori dintre care cei mai importanși sunt ponderea variabilă a fazelor din structura pământurilor, evoluția interacțiunii dintre acestea și anizotropia proprietăților. Parametrii rezistenței la forfecare diferința și în funcție de condițiile de solicitare au impus adoptarea unui număr mare de tipuri de teste, menite să răspundă necesității de a obține rezultate satisfăcătoare pentru proiectarea geotehnică.

Principal, prin încercările de laborator se studiază comportamentul fizico-mecanic al pământurilor în condiții de stare și de încărcare similare celor existente în teren. În acest sens, se presupune că proba de pământ studiată reprezintă un punct din masivul de pământ, ipoteză validă numai în cazul în care starea de tensiuni din probă este uniformă și direcțiile tensiunilor principale sunt cunoscute. Din acest punct de vedere se poate afirma că cel mai performant echipament de laborator în simularea condițiilor *in situ* este aparatul triaxial. Totuși și în cazul acesta, rezultatele pot fi influențate de condițiile de contur și în special de influența pe care o are frecarea ce se dezvoltă pe capetele probei asupra parametrilor rezistenței la forfecare determinați.

2. ÎNCERCĂRI TRIAXIALE

Încercările triaxiale se efectuează pe probe cilindrice cu diametrul de 38 sau 100 mm, și înălțimea, de regulă, de două ori diametrul. Drenarea apei din probă este asigurată în timpul încercării prin dispunerea de pietre poroase la partea inferioară și superioară a probei, iar pe suprafața laterală prin fâșii de hârtie de filtru. Epruveta este apoi îmbrăcată într-o membrană cilindrică de cauciuc.

Încercările triaxiale comportă două etape. În prima etapă (de consolidare figura 1a) se introduce în celulă un fluid sub presiune (apă, ulei, aer comprimat) care va acționa asupra probei, realizând o solicitare hidrostatică ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). În cea de-a doua etapă (de forfecare prin aplicarea unui deviator figura 1b), prin intermediul pistonului de încărcare, proba este supusă unei presiuni verticale suplimentare $\Delta\sigma_1$ care se mărește treptat până la valoarea $\Delta\sigma_f$ care duce la ruperea probei (figura 1c).[1]

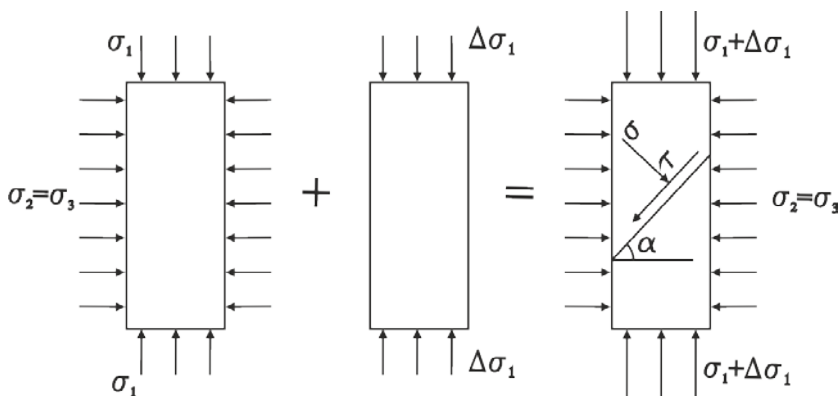


Figura 1. Etapele încercării triaxiale[3]:

(a)consolidare; (b)aplicarea tensorului deviator; (c)ruperea probei

La pământuri se individualizează două moduri de cedare: o cedare de tip casant prin evidențierea unei suprafețe de cedare, pînă la de obicei în treimea centrală a probei (figura 2a). În acest caz se poate identifica un vîrf (punctul C corespunzător rezistenței maxime la forfecare) în reprezentarea tensiune-deformație și a unui plan de cedare înclinat sub un anumit unghi α . Al doilea mod de cedare este cel plastic (figura 2b), la care nu se poate individualiza un vîrf în reprezentarea tensiune-deformație și nici nu apare un plan distinct de rupere în probă.[6]

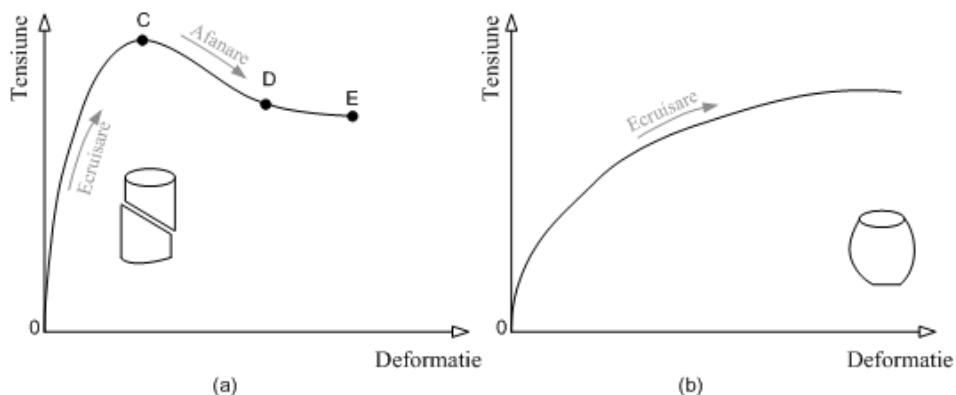


Figura 2. Relația tensiune-deformație pentru pământuri și modul acestora de cedare [6]:
(a) cedare casantă; (b) cedare plastică.

Avantajul aparatelor triaxiale constă în posibilitatea de a reproduce o largă varietate de drumuri de efort parcurse de probă, gama tipurilor de încercări, precizia măsurărilor, diversitatea parametrilor ce pot fi puși în evidență cu referire la rezistență și deformabilitate.[1]

Față de starea axial simetrică de tensiuni impusă, rezultatele obținute din încercările triaxiale, sunt influențate de o serie de factori: rugozitatea și mărimea platanelor, acțiunea de confinare a membranei flexibile care îmbracă proba de pământ și sistemul de măsurare.

În ceea ce privește frecările dintre capetele probelor și platanele preseii, acestea împiedică deformarea transversală a secțiunii. Acest lucru conduce la perturbarea stării de tensiune și deformație din corpul probei comparativ cu situația în care frecarea nu se dezvoltă.

3 EFECTELE FRECĂRII

În faza inițială, de consolidare, proba tinde să își reducă diametrul, fenomen împiedicat în zonele de capăt de către frecările cu platanele (figura 3a). În faza de forfecare, pe măsură ce deviatorul crește, diametrul probei tinde să se mărească și din nou apare restricționarea deformării datorată frecării la extremitățile probei (figura 3a).

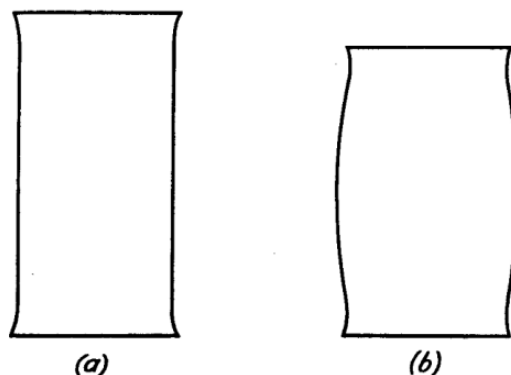


Figura 3. Deformațiile de volum ale probei pe parcursul încercării triaxiale datorate frecării probă-platane [2]:

(a) în faza de consolidare; (b) în faza de forfecare.

Neuniformitățile modificărilor de volum sunt vizibile în special la probe ce suporta deformații axiale mari înainte de rupere, au un caracter local și sunt însoțite de perturbări ale direcțiilor tensiunilor principale precum și de variații ale mărimii acestora. În consecință, în corpul probei, valorile tensorului sferic vor varia de la punct la punct, influențând drumul de efort și momentul la care pământul trece din stare “elastică” în stare plastică.[4]

Înălțimile zonelor din probă afectate variază în funcție de coeficientul de frecare dintre pământ și piatra poroasă precum și de caracteristicile mecanice ale pământului (în special coeficientul lui Poisson n)

În cazul încercărilor pe probe în condiții nedrenate, datorită incompresibilității apei, deformările probei în zonele de capăt sunt mici, practic neglijabile, însă va apărea o creștere a presiunii apei din pori[2]. De asemenea, acest efect are un caracter local iar durata redistribuirii presiunii în corpul probei depinde de permeabilitatea pământului încercat, de dimensiunile probei și de viteza de încercare.

Ca și în cazul modificărilor de volum, modificările presiunii apei interstițiale, vor duce la perturbări ale uniformității stării de tensiuni de referință, atunci când nu există frecare.

Pentru probe solicitate folosind drumuri de efort K_0 (S_1 și S_3 cresc simultan, astfel încât să nu apară deformații laterale), nu apar frecări semnificative pe capetele probei iar tensiunile, deformațiile și presiunea apei din pori sunt aproximativ uniforme.

4. MODALITĂȚI DE REDUCERE A EFECTELOR FRECĂRII

Pentru minimizarea efectelor frecării menționate anterior, în literatura de specialitate, se disting două abordări :

- folosirea probelor cu un anumit raport h/d , astfel încât zonele afectate de frecări să nu intersecteze planul de rupere
- reducerea coeficientului de frecare dintre proba și platanele presei prin folosirea la capete a unei membrane sau straturi de membrane lubrificate.

Taylor (1941) face o serie teste folosind probe cu diferite rapoarte în ceea ce privește (h/d). Rezultatele conduc la concluzia că pentru $h/d > 1,5$ frecările nu afectează semnificativ acuratețea rezultatelor însă pentru $h/d > 2,5$ pot apărea efecte de flambaj în corpul probei.[7]

Rowe (1962) folosește pentru prima dată membrane lubrificate pe care le interpune între platanele presei și capetele probei pentru a reduce frecările (figura 4). Piatra poroasă din mijlocul membranei avea rolul de a permite drenajul apei dar și de a asigura stabilitatea probei în timpul încercării.[2]

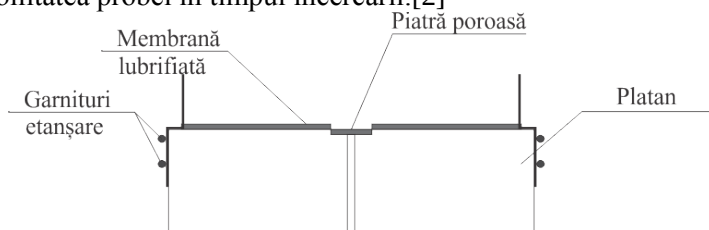


Figura 4. Configurație de dispunere a membranelor pentru reducerea frecărilor propusă de Rowe [2]

G.M.Norris (1981) prezintă rezultatele a două serii de experimente în care folosește diferite configurații de dispunere a membranelor pentru a minimiza frecările. Astfel în prima configurație utilizează o singură membrană groasă iar în cea de-a doua mai multe membrane subțiri dispuse ca în figura 5.

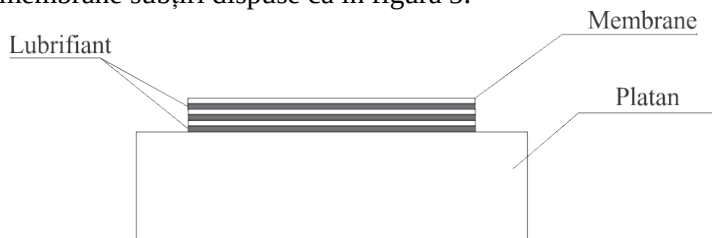


Figura 5. Configurație de dispunere a membranelor pentru reducerea frecărilor propusă de Norris [7]

Testele s-au efectuat pe probe de nisip îndesat cu dimensiuni de 50,8x50,8mm ($h/d=1$). Pentru a cuantifica influența condițiilor de contur, datele obținute se compară cu o încercare etalon efectuată pe o probă cu dimensiuni de 88,9x35,6mm ($h/d=2,5$). Pentru toate încercările efectuate $S_3=118\text{kPa}$.

G.M. Norris[7] propune un algoritm de determinare a configurației optime a membranelor pentru diminuarea frecărilor ce presupune efectuarea unor seturi de teste în cadrul cărora grosimea pachetului de membrane lubrificate crește progresiv. Rezultatele astfel obținute se compară cu o probă etalon al cărei raport h/d este 2,5. Această metodologie, deși este greoaie, poate fi considerată cu uz de referință în cazul în care se dorește realizarea de încercări pe probe cu un raport h/d mai mic de 1,5.

Rezultatele testelor (figura. 6) arată o variație importantă a rezistenței la forfecare ca urmare a utilizării membranelor pentru reducerea frecărilor.

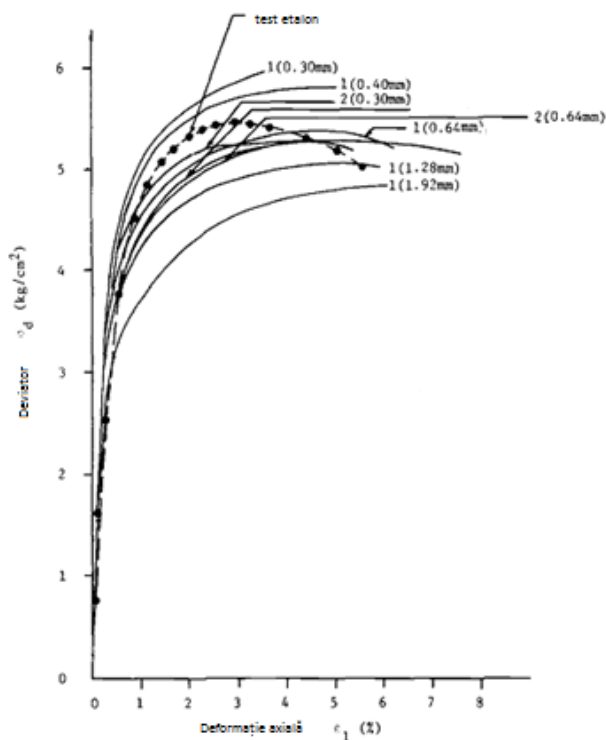


Figura 6. Rezultate obținute în cazul configurației membranelor în varianta propusă de Norris, pentru reducerea frecărilor[7]

5. CONCLUZII

Frecările parazite dintre proba de pământ și platanele presei pot influența semnificativ rezultatele obținute din încercările triaxiale. Mărimea influenței depinde de caracteristicile mecanice ale pământului, de viteza de încercare și de coeficientul de frecare dintre proba și piatra poroasă.

Pentru cazul încercărilor triaxiale, efectele frecărilor pot fi diminuate folosind una din metodele amintite anterior, cu rezultate satisfăcătoare din punct de vedere al preciziei rezultatelor. Trebuie însă menționat faptul că pentru aparatele triaxiale clasice, problema frecărilor pe anvelopa probei este în mare parte diminuată prin însăși principiul de funcționare a aparatului triaxial. Suprafețele expuse frecărilor reprezintă un procent relativ redus din suprafața totală a epruvetei (20% pentru un raport $h/d=2$). În cazul celorlalte aparate de compresiune triaxială (triaxial real și biaxial), problema frecărilor parazite este mult mai severă, deoarece toate fețele probelor intră în contact cu aparatul. În dezvoltarea ulterioară a acestor aparate de încercare triaxială trebuie să se țină seama de rezultatele prezentate în literatura de specialitate în ceea ce privește posibilitățile de diminuarea a frecărilor pentru a obține rezultate satisfăcătoare proiectării geotehnice performante.

6.BIBLIOGRAFIE

1. Stanciu A., Lungu I., *Fundații vol. I*, Editura Tehnică, 2006.
2. Saada A.S., Townsend F.C., *State of the art: Laboratory strength testing of soils, ASTM-Laboratory shear strength of soils* 1981.
3. Cioară, St, Stanciu, A.– *Aparate de compresiune biaxială pentru determinarea rezistenței la forfecare a pământurilor* - Al V-lea Simpozion Național Creații universitare 2012,
4. El-Nasrallah, N. S.; - Teză de doctorat - *Shear Strength of A Cohesionless Soil Under Plane Strain and Triaxial Conditions*, 1976
5. Stanciu, A.; Lungu, I.; Cioară, St (2006) – *Evoluția tehnicilor și metodologiilor de determinare a rezistenței la forfecare a pământurilor* -CNGF 2012
6. Aniculăeși M.-Teză de doctorat - *Contribuții privind interpretarea comportării terenului de fundare folosind modelul stării critice* - Institutul politehnic Iași, 2009
7. Norris G.M.- *Effect of end membrane thickness on the strength of frictionless cap and base tests*-1981, *ASTM-Laboratory shear strength of soils* 1981.

Influența condițiilor de contur în încercările triaxiale

Ștefan Cioară¹

¹doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, cioarastefan@gmail.com

Obținerea rezultatelor satisfăcătoare în ceea ce privește valorile parametrilor rezistenței la forfecare ai unui pământ este condiționată de capacitatea de a testa probele eliminând a factorii perturbatori. În practica curentă acest obiectiv nu este pe deplin realizabil, mărimile determinate fiind afectate prin aceștia de erori. În cazul încercărilor triaxiale clasice, cel mai important factor perturbator este reprezentat de frecarea dintre proba de pământ și platanele presei. Lucrarea prezintă un studiu al variației intensității și modului în care frecările menționate anterior influențează rezultatele obținute, precum și o descriere a modalităților prin care se poate minimiza acest efect.

Cuvinte cheie: triaxial, efecte perturbatoare, rezistență la forfecare

1.INTRODUCERE

Determinarea rezistenței la forfecare a pământurilor presupune o abordare complexă, acest fapt datorându-se unui cumul de factori dintre care cei mai importanși sunt ponderea variabilă a fazelor din structura pământurilor, evoluția interacțiunii dintre acestea și anizotropia proprietăților. Parametrii rezistenței la forfecare diferința și în funcție de condițiile de solicitare au impus adoptarea unui număr mare de tipuri de teste, menite să răspundă necesității de a obține rezultate satisfăcătoare pentru proiectarea geotehnică.

Principal, prin încercările de laborator se studiază comportamentul fizico-mecanic al pământurilor în condiții de stare și de încărcare similare celor existente în teren. În acest sens, se presupune că proba de pământ studiată reprezintă un punct din masivul de pământ, ipoteză validă numai în cazul în care starea de tensiuni din probă este uniformă și direcțiile tensiunilor principale sunt cunoscute. Din acest punct de vedere se poate afirma că cel mai performant echipament de laborator în simularea condițiilor *in situ* este aparatul triaxial. Totuși și în cazul acesta, rezultatele pot fi influențate de condițiile de contur și în special de influența pe care o are frecarea ce se dezvoltă pe capetele probei asupra parametrilor rezistenței la forfecare determinați.

2. ÎNCERCĂRI TRIAXIALE

Încercările triaxiale se efectuează pe probe cilindrice cu diametrul de 38 sau 100 mm, și înălțimea, de regulă, de două ori diametrul. Drenarea apei din probă este asigurată în timpul încercării prin dispunerea de pietre poroase la partea inferioară și superioară a probei, iar pe suprafața laterală prin fâșii de hârtie de filtru. Epruveta este apoi îmbrăcată într-o membrană cilindrică de cauciuc.

Încercările triaxiale comportă două etape. În prima etapă (de consolidare figura 1a) se introduce în celulă un fluid sub presiune (apă, ulei, aer comprimat) care va acționa asupra probei, realizând o solicitare hidrostatică ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). În cea de-a doua etapă (de forfecare prin aplicarea unui deviator figura 1b), prin intermediul pistonului de încărcare, proba este supusă unei presiuni verticale suplimentare $\Delta\sigma_1$ care se mărește treptat până la valoarea $\Delta\sigma_f$ care duce la ruperea probei (figura 1c).[1]

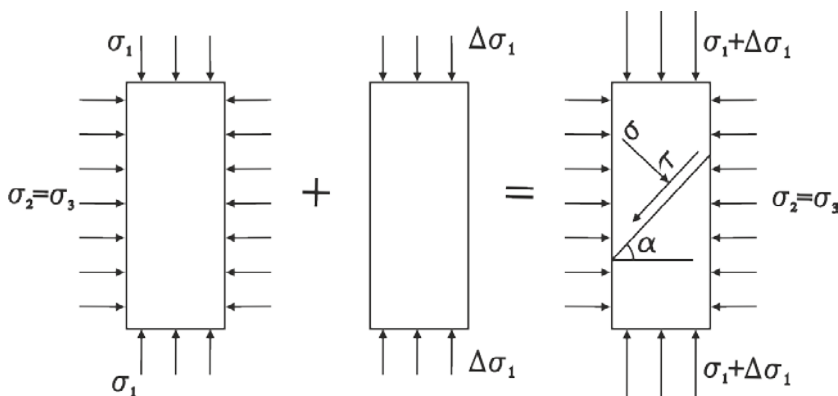


Figura 1. Etapele încercării triaxiale[3]:

(a)consolidare; (b)aplicarea tensorului deviator; (c)ruperea probei

La pământuri se individualizează două moduri de cedare: o cedare de tip casant prin evidențierea unei suprafețe de cedare, pînă de obicei în treimea centrală a probei (figura 2a). În acest caz se poate identifica un vârf (punctul C corespunzător rezistenței maxime la forfecare) în reprezentarea tensiune-deformație și a unui plan de cedare înclinat sub un anumit unghi α . Al doilea mod de cedare este cel plastic (figura 2b), la care nu se poate individualiza un vârf în reprezentarea tensiune-deformație și nici nu apare un plan distinct de rupere în probă.[6]

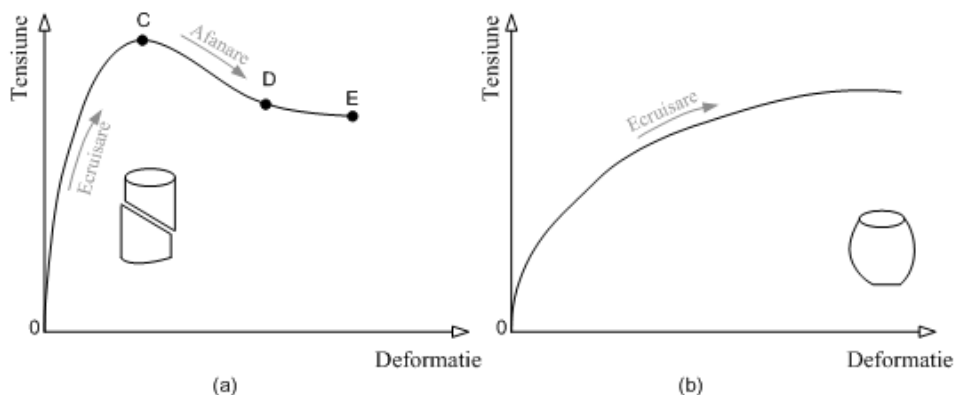


Figura 2. Relația tensiune-deformație pentru pământuri și modul acestora de cedare [6]:
(a) cedare casantă; (b) cedare plastică.

Avantajul aparatelor triaxiale constă în posibilitatea de a reproduce o largă varietate de drumuri de efort parcurse de probă, gama tipurilor de încercări, precizia măsurărilor, diversitatea parametrilor ce pot fi puși în evidență cu referire la rezistență și deformabilitate.[1]

Față de starea axial simetrică de tensiuni impusă, rezultatele obținute din încercările triaxiale, sunt influențate de o serie de factori: rugozitatea și mărimea platanelor, acțiunea de confinare a membranei flexibile care îmbracă proba de pământ și sistemul de măsurare.

În ceea ce privește frecările dintre capetele probelor și platanele preseii, acestea împiedică deformarea transversală a secțiunii. Acest lucru conduce la perturbarea stării de tensiune și deformație din corpul probei comparativ cu situația în care frecarea nu se dezvoltă.

3 EFECTELE FRECĂRII

În faza inițială, de consolidare, proba tinde să își reducă diametrul, fenomen împiedicat în zonele de capăt de către frecările cu platanele (figura 3a). În faza de forfecare, pe măsură ce deviatorul crește, diametrul probei tinde să se mărească și din nou apare restricționarea deformării datorată frecării la extremitățile probei (figura 3a).

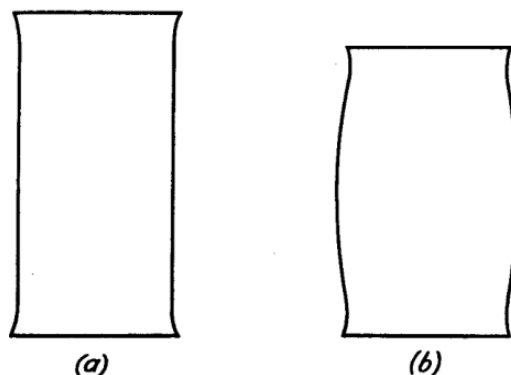


Figura 3. Deformațiile de volum ale probei pe parcursul încercării triaxiale datorate frecării probă-platane [2]:

(a) în faza de consolidare; (b) în faza de forfecare.

Neuniformitățile modificărilor de volum sunt vizibile în special la probe ce suporta deformații axiale mari înainte de rupere, au un caracter local și sunt însoțite de perturbări ale direcțiilor tensiunilor principale precum și de variații ale mărimii acestora. În consecință, în corpul probei, valorile tensorului sferic vor varia de la punct la punct, influențând drumul de efort și momentul la care pământul trece din stare “elastică” în stare plastică.[4]

Înălțimile zonelor din probă afectate variază în funcție de coeficientul de frecare dintre pământ și piatra poroasă precum și de caracteristicile mecanice ale pământului (în special coeficientul lui Poisson n)

În cazul încercărilor pe probe în condiții nedrenate, datorită incompresibilității apei, deformările probei în zonele de capăt sunt mici, practic neglijabile, însă va apărea o creștere a presiunii apei din pori[2]. De asemenea, acest efect are un caracter local iar durata redistribuirii presiunii în corpul probei depinde de permeabilitatea pământului încercat, de dimensiunile probei și de viteza de încercare.

Ca și în cazul modificărilor de volum, modificările presiunii apei interstițiale, vor duce la perturbări ale uniformității stării de tensiuni de referință, atunci când nu există frecare.

Pentru probe solicitate folosind drumuri de efort K_0 (S_1 și S_3 cresc simultan, astfel încât să nu apară deformații laterale), nu apar frecări semnificative pe capetele probei iar tensiunile, deformațiile și presiunea apei din pori sunt aproximativ uniforme.

4. MODALITĂȚI DE REDUCERE A EFECTELOR FRECĂRII

Pentru minimizarea efectelor frecării menționate anterior, în literatura de specialitate, se disting două abordări :

- folosirea probelor cu un anumit raport h/d , astfel încât zonele afectate de frecări să nu intersecteze planul de rupere
- reducerea coeficientului de frecare dintre proba și platanele presei prin folosirea la capete a unei membrane sau straturi de membrane lubrificate.

Taylor (1941) face o serie teste folosind probe cu diferite rapoarte în ceea ce privește (h/d). Rezultatele conduc la concluzia că pentru $h/d > 1,5$ frecările nu afectează semnificativ acuratețea rezultatelor însă pentru $h/d > 2,5$ pot apărea efecte de flambaj în corpul probei.[7]

Rowe (1962) folosește pentru prima dată membrane lubrificate pe care le interpune între platanele presei și capetele probei pentru a reduce frecările (figura 4). Piatra poroasă din mijlocul membranei avea rolul de a permite drenajul apei dar și de a asigura stabilitatea probei în timpul încercării.[2]

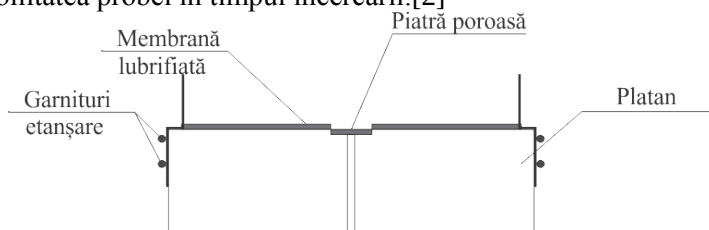


Figura 4. Configurație de dispunere a membranelor pentru reducerea frecărilor propusă de Rowe [2]

G.M.Norris (1981) prezintă rezultatele a două serii de experimente în care folosește diferite configurații de dispunere a membranelor pentru a minimiza frecările. Astfel în prima configurație utilizează o singură membrană groasă iar în cea de-a doua mai multe membrane subțiri dispuse ca în figura 5.

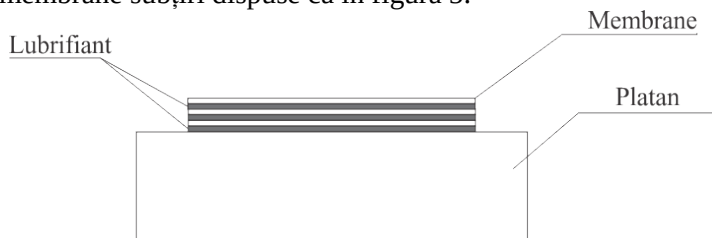


Figura 5. Configurație de dispunere a membranelor pentru reducerea frecărilor propusă de Norris [7]

Testele s-au efectuat pe probe de nisip îndesat cu dimensiuni de 50,8x50,8mm ($h/d=1$). Pentru a cuantifica influența condițiilor de contur, datele obținute se compară cu o încercare etalon efectuată pe o probă cu dimensiuni de 88,9x35,6mm ($h/d=2,5$). Pentru toate încercările efectuate $S_3=118\text{kPa}$.

G.M. Norris[7] propune un algoritm de determinare a configurației optime a membranelor pentru diminuarea frecărilor ce presupune efectuarea unor seturi de teste în cadrul cărora grosimea pachetului de membrane lubrificate crește progresiv. Rezultatele astfel obținute se compară cu o probă etalon al cărei raport h/d este 2,5. Această metodologie, deși este greoaie, poate fi considerată cu uz de referință în cazul în care se dorește realizarea de încercări pe probe cu un raport h/d mai mic de 1,5.

Rezultatele testelor (figura. 6) arată o variație importantă a rezistenței la forfecare ca urmare a utilizării membranelor pentru reducerea frecărilor.

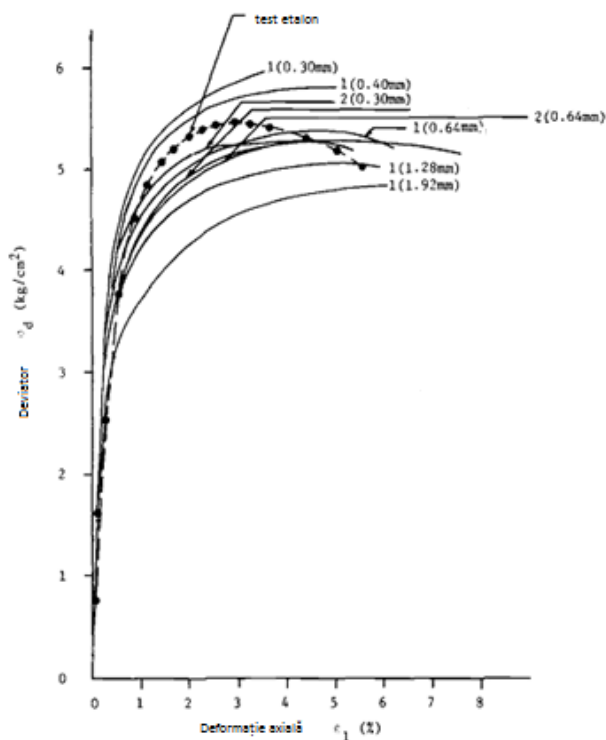


Figura 6. Rezultate obținute în cazul configurației membranelor în varianta propusă de Norris, pentru reducerea frecărilor[7]

5. CONCLUZII

Frecările parazite dintre proba de pământ și platanele presei pot influența semnificativ rezultatele obținute din încercările triaxiale. Mărimea influenței depinde de caracteristicile mecanice ale pământului, de viteza de încercare și de coeficientul de frecare dintre proba și piatra poroasă.

Pentru cazul încercărilor triaxiale, efectele frecărilor pot fi diminuate folosind una din metodele amintite anterior, cu rezultate satisfăcătoare din punct de vedere al preciziei rezultatelor. Trebuie însă menționat faptul că pentru aparatele triaxiale clasice, problema frecărilor pe anvelopa probei este în mare parte diminuată prin însăși principiul de funcționare a aparatului triaxial. Suprafețele expuse frecărilor reprezintă un procent relativ redus din suprafața totală a epruvetei (20% pentru un raport $h/d=2$). În cazul celorlalte aparate de compresiune triaxială (triaxial real și biaxial), problema frecărilor parazite este mult mai severă, deoarece toate fețele probelor intră în contact cu aparatul. În dezvoltarea ulterioară a acestor aparate de încercare triaxială trebuie să se țină seama de rezultatele prezentate în literatura de specialitate în ceea ce privește posibilitățile de diminuarea a frecărilor pentru a obține rezultate satisfăcătoare proiectării geotehnice performante.

6.BIBLIOGRAFIE

1. Stanciu A., Lungu I., *Fundații vol.I*, Editura Tehnică, 2006.
2. Saada A.S., Townsend F.C., *State of the art: Laboratory strength testing of soils, ASTM-Laboratory shear strength of soils*1981.
3. Cioară, St, Stanciu, A.– *Aparate de compresiune biaxială pentru determinarea rezistenței la forfecare a pământurilor* - Al V-lea Simpozion Național Creații universitare 2012,
4. El-Nasrallah, N. S.; - Teză de doctorat - *Shear Strength of A Cohesionless Soil Under Plane Strain and Triaxial Conditions*, 1976
5. Stanciu, A.; Lungu, I.; Cioară, St (2006) – *Evoluția tehnicilor și metodologiilor de determinare a rezistenței la forfecare a pământurilor* -CNGF 2012
6. Aniculăeși M.-Teză de doctorat - *Contribuții privind interpretarea comportării terenului de fundare folosind modelul stării critice* - Institutul politehnic Iași,2009
7. Norris G.M.- *Effect of end membrane thickness on the strength of frictionless cap and base tests*-1981, *ASTM-Laboratory shear strength of soils*1981.

Metodologia experimentală pentru evaluarea răspunsului structural al grinzilor consolidate cu armături compozite

Paul Ciobanu¹, Sergiu Popoaei²

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, paul.ciobanu84@yahoo.ro

²doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, sergiu_popoaei@yahoo.com

Rezumat:

Lucrarea de față prezintă organizarea unui program experimental pentru a evalua eficacitatea folosirii compozitelor polimerice armate cu fibre la consolidarea grinzilor din beton armat. Cinci seturi de trei grinzi vor fi investigate. Primele trei seturi de grinzi vor fi consolidate utilizând tehnica armăturilor compozite montate în șlițuri (NSM), iar ultimele două seturi se vor consolida prin aplicarea platbandelor din carbon la exteriorul grinzilor (EBR). O grinda va fi testată fără a fi consolidată și va servi ca grindă de control la interpretarea ulterioară a datelor.

Cuvinte cheie: compozite polimerice armate cu fibre (CPAF), grinzi din beton armat (GBA)

1. INTRODUCERE

Începând cu a doua jumătate a secolului trecut, mulți specialiști au efectuat cercetări ample cu privire la consolidarea GBA, utilizând CPAF. Numărul aplicațiilor în care materialele tradiționale precum oțelul și betonul au fost înlocuite cu CPAF cu scopul reparațiilor/consolidărilor a crescut semnificativ în ultimele decenii și s-a dovedit a fi o alternativă viabilă, atât din punct de vedere structural cât și din punct de vedere economic. Proprietățile fizico-mecanice superioare ale materialelor CPAF, posibilitățile de manufacturare și aplicare a acestora le recomandă a fi opțiuni reale în contextul de mai sus [8].

Utilizarea materialelor CPAF la îmbunătățirea performanțelor structurale ale elementelor din beton se concretizează, în principal pe două direcții importante. Prima direcție abordează conceptul de armătură exterioară, folosită la consolidarea grinzilor din beton armat și din lemn prin lipirea de platbande compozite sau cămășuirea inimii, consolidarea stâlpilor prin confinarea acestora cu fâșii, membrane sau țesături compozite și consolidarea zidărilor și a planșelor folosind platbande cu grosime și lățime variabilă. A doua direcție se materializează prin folosirea CPAF ca armături înglobate în șanțuri pre-tăiate lângă suprafața elementelor structurale ce urmează a fi consolidate. Aceasta metodă este folosită cu

precădere atât la grinzi și planșee din lemn/beton armat cât și la zidării din piatră/cărmidă [7].

Proiectarea structurilor consolidate cu CPAF implică aprofundarea cunoștințelor despre materiale compozite. Astfel, proiectantul trebuie să aibă cunoștințe vaste în domeniul materialelor compozite, cu precădere asupra compatibilității dintre fibre și matrice, funcțiile de bază ale constituenților, caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor compozite, avantajele și dezavantajele utilizării materialelor compozite, etc.

2. REALIZAREA EPRUVETELOR

Pentru a evalua eficacitatea tehnicilor NSM și EBR, 15 grinzi împărțite în 5 seturi (B, C, D, E, F) se vor testa la încovoiere în patru puncte. O grinda va fi testată fără a fi consolidată și va servi ca grindă de control la interpretarea ulterioară a datelor (Tabel 1).

GRINDA	b (mm)	h (mm)	L (mm)	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	A_f (mm ²)	p_s (%)	p_s' (%)	p_{eq} (%)
A ₁	200	300	3000	150.72	100.48	-	0.3	0.19	-
B1, B2, B3	200	300	3000	150.72	100.48	50.4	0.3	0.19	0.3714
C1, C2, C3	200	300	3000	150.72	100.48	50.4	0.3	0.19	0.3714
D1, D2, D3	200	300	3000	150.72	100.48	100.8	0.3	0.19	0.44
E1, E2, E3	200	300	3000	150.72	100.48	50.4	0.3	0.19	0.3714
F1, F2, F3	200	300	3000	150.72	100.48	100.8	0.3	0.19	0.44

Tabel 1. Proprietățile geometrice ale grinzilor testate

În tabelul 1 sunt raportați următorii parametri:

- b = lățimea grinzii (mm);
- h = înălțimea grinzii (mm);
- d = adâncimea efectivă a secțiunii de beton armat (mm);
- L = lungimea grinzii (mm);

- A_s = aria de armare la partea tensionată (mm^2);
- A_s' = aria de armare la partea comprimată (mm^2);
- A_f = aria de armare cu CPAF (mm^2);
- p_s (procentul de oțel la partea tensionată) = $A_s/d*b$ (%);
- p_s' (procentul de oțel la partea comprimată) = $A_s'/d*b$ (%);
- p_{eq} (procentul echivalent de oțel) = $p_s + E_f * A_f / E_s * b * h$ (%);
- E_f = modul elasticitate la CPAF (MPa);
- E_s = modul elasticitate la oțel (MPa);

Epruvetele vor fi armate cu bare longitudinale din PC52 având diametrul nominal de 8 mm și etrieri transversali din OB37, cu diametrul nominal de 8 mm, poziționați la 100/150 mm (Fig. 1).

Acoperirea de beton va fi de 25 mm la partea superioară și spre fețele laterale, respectiv de 35 mm la partea inferioară a grinzilor, pentru o mai bună protecție a acestora în momentul consolidării.

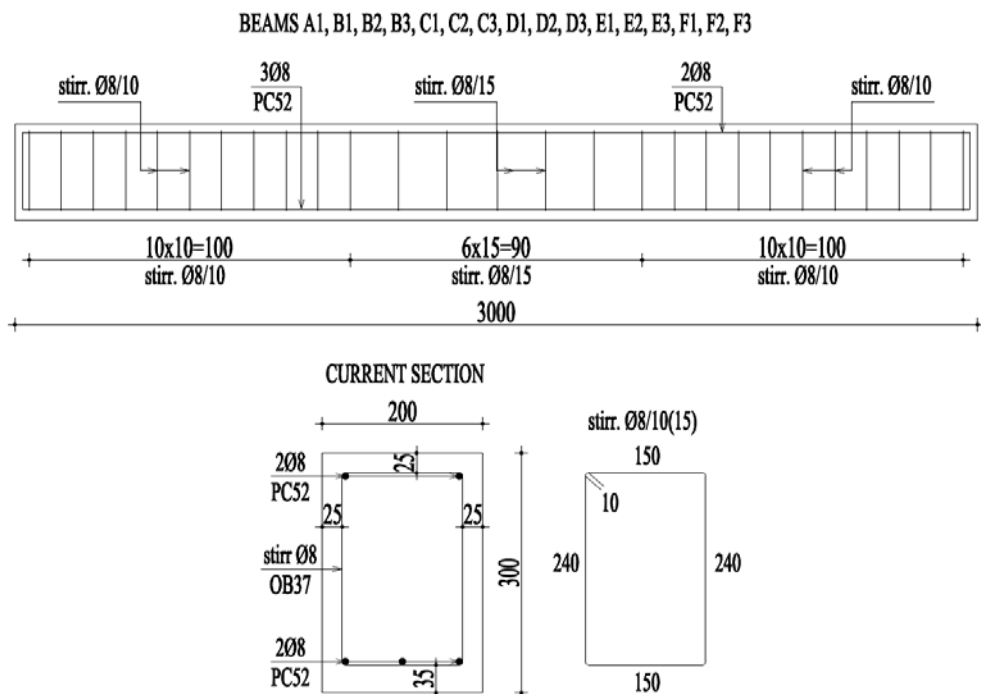


Fig. 1. Caracteristici geometrice ale grinzilor testate

Betonul ce va fi folosit la realizarea grinzilor este de clasă C25/30 și are următoarele caracteristici (Tabel 2):

- Raport A/C de 0.53
- Tip Ciment CEM I 52.5R
- Tip Aditiv SIKA 20HE
- Agregat 0/4 42%
- Agregat 4/8 18%
- Agregat 8/16 40%

GRINZI	A1;B1	B2;B3	C1;C2	C3;D1	D2;D3	E1;E2	E3;F1	F2;F3
Densitate beton proaspăt (kg/mc)	2370	2375	2370	2370	2375	2370	2365	2370
Tasare (mm)	150	160	150	140	140	150	140	150
Densitate beton întărit (kg/mc)	2355	2355	2350	2355	2365	2350	2355	2350
Rezistența la compresiune la 7 zile (N/mm ²)	33.5	34.6	34.2	35.6	35	35.5	36.7	37
Rezistența la compresiune la 28 zile (N/mm ²)	47.6	47.6	47.6	47.6	47.6	51.4	51.4	51.4

Tabel 2. Proprietățile betonului folosit la realizarea grinzilor [9]

Armarea epruvetelor se va realiza cu bare longitudinale din PC52 și cu bare transversale din OB37 ale căror proprietăți sunt enumerate în Tabelul 3.

Armătură oțel-beton	PC52	OB37
Limita de curgere (N/mm ²)	360	255
Rezistența la rupere (N/mm ²)	510	360
Alungirea la rupere A ₁₀ , (%)	-	-
Alungirea la rupere A ₅ , (%)	20	25

Tabel 3. Proprietățile armăturii folosite la realizarea grinzilor

3. TEHNICI DE CONSOLIDARE

3.1. Tehnica armăturilor compozite montate în șlițuri (NSM)

Tehnica NSM aplicată la epruvetele din beton armat sugerează următoarele etape [1, 2, 3]:

- canelurile se vor tăia în zona de acoperire cu beton a armăturilor întinse, folosind un dispozitiv de tăiere cu lamă de diamant, la adâncimea de 15/25/30 mm și lățimea de 5 mm.
- curățarea șlițurilor se va face cu un compresor de aer pentru a îndepărta iregularitățile, astfel încât să se obțină o suprafață cât mai netedă.
- benzile înguste din CPAF se vor curăța cu acetonă.
- adezivul epoxidic se va prepara în conformitate cu recomandările producătorului [10].
- canelurile se vor umple pe jumătate cu adeziv epoxidic.
- benzile înguste din CPAF se vor introduce în șlițuri.
- excesul de adeziv se va îndepărta.

În cadrul programului experimental, caracteristicile geometrice ale grinzilor ce vor fi consolidate în conformitate cu tehnica NSM sunt prezentate în Fig. 2.

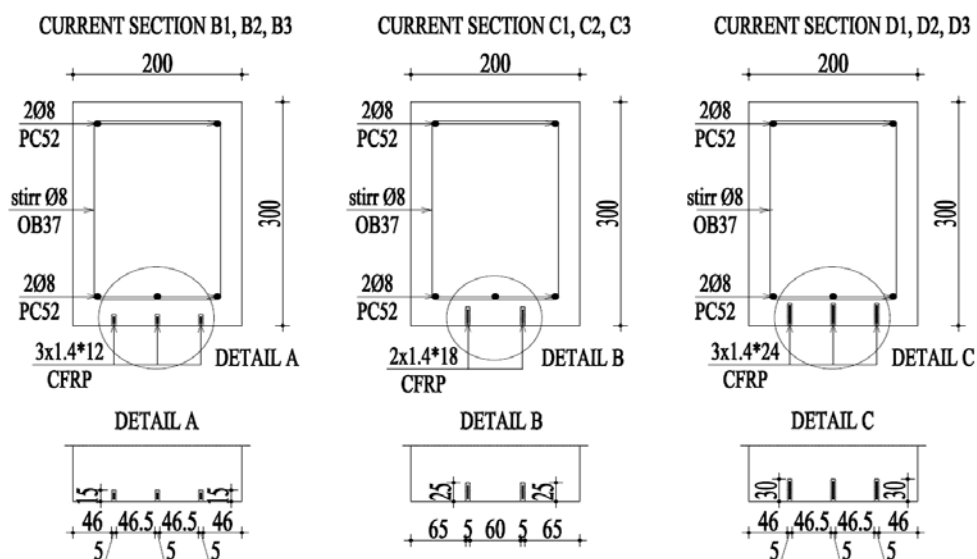


Fig. 2. Caracteristici geometrice ale grinzilor consolidate prin NSM (mm)

3.2. Tehnica armăturilor compozite montate la exterior (EBR)

Tehnica EBR aplicată la epruvetele din beton armat sugerează următoarele etape [4, 5, 6]:

- aplicarea unui strat uniform de grund și apoi de adeziv epoxidic pe suprafața din beton.
- montarea platbandelor din CPAF de carbon, presarea lor se va realiza de la un capăt al liniei mediane spre margini pentru înlăturarea adezivului în exces.

În cadrul programului experimental, caracteristicile geometrice ale grinzilor ce vor fi consolidate în conformitate cu tehnica EBR sunt prezentate în Fig. 3.

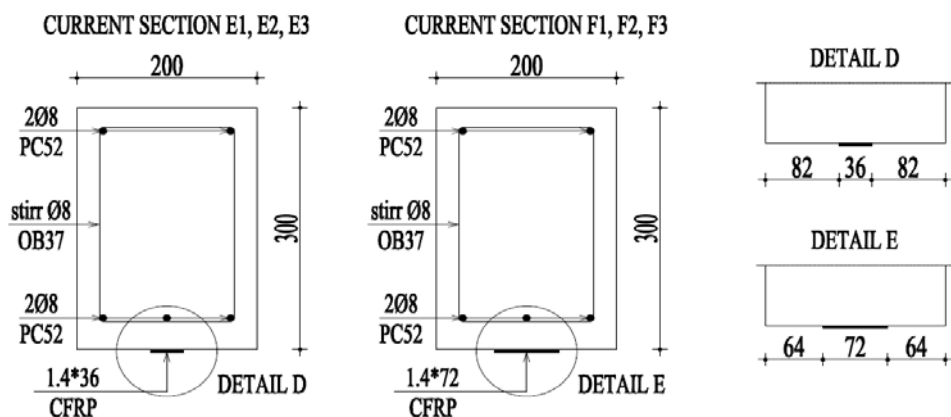


Fig. 3. Caracteristici geometrice ale grinzilor consolidate prin EBR (mm)

Proprietățile mecanice ale CPAF de carbon ce vor fi folosite la consolidarea grinzilor din beton armat sunt prezentate în Tabelul 4.

CPAF	U.M.	Valoare
Carboplate E170		
Densitate, ρ_{CFRP}	kg/m ³	1610
Modul de elasticitate, $E_{x,\text{CPAF}}$	MPa	$1,7 \cdot 10^5$
Coeficient Poisson, ν_{CPAF}	—	0,3
Rezistență întindere, $f_{t,\text{CPAF}}$	MPa	3100
Rezistență la forfecare $f_{v,\text{CPAF}}$	MPa	77
Alungirea la rupere	%	2

Tabel 4. Caracteristici mecanice ale CPAF [10]

Adezivul epozidic bi-component folosit la consolidarea specimenelor din beton armat are următoarele proprietăți mecanice (Tabel 5):

ADESILEX PG1	
Componente	Raport amestec A+B (3:1)
Timp întărire	7 zile
Densitate	1.7 kg/l
Rezistență la compresiune	$> 70 \text{ N/mm}^2$
Rezistență la forfecare	$> 10 \text{ N/mm}^2$
Modul de elasticitate	6000 N/mm^2

Tabel 5. Caracteristici mecanice ale adezivului [10]

Caracteristicile grundului ce va fi folosit pentru a îmbunătăți aderența dintre beton și CPAF sunt prezentate în Tabelul 6.

MapeWrap Primer 1	
Componente	Raport amestec A+B (3:1)
Densitate (g/cm^3)	1.1 g/cm^3
Temperatura de aplicare	$+10^\circ\text{C}$ până la $+30^\circ\text{C}$
Timp întărire	7 zile

Tabel 6. Caracteristici mecanice ale grundului [10]

4. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

Grinzile considerate vor fi simplu rezemate și solicate la încovoiere în patru puncte. Încărcarea acestora se va face prin intermediul a două forțe concentrate, aplicate simetric la o treime din deschidere grinzilor. Schema statică a acestora este prezentată în Fig. 4

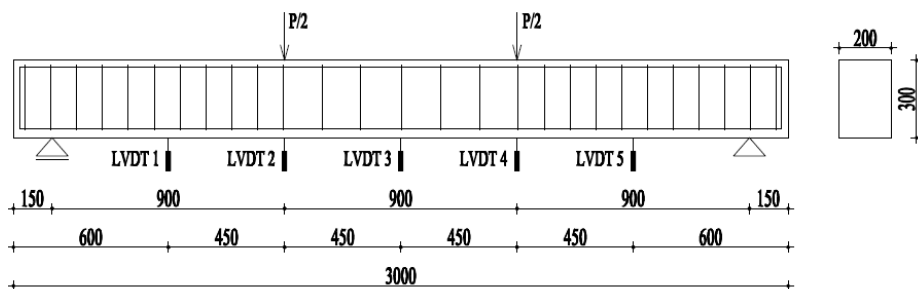


Fig. 4. Pozițiile forțelor și a dispozitivelor de încărcare

5. CONCLUZII

Programul experimental propus abordează un segment al domeniului de cercetare mai puțin studiat. Elementele regăsite în acest program se înscriu în procesul de dezvoltare a cunoașterii în acest domeniu, prin oferirea de alternative moderne la consolidarea grinzilor din beton armat.

Datele numerice ce urmează a fi obținute se vor raporta la rezultatele unor teste similare prezentate în literatură, urmărindu-se stabilirea gradului de valabilitate a modelelor matematice existente pentru intervalul dimensional studiat.

Realizarea unui model numeric corect poate să ajute în identificarea zonelor cu concentrații de eforturi, acest lucru permițându-ne să ne concentrăm atenția spre acele zone în momentul realizării experimentului.

Deși cercetările efectuate în ceea ce privește aceste tehnici de consolidare au luat un avânt considerabil, mult mai mult efort experimental, analitic și numeric este necesar pentru elucidarea tuturor aspectelor legate de materiale, tehnologie și comportare.

Bibliografie

- [1] J.A.O. Barros and A.S. Fortes, "Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 27, pp. 471-480, 2005
- [2] J.A.O. Barros, S.J.E. Dias and J.L.T. Lima, "Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 29, pp. 203-217, 2007
- [3] S.J.E. Dias and J.A.O. Barros, "Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP laminates", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 373-384, 2010
- [4] I.G. Costa and J.A.O. Barros, "Flexural and shear strengthening of RC beams with composite materials – The influence of cutting steel stirrups to install CFRP strips", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 32, pp. 544-553, 2010
- [5] F. Elgabbas, A.A. El-Ghandour, A.A. Abdelrahman and A.S. El-Dieb, "Different CFRP strengthening techniques for prestressed hollow core concrete slabs: Experimental study and analytical investigation", *Composite Structures*, Vol. 92, pp. 401-411, 2010
- [6] R.A. Hawileh, "Nonlinear finite element modeling of RC beams strengthened with NSM FRP rods", *Construction and Building Materials*, Vol. 27, pp. 461-471, 2012
- [7] N. Taranu, G. Oprisan, D. Isopescu, I. Entuc and V. Munteanu, "Solutii compozite de reabilitare a structurilor ingineresti", Editura STEF, Iasi, Romania, 2006
- [8] L.C. Hollaway and J.G. Teng, "Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites", Woodhead Publishing, England, 2008
- [9] SR EN 12390-2. Testing Hardened Concrete. Part 2. Making and Curing Specimens for Strength Tests
- [10] <http://www.mapei.com>

Poziționarea protecțiilor solare în interiorul canalului fațadei dublu vitrate

Vasile Valerică Cîrlan

doctorand ing., Facultatea de Construcții și Instalații Iași, cirlan.valerica@yahoo.com

Rezumat

Principalul obiectiv al acestui studiu este acela de a analiza numeric, cu ajutorul programului de simulare Ansys-Fluent V13, poziția cea mai eficientă de amplasare a protecțiilor solare în canalul unei fațade dublu vitrate. Analiza a fost realizată pentru condiții de vară, în convecție forțată, cu temperatura de intrare a aerului în canalul fațadei de 30°C, și cu viteza de introducere a aerului în canalul fațadei de 0,2 m/s. Regimul este considerat permanent iar singurul parametru modificat este poziția protecției în canal.

Cuvinte cheie: fațadă dublu vitrată, protecții solare, canalul fațadei, convecție forțată, transfer radiativ.

1. INTRODUCERE

Fațada dublu vitrată, este o fațadă modernă aflată în plină dezvoltare în Europa. Din punct de vedere constructiv, fațada este alcătuită din două suprafețe vitrate [1], o suprafață spre partea exterioară, iar cealaltă spre spațiul protejat al clădirii [2]. Spațiul dintre cele două vitraje este de obicei denumit "canalul fațadei" [3] și [4]. Pentru a crește eficiența fațadei în perioada de vară, canalul este de cele mai multe ori ventilat mecanic cu ajutorul unui ventilator [5]. Un alt element foarte important care intră în componența unei fațade, este protecția solară, fiind folosit cel mai des, storul venețian [6]. Acest lucru permite controlul nivelului de pătrundere a luminii în spațiul protejat [7]. Studii privind comportamentul termo-aerulic al fațadelor dublu vitrate prevăzute cu protecții solare au fost realizate de către [7] și [8]. Aceste studii au urmărit în principal, simularea impactului protecțiilor asupra curgerii aerului și al câmpurilor de temperatură din canalul fațadei, precum și poziționarea lamelelor protecțiilor solare la diferite unghiuri [9]. Amplasarea protecțiilor în canal împarte fațada în alte două canale [10].

Ventilarea canalului trebuie să asigure diminuarea supraîncălzirii clădirii în perioada caldă și să contribuie la reducerea consumurilor energetice în perioada rece. Lățimea canalului poate varia de la 5 cm până la 2 m. În studiile efectuate de către [11], autorii au analizat grosimi ale canalului cuprinse între 0,5 și 1 m. În această analiză s-a studiat comportamentul termo-aerulic al fațadei având grosimea canalului de 0,3 m.

Simulările numerice realizate de către [12] asupra fațadelor dublu vitrate au demonstrat că atunci când lățimea canalului crește, rezistența termică crește și ea, în schimb coeficientul de transfer termic convectiv scade.

Cel mai important element al fațadei este vitrajul, având proprietăți diferite, analizate de către [13]. Alegerea tipului de vitraj se face în funcție de condițiile meteorologice din zona unde este amplasată clădirea.

Scopul principal al acestui studiu este de a analiza cea mai eficientă poziție de amplasare a protecțiilor solare în canalul fațadei, în funcție de eficiența izolării dinamice (ϵ), [14].

2. DESCRIEREA CAZULUI ANALIZAT

Analiza numerică a fost realizată pentru o fațadă dublu vitrată, plecând de la dimensiunile reale ale standului experimental din laboratorul Facultății de Construcții și Instalații, Iași. Fațada are următoarele caracteristici:

- dimensiunile fațadei: 2,1 m înălțime, 1,5 m lățime și un canal de 30 cm (fig. 1);
- fațada este alcătuită dintr-un vitraj exterior simplu cu grosimea de 6 mm (B) și un vitraj interior de tip termopan având grosimea de 27 mm, format din două foi de sticlă cu grosimea de 6 mm și respectiv 5 mm, cu interspațiu de 16 mm (C);
- canalul fațadei este echipat cu jaluzele metalice cu lamele orizontale (H). Lățimea lamelor jaluzelei este de 25 mm și spațiul dintre două lamele de 22,5 mm, cu un unghi de înclinare a lamelor de 45°;
- uniformizarea aerului la intrarea și la ieșirea din canalul fațadei se face cu ajutorul unor grilaje (G și F).

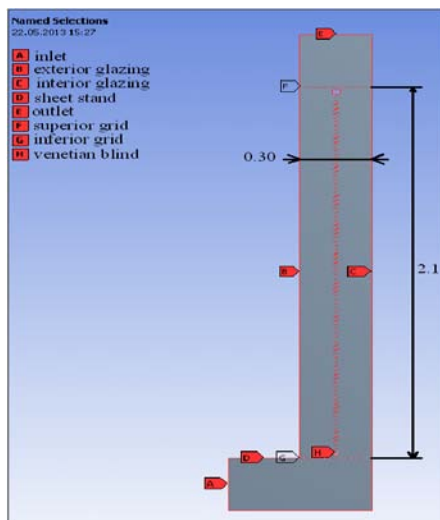


Fig. 1. Geometria fațadei analizate

Proprietățile termo-fizice ale elementelor componente folosite în studiu sunt prezentate în Tab. 1.

Tabel 1. Proprietățile materialelor utilizate

Material	densitatea ρ [kg/m ³]	căldura specifică c_p [J/kg·K]	conductivitatea termică λ [W/m·K]	vâscozitatea μ [kg/m*s]	coeficientul de absorție - [1/m]	indicele de refracție - [1/m]
aer	1,225	1006,43	0,0242	$1,7894 \cdot 10^{-5}$	-	1,0003
vitraj exterior	2500	670	5,3	-	0,11	1,5
vitraj interior	2500	670	1,4	-	0,18	1,5
oțel	8030	502,48	16,27	-	0,65	-
aluminu	2719	871	202,4	-	0,76	-

3. IPOTEZE DE STUDIU

Pentru simularea comportamentului termo-aerulic s-au luat în calcul următoarele ipoteze:

- parametri climatici corespunzători orei de vârf din luna iulie, pentru municipiul Iași, și anume: intensitatea radiației solare directe normală pe suprafața fațadei având valoarea constantă de 285 W/m², precum și intensitatea radiației solare difuze de 82 W/m²;
- temperatura aerului exterior de 30°C;
- temperatura spațiului protejat constantă de 25°C;
- viteza de intrare a aerului de 0,2 m/s în convecție forțată;
- poziția protecției solare față de vitrajul exterior și anume: la 7,5 cm; la 15 cm și la 22,5 cm.

Parametrii de intrare: poziția protecției.

Parametrii de ieșire:

- spectrele de viteză și temperatură în secțiunea mediană a fațadei;
- valorile temperaturilor pe suprafețele delimitatoare ale canalelor de circulație a aerului în secțiunea mediană la înălțimea de 0,10 m deasupra grilajului inferior, la 1,05 m – mijlocul fațadei, la 0,10 m sub grilajul superior și în curenții de aer la mijlocul canalelor de circulație formate de protecția solară și vitraje;
- valorile vitezelor medii ale curenților de aer măsurate în aceleași secțiuni corespunzătoare cu ale temperaturii.

4. IPOTEZE DE MODELARE

4.1. Modelul de curgere

Regimul de curgere în canalul fațadei este stabilit în funcție de valoarea criteriului Reynolds, care se calculează cu următoarea formulă:

$$Re = \frac{v \cdot D_h}{\gamma} \quad (1)$$

în care: ρ – densitatea aerului la temperatura de 303,15K (30°C) = 1,163 kg/m³
 γ – vâscozitatea cinematică a aerului la temperatura de 303,15K (30°C) = 1,136·10⁻⁵ m²/s
 v – viteza de intrare a aerului în canal = 0,2 m/s.

Regimul de curgere este turbulent, pentru toate ipotezele de lucru.

A fost adoptat modelul de turbulență k-epsilon realizabil, deoarece acest model este specific mișcării turbulente a aerului în spații închise supuse fluxurilor radiative. Față de modelul k-epsilon standard, acest model conține formule alternative pentru vâscozitatea turbulentă și modifică ecuația de transport pentru disiparea ratei ϵ .

4.2. Modelul de radiație

S-a ales modelul (DO) ordonat discret, deoarece acest model folosește ecuația de transfer radiativ rezolvată pentru un număr discret de unghiuri solide finite. Acest model este singurul care permite introducerea valorilor intensităților radiației solare directe și difuze. Protecția solară a fost considerată ca suprafață semitransparentă, cu un factor de reducere a radiație de 0,75 corespunzător unghiului de înclinare al lamelelor protecției de 45°.

5. REZULTATE CANTITATIVE, CALITATIVE ȘI INTERPRETĂRI

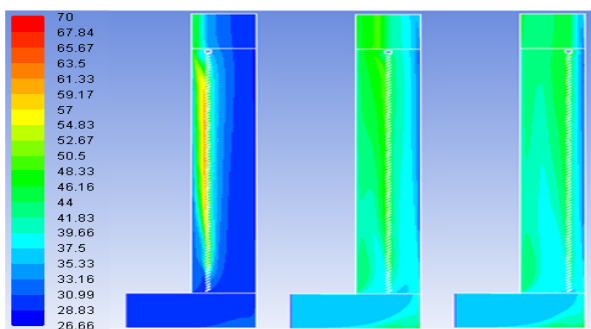


Fig. 2 Spectrele de temperatură

Din fig. 2 se observă că temperaturile cele mai ridicate se găsesc pe lamelele protecției solare, atingând valori de 70°C , atunci când jaluzelele sunt amplasate spre vitrajul exterior. Jaluzelele împiedică radiația solară să încălzească spațiul dintre vitrajul interior și jaluzele.

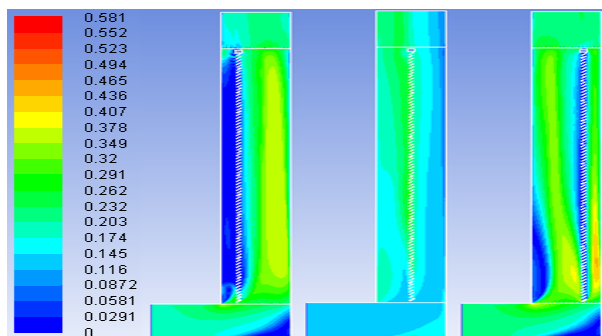


Fig. 3 Spectrele de viteze corespunzătoare celor 3 poziții de amplasare ale protecțiilor solare

Vitezele sunt mai ridicate în canalul drept al fațadei pentru toate cele trei amplasări ale protecției conform fig. 3, ajungând la valoarea de $0,581 \text{ m/s}$ în cazul poziționării jaluzelei către vitrajul interior. Această valoare a vitezei se atinge în momentul în care aerul trece de grilajul inferior. Creșterea vitezei aerului în canalul drept al fațadei face ca temperatura aerului să fie mai scăzută.

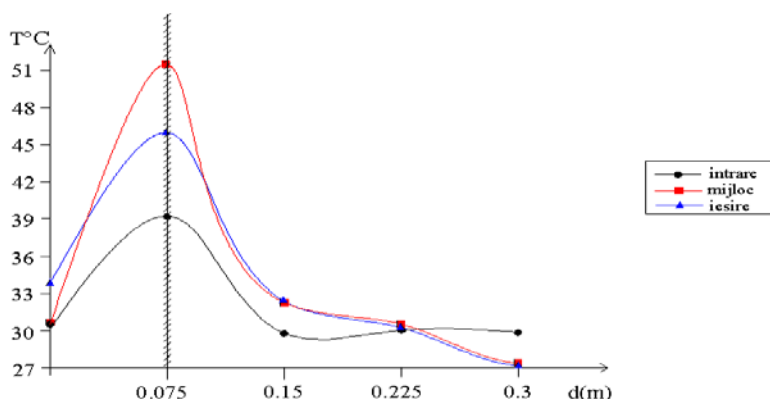


Fig. 4 Curbele de variație ale temperaturilor atunci când protecțiile sunt amplasate spre vitrajul exterior

Temperaturile cele mai ridicate se găsesc în secțiunea de mijloc a canalului, iar temperaturile cele mai scăzute se găsesc în secțiunea de intrare a aerului la 10 cm deasupra grilajului inferior. Temperaturile aerului devin apropiate pentru toate secțiunile fațadei la distanța de 7,5 cm față de vitrajul interior. Temperaturile pe vitrajul exterior variază între 31°C și 34°C, iar pe vitrajul interior temperaturile sunt cuprinse între 27°C și 30°C.

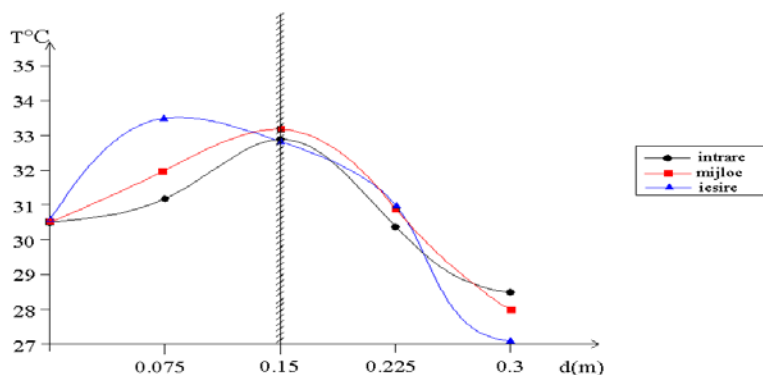


Fig. 5 Curbele de variație ale temperaturilor atunci când protecțiile sunt amplasate pe mijlocul canalului

În cazul în care protecțiile sunt amplasate pe mijlocul canalului – fig. 5, temperaturile în secțiunile de intrare și de ieșire au aceleași valori. Din fig. 7 se mai observă că temperatura vitrajului exterior este aproape identică pentru toate secțiunile fațadei. Temperatura pe vitrajul interior variază la fel ca și în cazul în care protecția este amplasată spre vitrajul exterior.

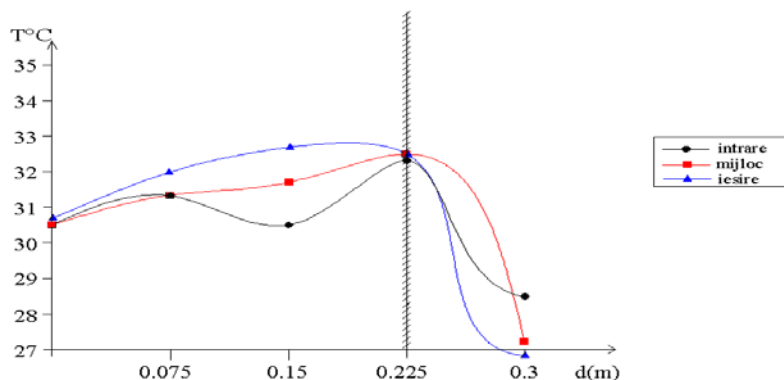


Fig. 6 Curbele de variație ale temperaturilor atunci când protecțiile sunt amplasate spre vitrajul interior

Atunci când protecțiile sunt poziționate către vitrajul interior – fig. 6, temperatura jaluzelei atinge valori de $32,5^{\circ}\text{C}$. Temperaturile sunt cu 18°C mai scăzute față de poziționarea jaluzelei către vitrajul exterior. Temperatura pe vitrajul exterior variază în jurul valorii de $30,5^{\circ}\text{C}$ pentru toate secțiunile. Pe vitrajul interior temperatura variază între $26,5^{\circ}\text{C}$ și 29°C .

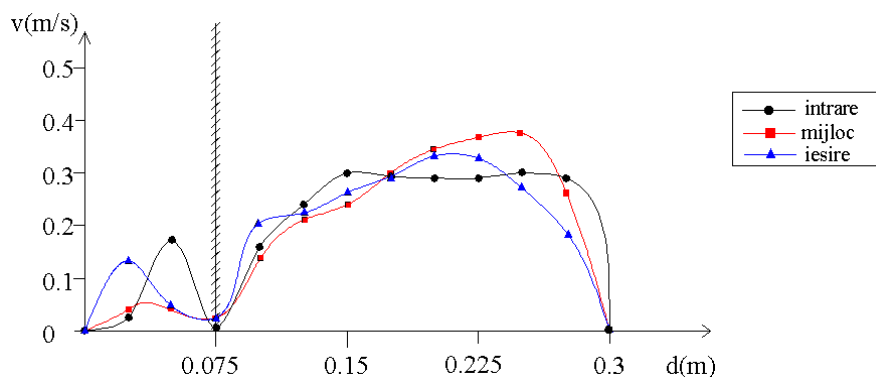


Fig. 7 Curbele de variație ale vitezelor atunci când protecțiile sunt amplasate spre vitrajul exterior

Vitezele cele mai mari se ating în secțiunea de mijloc a fațadei, în canalul drept – fig. 7. Vitezele medii în canalul din partea stângă a fațadei sunt de 10 ori mai mici față de vitezele înregistrate în canalul din partea dreaptă a fațadei. Vitezele au cele mai mari valori în apropierea vitrajului interior. În locul în care este amplasată protecția, viteza nu depășește valoarea de $0,02 \text{ m/s}$.

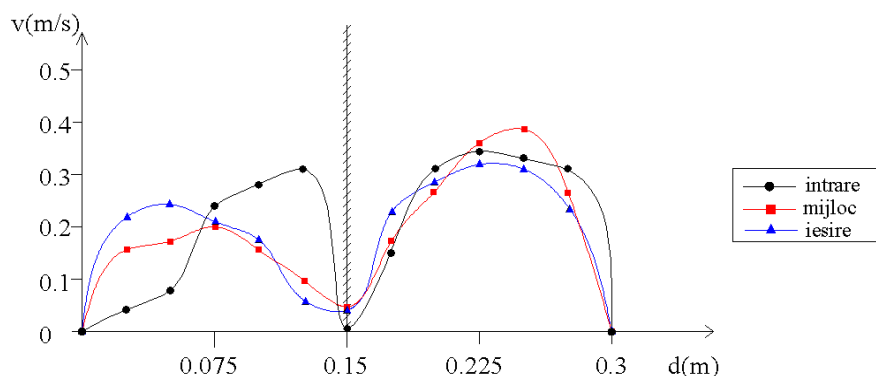


Fig. 8 Curbele de variație ale vitezelor atunci când protecțiile sunt amplasate pe mijlocul canalului

Viteza medie din canalul din stânga al fațadei este de 0,134 m/s iar viteza medie din canalul din dreapta fațadei este aproape dublă cu valoarea de 0,248 m/s – fig. 10. Viteza cea mai mare se înregistrează în canalul drept al fațadei, atingând valoarea de 0,38 m/s în secțiunea de mijloc.

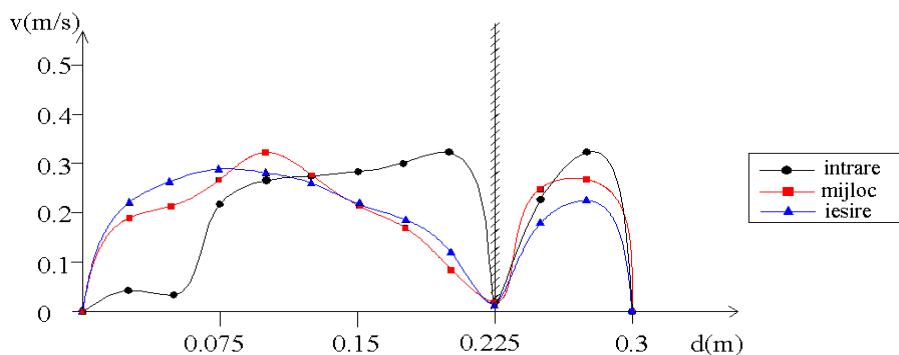


Fig. 9 Curbele de variație ale vitezelor atunci când protecțiile sunt amplasate spre vitrajul interior

Vitezele sunt apropiate ca valoare pentru ambele canale ale fațadei – fig. 9. În toate cele 3 cazuri de amplasare a protecției, viteza, în locul în care este poziționată protecția, nu depășește valoarea de 0,05 m/s.

6. DETERMINAREA EFICIENȚEI IZOLĂRII DINAMICE

Pentru analiza comparativă a efectului energetic al protecției solare în regimul de vară susceptibil supraîncălzirii canalului, a fost calculată eficiența izolării dinamice:

$$\varepsilon = \frac{Q_r}{Q_{inc}} \quad (2)$$

care reprezintă cantitatea din fluxul termic eliminat de aerul care curge în canalul fațadei, comparativ cu fluxul total captat prin suprafața expusă mediului exterior.

unde: Q_r – fluxul de căldură transportat de aerul din interiorul fațadei;

Q_{inc} – fluxul de căldură introdus prin suprafața vitrată exterioară a fațadei.

Rezultatele sunt prezentate în Tabelul 2 iar eficiența izolării dinamice variază între 58% și 79%. Soluția optimă din acest punct de vedere corespunde poziției protecției solare la distanță de 7,5 cm față de vitrajul exterior.

Tabelul 2. Eficiența izolării dinamice

Nr crt	Configurație	V_{med} la mijloc canal	D_h	Re	Pr	Nu	λ	h	V_{med} la ieșirea din canal	Δt	T_{ech}	ε
1	canal stânga, protecții spre vitraj exterior	0,023	0,142	287,5	0,77	1,91	0,0242	0,32	0,087	16	21	79
2	canal dreapta, protecții spre vitraj exterior	0,251	0,388	8572,8	0,77	29	0,0242	1,80	0,24			
3	canal stânga, protecții pe mijloc	0,134	0,27	3184,8	0,77	13,13	0,0242	1,17	0,158	3,5	8,5	60
4	canal dreapta, protecții pe mijloc	0,248	0,27	5894,3	0,77	21,49	0,0242	1,92	0,235			
5	canal stânga, protecții spre vitraj interior	0,194	0,388	6626	0,77	23,6	0,0242	1,47	0,206	2,8	7,8	58
6	canal dreapta, protecții spre vitraj interior	0,189	0,142	2362,5	0,77	10,34	0,0242	1,76	0,148			

7. CONCLUZII

Prin analiza rezultatelor obținute, se poate preciza că eficiența protecțiilor de tip jaluzele metalice cu lamele orizontale este direct proporțională cu viteza de curgere a aerului prin canalul fațadei și invers proporțională cu distanța față de vitrajul exterior și unghiul de înclinare al lamelelor jaluzelei.

Bibliografie

- [1] D. Arons, Properties and Applications of Double-Skin Building Facades; Massachusetts Institute of Technology (MIT), USA (2000);
- [2] D. Saelens, Energy Performance Assessments of Single Storey Multiple-Skin Facades; Department of Civil Engineering, Catholic University of Leuven, Belgium (2002);
- [3] S. Uuttu, Study of Current Structures in Double-Skin Facades; Department of Civil and Environmental Engineering, Helsinki University of Technology (HUT), Finland (2001);
- [4] H. Poirazis, Double Skin Facades for Office Buildings – Literature Review. Division of Energy and Building Design; Department of Construction and Architecture, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden (2004);
- [5] P. Ye, S.J. Harrison, P.H. Oosthuizen, D. Naylor, Convective Heat Transfer from a Window with Venetian Blind: Detailed Modeling; American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers (ASHRAE) Transactions, Vol. 105, No.2, pp. 1031-1037, USA (1999);

- [6] M.R. Collins, D. Naylor, P.H. Oosthuizen, S.J. Harrison. Sensitivity Analysis of Heat Transfer from an Irradiated Window and Horizontal Louvered Blind Assembly ASHRAE Trans., Vol.108, part 1, pp. 503-511. (2002);
- [7] H. Manz, A. Schaelin, H. Simmler. Airflow patterns and thermal behaviour of mechanically ventilated glass double façades; Building and Environment, Vol. 39, pp. 1023-1033. (2004a);
- [8] N. Safer. Modélisation des façades de type double-peau équipées de protections solaires : Approches multi-échelles; Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Centre de Thermique de Lyon (CETHIL), France, PhD Dissertation(2006);
- [9] F. Kuznik, T. Catalina, L. Gauzere, M. Woloszyn, J.J. Roux. Numerical modelling of combined heat transfers in a double skin façade-Full-scale laboratory experiment validation” Thermal engineering Vol. 31, No.14-15, pp. 3043-3054. (2011);
- [10] E. Oesterle, R.D. Lieb, M. Lutz, W. Heusler. Double Skin Facades – Integrated Planning Prestel Verlag; Munich, Germany, (2001);
- [11] L. Xu, T. Ojima. Field experiments on natural energy utilization in a residential house with a double skin façade system; Building and Environment, Vol. 42, No. 5, pp. 2014–2023, (2007);
- [12] G. Guohui. Simulation of buoyancy-induced flow in open cavities for natural ventilation; Energy and Buildings, Vol. 38, pp. 410-420.(2006);
- [13] I. Perez-Grande, J. Meseguer, G. Alonso. Influence of glass properties on the performance of double-glazed façades ; Applied Thermal Engineering, 25 (17–18), pp. 3163–317, (2005);
- [14] M. Cherecheș, N. C. Cherecheș, S. Hudișteanu. Indicateurs énergétiques spécifiques aux façades ventilées et vitrées; Energy and Buildings, Vol. 13, No.2, ID2012130204, pp. 24-30, (2012).

Comportarea la seism a clădirilor ușoare din lemn, de tip "platform framing"

Călin Gabriel Corduban¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, alin_corduban@yahoo.com

Rezumat

În America de Nord locuințele unifamiliale sunt considerate în general cel mai sigur loc în care să te afli în cazul unui cutremur. Acest lucru nu este deloc surprinzător considerând că 90% din aceste locuințe sunt structuri ușoare din lemn în sistem „platform framing”. Greutatea mică, și capacitatea ridicată de absorbție a energiei a structurilor de tip „platform framing” sunt calități care le fac capabile să reziste la efectele unor cutremure puternice. Experiența unor astfel de seisme în America de Nord și în lume a demonstrat capacitatea structurilor din lemn bine construite de a asigura un adăpost sigur pentru ocupanții acestora.

Cuvinte cheie: construcții din lemn, seism, platform framing.

1. CARACTERISTICI PENTRU SISTEMUL CU PEREȚI STRUCTURALI CU SCHELET (PLATFORM FRAMING)

În construcții, sistemul framing, cunoscut și ca “light frame construction”, este bazat pe pereți portanți din lemn având un număr mare de elemente verticale, care datorită bunei comportări a lemnului la compresiune și a descărcării încărcărilor planșeului în diverse puncte, asigură stabilitatea structurii. Pereții structurali cu schelet, Figura 1, au dimensiunea montanților modulată, fiind folosiți în mod curent montanți din lemn cu secțiunea 50x100mm (2x4 inch) sau 100x150mm (4x6 inch). Dimensiunea secțiunii poate fi mai mare pentru a permite o mai bună termoizolare sau pentru a preveni fenomenul de flambaj care apare la elementele cu secțiune foarte mică. Spațierea montanților este de regulă la interval de 400 sau 600 mm (16 sau 24 inch), care, din motive constructive, în practică devine 415 sau 625 mm, respectând dimensiunile placajelor, pentru a optimiza consumul de materiale. Încărcările verticale sunt preluate de montanți, în timp ce acțiunile laterale sunt preluate de panourile de placaj [3]. Structurile ușoare moderne capătă rezistență prin rigidizarea panourilor (contravântuire) folosind placaje. Dezvolările tehnologice în ceea ce privește OSB-ul și performanțele acestuia l-au făcut

principalul placaj folosit în aplicații structurale, înlocuind treptat, în ultimii 20 de ani placajul pe bază de furnir [5]".

Structurile ușoare din lemn de tip "framing", folosind elemente standardizate au devenit metoda constructivă dominantă în America de Nord (Statele Unite ale Americii și Canada) și în Australia, în principal datorită costurilor reduse. De asemenea, din aceleași motive economice, la care se adaugă cele legate de preocupările ecologie și de excelența comportare la acțiunile seismice, această tehnică constructivă câștigă teren în Europa și în unele țări din Asia, în special Japonia și Taiwan, unde este încurajată prin politici guvernamentale ca o soluție eficientă la efectele seismelor.



Figura 1. Imagine de pe șantier la montajul unei construcții prefabricate din panouri în localitatea Sucevița.

2. PRINCIPIILE UNUI SEISM

Acțiunea seismică constă într-o mișcare de vibrație de amplitudine mare a solului, cu caracter aleator, corespunzând propagării unei perturbații care ia naștere în interiorul scoarței terestre. Durata sa este foarte variabilă dar relativ mică (de la câteva secunde la câteva zeci de secunde). Proprietățile cutremurului depind de numeroși factori, cum ar fi: magnitudinea, tipul și adâncimea focarului, distanța amplasamentului față de sursă, direcția de propagare, proprietățile mecanice și configurația mediilor traversate, caracteristicile geologice și topografice ale amplasamentului.

În această mișcare fiecare punct al solului se deplasează în cele trei direcții din spațiu. Două puncte învecinate sunt, din considerente de continuitate, animate de mișcări practic identice și sincrone, dar mișcarea a două puncte situate la o distanță finită sunt decalate în timp cu o durată egală cu timpul de propagare a frontului de unde între cele două puncte considerate; mai mult, ele nu sunt riguros identice din cauza alterării semnalului pe timpul propagării sale. Rezultă că două puncte sunt animate unul față de celălalt de deplasări diferite cu atât mai importante cu cât distanța dintre ele este mai mare. Se poate considera că mișcarea lor devine practic independentă pentru distanțe de la 300 la 600 metri, urmând natura terenului traversat. În timpul mișcărilor seismice puternice, deformațiile care apar prin deplasări diferențiate se situează cu certitudine în afara domeniului de comportare elastică a solului [7].

Cutremurul mișcă fundația unei clădiri, dar forțele de inerție încearcă să păstreze partea de deasupra solului pe poziția inițială. Dacă mișcările la nivelul solului ar fi graduale, răspunsul clădirii ar fi unul amortizat, dar cutremurele presupun forțe de accelerație foarte mari. Răspunsul clădirii depinde în mod simplificat de masa acesteia și de valoarea accelerației terenului [4].

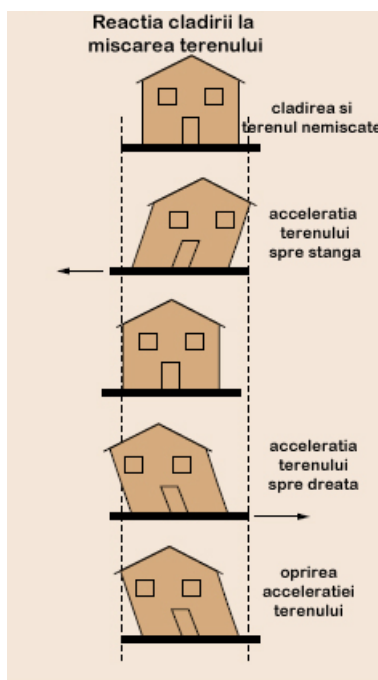


Figura 2. Reacția unei clădiri la mișcările de accelerație ale terenului [7].

3. COMPORTAREA LA SEISM A CONSTRUCȚIILOR DIN LEMN - EXPERIENȚE ANTERIOARE

Anual, pe glob, se produc peste un milion de cutremure, dar majoritatea sunt prea slabe pentru a fi resimțite. Deși cutremurele se pot petrece oriunde, există anumite locații, unde frecvența și intensitatea seismelor este mai mare. Pe glob, cutremurele produc numeroase victime anual, majoritatea datorate distrugerilor produse asupra clădirilor. În comparație, s-a înregistrat un număr mic de victime în ultimii ani în America de Nord, acest lucru putând fi atribuit bunelor practici de construcție din aceste state, precum și a largii răspândiri a structurilor din lemn [7].

Cutremurul din 1964, din Prince William Sound, Alaska, a fost unul dintre cele mai puternice seisme înregistrate pe continentul American, măsurând 8.4 grade pe scara Richter. În raport cu această intensitate mare, numărul de victime a fost relativ mic, respectiv 131, din care 122 au fost cauzate de valul ce a urmat seismului. Prin contrast, în seismul din 1999 din Turcia, care a măsurat 7.4 grade pe scara Richter, au murit 15 000 de persoane. Institutul de Geofizica a statului Alaska explică numărul mic de victime astfel: „Numărul de victime produse de cutremur a fost 131: 115 în Alaska și 16 în Oregon și California. Numărul înregistrat este unul extrem de mic pentru un seism de asemenea magnitudine, datorită densității mici a populației, momentului zilei, faptului ca era o zi liberă, și a principalului material de construcție (lemnul).”

În California, suprafața desfășurată a școlilor publice este de peste 37 de milioane de metri pătrați, din care 80% sunt construcții ușoare din lemn. O estimare a pagubelor produse în școli de seismul Northridge, din 1994 poate fi sintetizată astfel: „Considerând numărul considerabil de școli afectate de seism, este rezonabil să concluzionăm că în mare parte aceste facilități s-au comportat foarte bine. Distrugerile produse nu au fost de ordin structural sau sunt reparabile, și în orice caz nu au fost mortale. Această performanță bună se datorează faptului că majoritatea școlilor sunt structuri puțin înalte din lemn, care sunt foarte rezistente la seism, indiferent de data construcției.”

În anul 2002, Departamentul Serviciilor Guvernamentale ale Statului California (DGS) a emis o solicitare legislativă de expertizare seismică a școlilor. Au fost supuse expertizei toate construcțiile metalice, din beton armat sau pe zidărie ridicate între 1933 și 1979. Structurile din acest interval din lemn au fost scutite de expertizare pe baza premisei că „structurile ușoare din lemn sunt cunoscute pentru buna performanță la cutremure” [7]. Tabelul de mai jos ilustrează buna comportare a s construcțiilor prefabricate din panouri la unele seisme anterioare:

Tabel 1. Comportarea la seism a construcțiilor din lemn

Cutremur	Magnitudinea Pe scara Richter	Accelerația maximă măsurată la nivelul solului	Numărul total de victime	Numărul de victime în construcții de lemn de tip framing	Numărul de construcții de tip framing afectate de seism
San Fernando, California, 1971	6.7	0.6	63	4	100 000
Edgecumbe, Noua Zeelanda, 1971	6.3	0.32	0	0	7 000
Saguenay, Quebec 1988	5.7	0.15	0	0	10 000
Loma Pieta, California, 1989	7.1	0.5	66	0	50 000
Northridge, California, 1994	6.7	1.0	60	20	200 000
Kobe, Japonia, 1995	6.8	0.8	6300	0	8000

Aceste prezumții de performanță se bazează pe mai multe cercetări și se referă la următoarele caracteristici:

1. Rigidizarea cu placaje care prind mai multe îmbinări între elementele din lemn oferă mai multe căi de distribuire a forțelor din seism. Există un număr mare de conexiuni, spre deosebire de alte structuri cu un număr mic de conexiuni mai solicitate și asta face ca dacă o conexiune este suprasolicitată, forțele de forfecare să fie preluate de alte conexiuni adiacente;
2. Lemnul are un raport între rezistență și greutate mare, care face ca aceste structuri să fie foarte ușoare, printr-un consum minim de material. Structura unei locuințe unifamiliale utilizează în medie 30 de metri cubi de

lemn. Greutatea fundației și a plăcii de beton este comparativ de 3 ori mai grea decât toată suprastructura construcției;

3. Conexiunile metalice la sistemul "framing" permit construcției un grad de flexibilitate, absorbind și disipând energia în timpul unui seism [2];
4. Ansamblul panourilor din lemn rigidizate cu OSB formează pereți structurali de tip diafragmă constituindu-se în ansambluri constructive foarte eficiente în preluarea forțelor laterale [7].

4. MĂSURI CONSTRUCTIVE PENTRU ÎMBUNĂTĂȚIREA COMPORTĂRII LA SEISM A STRUCTURILOR TIP "PLATFORM FRAMING"

Construcțiile cu pereți structurali cu schelet se bazează pe sisteme concepute integral, derivate din tradiția practicii constructive care a evoluat, reflectând descoperirile științifice și performanțele anterioare. Forțele de inerție generate de mișcarea pământului la un seism se concentrează nivelul acoperișului și a planșeelor, acolo unde masa este mai mare. Aceste forțe trebuie preluate de pereți și întreaga structură trebuie să fie bine ancorată de fundație, Figura 3,[3].

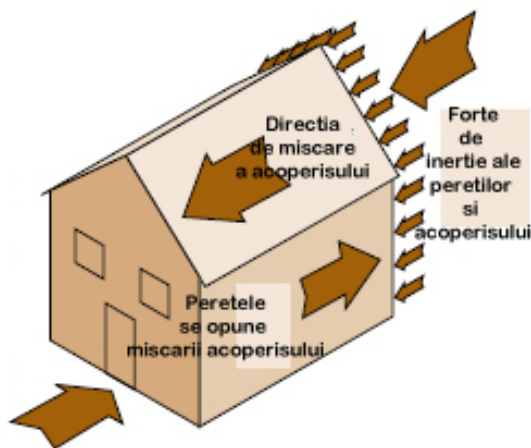


Figura 3. Forțele care acționează la o construcție pe pereți structurali pe schelet la un seism [7]

Următoarele componente ale structurilor cu pereți structurali pe schelet sunt esențiale pentru buna comportare la seism:

- ancorarea de fundație;
- rezistența și ductilitatea pereților;
- rezistența și continuitatea planșeelor;
- interconectarea tuturor componentelor care alcătuiesc sistemul.

La construcțiile convenționale există un set de prescripții care prevăd limite minime pentru modul de alcătuire al componentelor (pereți, planșee, acoperiș) și modul de interconectare al acestora. De exemplu se specifică numărul minim al ancorajelor, dimensiunea și spațierea acestora, pentru a asigura o bună legătură cu fundația. De obicei, construcțiile convenționale depășesc prescripțiile codurilor (Miyamoto et. Al., 2010).

În proiectarea inginerescă, se stabilește un traseu de preluare a forțelor laterale (lateral load path) și fiecare element din acest traseu este proiectat să reziste la forțele seismice. Șarpanta și planșeele sunt proiectate ca diafragme și unii pereți sunt întăriți (sheer walls). Aceste măsuri se referă la:

- placare cu OSB cu o grosime minimă determinată prin calcule;
- prinderea cu cuie de dimensiuni adecvate pentru preluarea forțelor de forfecare;
- rigidizare suplimentară prin ancorare la pereții de colț, [3].

4.1. Rigiditatea

Forțele laterale într-un seism tind să distorsioneze construcția, pereții căpătând o înclinație. Ancorarea și rigidizarea pereților este esențială pentru a preveni acest fenomen la seism. Rigidizarea cu OSB este foarte eficientă în prevenirea distorsionării pereților. În zone seismice, pentru îmbunătățirea performanțelor pereților se recomandă creșterea grosimii panourilor din OSB, creșterea numărului și a dimensiunii cuielor. Cercetările și experiența au demonstrat contribuția elementelor “non-structurale” la rezistența de ansamblu a structurii. Chiar și placarea cu gips-carton, pereții de compartimentare non-structurali, finisajul placat exterior contribuie la rezistența laterală a structurii, Figura 4, [5].

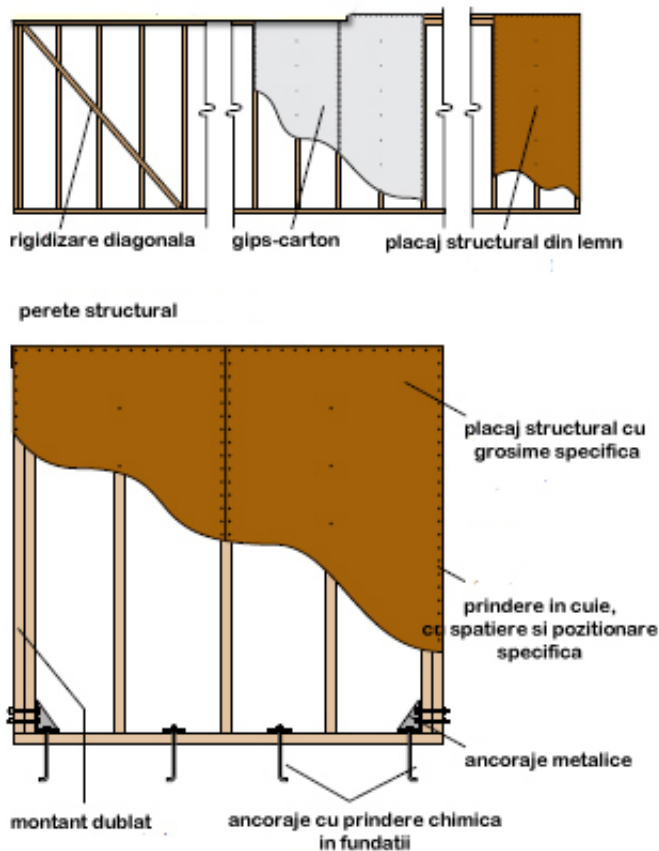


Figura 4. Perete structural întărit [7]

4.2. Ductilitatea

Capacitatea de deformare post-elastică poate fi considerată din punct de vedere calitativ și cantitativ prin “*factorul de ductilitate*”.

Se consideră că o structură are un *comportament ductil* dacă ea este capabilă să disipeze energia totală transferată de seism și să permită apariția deformațiilor ciclice importante fără să apară degradări mari în elementele componente sau reduceri majore ale capacității de rezistență.

Ductilitatea reprezintă capacitatea unei structuri, element sau material de a disipa importante cantități de energie prin deformații post-elastice ciclice fără o reducere importantă de rezistență.

Comparativ cu alte structuri (zidărie sau beton armat), la care se iau anumite măsuri suplimentare pentru a asigura o buna comportare la seism, structurile din lemn sunt în mod implicit mai ductile. Este dezirabil pentru o structură să aibă un grad de flexibilitate atunci când este supusă la forțele subite ale unui seism, permițându-i să disipeze energie. Prinderile metalice oferă construcțiilor prefabricate din panouri din lemn o bună ductilitate [1].

4.3. Masa, redundanța și conectivitatea

Construcțiile prefabricate din panouri sunt ușoare. Spre comparație, structurile pe diafragme din beton sunt de 7 ori mai grele decât structurile din panouri din lemn. Cum forțele la un seism sunt proporționale cu masa, este de așteptat ca structurile din lemn să aibă un bun comportament la seism.

Construcțiile care au mai multe rute de distribuire a eforturilor (load paths) sunt considerate redundante structural și oferă un nivel de siguranță superior la cutremure. Construcțiile prefabricate din panouri cuprind sute de elemente structurale și mii de prinderi între acestea. Asta înseamnă că o slăbire într-un nod este compensată de elementele și nodurile adiacente [6].

Pereții rigidizați cu placaje asigură preluarea forțelor laterale, dar o clădire trebuie proiectată și la efectul de alunecare sau de răsturnare. În aceste cazuri, un rol esențial îl are ancorarea de fundație. Conexiunea între pereți, planșee și șarpantă, alcătuiesc un ansamblu structural rigid care lucrează unitar la seism [4].

5. CONCLUZII

Buna comportare a structurilor de tip "framing" din lemn a determinat o cerere tot mai mare a acestora pe piața internațională, mai ales în țările în care se înregistrează cutremure puternice. În state precum Japonia, Taiwan și mai nou Turcia există un important sprijin guvernamental pentru introducerea construcțiilor prefabricate din panouri din lemn.

ACKNOWLEDGEMENT

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUantumdoc „Studii doctorale pentru performanțe europene în cercetare și inovare” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Bibliografie

1. Dickof C., Stiemer S.F., Tesfamarian S., (2012), Wood-Steel Hybrid Seismic Force Resisting Systems: Seismic Ductility, WCTE - World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, Session 49, Future Trends 3, pg. 104-111
2. Miyamoto M., Takyama N., Takashiri H., Ishizuka Y., Hayashi Y., (2010), Residual Seismic Performance of Wooden Buildings by Low Cost Sensor Recording Maximum Connection Deformation, WCTE - World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, 8 pg.
3. Năstase I., Secu A., (2009), „Curs-Construcția caselor pe structuri din cadre ușoare din lemn-utilizarea elementelor cu secțiune I”, Universitatea Gh. Asachi Iași, Facultatea de Construcții și Instalații, Master-Construcții și structuri moderne din lemn, pg.24-25.
4. Ni C., Rainer H., Doudag G., Zhang H., Guo H., (2010), Performance of Wood-Frame Construction, in Seismic Event, a Field Survey of the May 12 Wenchuan Earthquake, WCTE - World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, 10 pg.
5. Ross J.R., Ritter M.A., Wegner T.H., Falk R.H., Wiemann M.C., Wiedenhoft A., (2010), „General Technical Report FPL-GTR-190, Wood Handbook-Wood as an Engineering Material”. United States Departement of Agriculture and Forestry Products.
6. Shimizu H., Nakamura I., Chikahiro M., (2010), Study of Seismic Loading on Wooden Buildings, Weight Measurement of Full-Scale Wooden Houses, WCTE - World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, 8 pg.
7. www.cwc.com, Canadian Wood Council-Wood Frame Construction Meeting the Chalanges of Earthquake, (2003)

Calibrarea datelor de trafic rezultate din anchetele Origine/Destinație pentru tronsonul de drum DN28 - km 0+000-17+820

Alexandru COZAR,

'doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, cozaralexandru@yahoo.com

Rezumat

În România, odată la 5 ani, se efectuează recensământul general al traficului de pe drumurile publice. În același timp se realizează și anchete Origine/Destinație în diferite puncte amplasate doar pe drumurile naționale, nu și pe cele județene.

Între măsurătorile de trafic reale și anchetele de trafic de tip OD ar trebui să existe o corelare, dacă nu chiar o suprapunere. Acest lucru, din păcate, nu se întâmplă, așa fel încât este necesară o calibrare a acestor informații, pentru a determina, pentru perechi individuale Origine/Destinație, date de trafic raportate la cele înregistrate prin recensământ.

Cuvinte cheie: anchete de trafic, calibrare, perechi Origine/Destinație.

1. INTRODUCERE

Rezultatele recensământului auto efectuat în anul 2010, aferente drumurilor naționale din județul Iași, au fost furnizate de către Compania de Autostrăzi și Drumuri Naționale din România, Centru de Studii Tehnice Rutiere și Informatică, CESTRIN, prin adresa 7732/03.07.2012.

S-a constatat că, între anchetele Origine/Destinație (OD) și măsurătorile mediei zilnice anuale, există neconcordanțe majore. Acest aspect este important în cazul studiilor de trafic în care se estimează diverse fluxuri de trafic, pentru diferite Originii sau Destinații.

În cazul de față, aceste informații au fost necesare pentru observarea modului de redistribuire a traficului, în urma producerii colapsului podului de pe DN28, km 6+950, provocat de evenimente extreme naturale (inundații, cutermure, alunecări de teren).

În urma producerii acestui eveniment, este necesară alegerea unor variante alternative, care să deservească nevoia de mobilitate către și dinspre diverse Originii și Destinații.

2. PREZENTAREA PROBLEMEI

Acest studiu de caz va fi tratat din punctul de vedere al capacității de circulație actuale, urmând a se face comparație cu nivelul de serviciu al drumurilor după ce surplusul de trafic va fi fost distribuit. Se face referire strict la drumurile și la posturile de recensare din județul Iași.

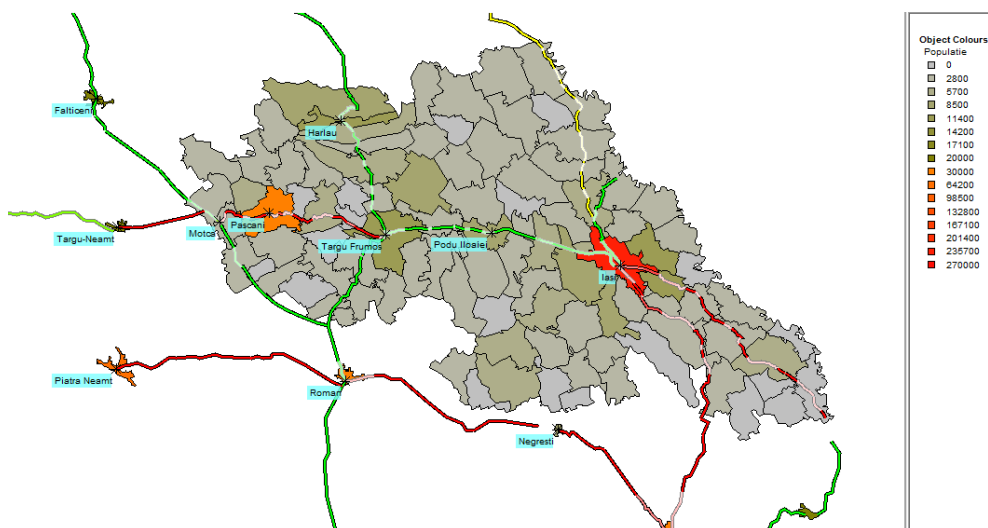


Fig. 1 - Rețeaua de drumuri naționale a județului Iași

De asemenea, din punct de vedere al structurilor rutiere, se vor face propuneri de dimensionare a drumurilor nemodernizate, iar la cele modernizate o estimare a momentului când acele structuri rutiere vor ceda sub acțiunea acestor noi încărcări.

Din achetele de circulație efectuate pe raza județului Iași au fost studiate doar cele ce influențează traficul existent pe tronsonul de drum al DN28, între km 0+000-26+350 (int. DN28A), și anume:

- postul 173-174, amplasat pe DN28B la km 32+300
- postul 181-182, amplasat pe DN28 la km 45+000
- postul 215-216, amplasat pe DN28A la km 23+000.

Desigur, nu au fost ignorate celalate posturi de recensare, însă s-a constatat că există un număr de vehicule insignifiant ce ar trebui luat în considerare.

2.1. Stabilirea perechilor OD ce vor fi luate în considerare.

Inițial au fost efectuate calcule ale nivelurilor de serviciu pentru fiecare drum județean și național în parte, de pe raza județului Iași, conform normativului PD 189/2012.

Apoi s-au determinat perechile OD ce vor fi incluse în studiu de caz

- Roman - Podu Iloaiei
- Roman - Hârlău
- Roman - Târgu Frumos
- Roman - Iași
- Roman - Pașcani
- Podu Iloaiei - Roman
- Hârlău - Roman
- Târgu Frumos - Roman
- Iași - Roman
- Pașcani - Roman

Figura 2 prezintă o clasificare a vehiculelor recensate pe teritoriul României.

Categoriile de vehicule	Osia standard - 115 KN	Categoriile de vehicule	Osia standard - 115 KN
Biciclete/Motociclete	 [1]	Autocamioane si derivate cu 3 sau 4 osii	 [6]
Autoturisme	 [2]	Vehicule articulate (tip TIR) si remorchere cu trailer, cu peste 4 osii	 [7]
Microbuze cu max. 8+1 locuri	 [3]	Autobuze si autocare	 [8]
Autocamionete si autospeciale cu MTMA <=3,5 tone	 [4]	Tractoare cu/fara remorca si vehicule speciale	 [9]
Autocamioane si derivate cu 2 osii	 [5]	Autocamioane cu 2,3 sau 4 osii cu remorca (tren rutier)	 [10]
		Vehicule cu tractiune animala	 [11]

Figura 2 - Categoriile de vehicule recensate în România(Tănăsele, 2012)

Conform analizei efectuate asupra anchetelor Origine-Destinație, s-a ajuns la determinarea unor date de trafic, care, prezentate în următoarele tabele, vor evidenția divergența dintre cele două tipuri de recensământ - anchetele OD și măsurătorile propriu-zise:

- Roman - Podu Iloaiei

Tabelul 1. Date de trafic extrase din anchetele OD

2463(Podu Iloaiei)/D1												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2802 (Roman)	27	2	6	2	3	2	8			50	112	

- Podu Iloaiei - Roman

Tabelul 2. Date de trafic extrase din anchetele OD

2802(Roman)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2463 (Podu Iloaiei)		39				11	6			45	69	

- Roman - Hârlău

Tabelul 3. Date de trafic extrase din anchetele OD

2403(Hârlău)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2802 (Roman)		266	10	15	54	26	8	79	9	467	1176	

- Hârlău - Roman

Tabelul 4. Date de trafic extrase din anchetele OD

2802(Roman)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2403(Hârlău)	8	209	12	13	49	18	8	69	4	390	983	

- Roman - Târgu-Frumos

Tabelul 5. Date de trafic extrase din anchetele OD

2403(Tg. Frumos)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2802 (Roman)												

- Târgu-Frumos - Roman

Tabelul 6. Date de trafic extrase din anchetele OD

2802(Roman)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2404(Tg.Frumos)				2						2	10	

▪ Roman - Iași

Tabelul 7. Date de trafic extrase din anchetele OD

	2401(Iași)											
	Categorie vehicule											
	veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
2802 (Roman)	59	2037	72	118	239	75	50	189	14	31	2884	3862

▪ Iași - Roman

Tabelul 8. Date de trafic extrase din anchetele OD

2802(Roman)												
Categorie vehicule												
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
2401(Iasi)	1841	44	109	230	140	16	225	14	26	2645	3691	

▪ Roman - Pașcani

Tabelul 9. Date de trafic extrase din anchetele OD

2402(Paşcani)											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	fizice	etalon
2802 (Roman)	16			9	8					33	101

▪ Pașcani - Roman

Tabelul 10. Date de trafic extrase din anchetele OD

	2802(Roman)											
	Categorie vehicule											
	veh usoare				veh grele						veh	veh
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	fizice	etalon
2402(Pascani)		12			2	3					17	37

Având datele de trafic au fost centralizate în tabelul 11, pentru a putea fi comparate cu datele reale aferente sectorului de drum studiat, DN 28 km 0+000 - 17+820.

Tabelul 11. Centralizator date de trafic anchete OD/valori reale - Roman - Tg. Frumos

	Roman-Targu Frumos											
	Categorie vehicule											
	veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
valori OD	67	4447	140	261	587	273	84	576	28	70	6533	13052
valori reale	54	4009	170	718	262	91	761	232	12	76	6385	12272

Din tabelul 11 reies diferențe semnificative, mai ales la vehiculele grele, ceea ce duce la o diferență, de asemenea semnificativă, a numărului de vehicule etalon.

2.2. Calibrarea datelor.

S-a efectuat calibrarea valorilor de trafic, pentru fiecare pereche OD, în funcție de procentajele fiecărei categorii de vehicule după cum urmează:

Pentru tabelele anterioare, s-au efectuat calcule la fiecare categorie de vehicule :

$$V_{aOD}/T_{aOD} \times 100 = Pa\%$$

$$Pa\% \times T_{aR} = V_{aR} ,$$

unde,

- V_{aOD} - valorile de trafic corespunzătoare categoriei „a” de vehicule, obținute în urma prelucrării anchetelor OD, pentru o singură pereche OD
- T_{aOD} - valorile de trafic totale corespunzătoare categoriei „a” de vehicule, obținute în urma prelucrării anchetelor OD
- $Pa\%$ - procent obținut
- T_{aR} - valorile de trafic totale corespunzătoare categoriei „a” de vehicule, obținute în urma recensământului auto
- V_{aR} - valorile de trafic corespunzătoare categoriei „a” de vehicule obținute, în urma aplicării algoritmului de calcul, pentru o singură pereche OD.

Aplicând acest algoritm simplu de calibrare, se obțin următoarele rezultate:

- Roman - Hârlău

Tabelul 12. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Roman-Targu Frumos-Harlau-Botosani											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	266	10	15	54	26	8	79	0	9	467	1176
0	240	12	41	24	9	72	32	0	10	440	1038

- Hârlău - Roman

Tabelul 13. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Botosani-Harlau-Targu Frumos-Roman											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
8	209	12	13	49	18	8	69	0	4	390	983
6	188	15	36	22	6	72	28	0	4	378	914

▪ Roman - Podu Iloaiei

Tabelul 14. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Roman-Podu Iloaie(Targu Frumos)											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	27	2	6	2	3	2	8	0	0	50	111,6
0	24	2	17	1	1	18	3	0	0	67	163

▪ Podu Iloaiei - Roman

Tabelul 15. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Podu Iloaie(Targu Frumos)-Roman											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	39	0	0	2	0	0	6	0	0	47	79
0	35	0	0	1	0	0	2	0	0	38	52

▪ Roman - Pașcani

Tabelul 66. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Roman-Pascani(Targu Frumos)											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	16	0	0	9	8	0	0	0	0	33	101
0	14	0	0	4	3	0	0	0	0	21	48

▪ Pașcani - Roman

Tabelul 67. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Pascani(Targu Frumos)-Roman											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	12	0	0	2	3	0	0	0	0	17	37
0	11	0	0	1	1	0	0	0	0	13	20

▪ Roman - Iași

Tabelul 68. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Roman-Podu Iloaie(Targu Frumos)-Iasi											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		

59	2037	72	118	239	75	50	189	14	31	2884	5285
48	1836	87	325	107	25	453	76	6	34	2996	5857

- Iași - Roman

Tabelul 69. Date de trafic anchete OD/Valori după calibrare

Iasi-Podu Iloaie(Targu Frumos)-Roman											
Categorie vehicule											
veh usoare				veh grele						veh fizice	veh etalon
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0	1841	44	109	230	140	16	225	14	26	2645	5280
0	1660	53	300	103	47	145	91	6	28	2432	4179

3. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

În următorul pas se vor efectua evaluarea drumurilor din punct de vedere al capacității de circulație și al capacității portante.

Având la dispoziție aceste date de trafic și distribuția lor, s-au determinat noile valori privind capacitățile de circulație și nivelurile de serviciu pentru toate tronsoanele de drum ce și-au modificat traficul. S-au luat în considerare cele două supoziții efectuate, anume:

1. - Situația în care traficul ce are ca destinație/origine orașele Hârlău sau Pașcani (au fost considerate toate locațiile apropiate, care trec prin aceste orașe, sau își continuă călătoria) va fi deviat pe ruta *DN2 (Roman) - DN2 (Moșca) - DN28A (Târgu-Frumos)*
 - Traficul ce are ca destinație/origine localitățile Podu Iloaiei și Târgu-Frumos (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DJ207A (Roman) - DJ282D (Popești) - DN28 (Podu Iloaiei)*.
 - 50% din traficul ce are ca destinație/origine orașul Iași (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DJ207A (Roman) - DJ282D (Popești) - DN28 (Podu Iloaiei)*.
 - 50% din traficul ce are ca destinație/origine orașul Iași (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DN15D (Roman) - DJ248 (Rebricea) - DJ248 (Iași)*
2. - Situația în care traficul ce are ca destinație/origine orașele Hârlău sau Pașcani (au fost considerate toate locațiile apropiate, care trec prin aceste orașe sau își continuă călătoria) va fi deviat pe ruta *DN2 (Roman) - DN2 (Moșca) - DN28A (Târgu-Frumos)*
 - Traficul ce are ca destinație/origine localitățile Podu Iloaiei și Târgu-Frumos (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DJ207A (Roman) - DJ282D (Popești) - DN28 (Podu Iloaiei)*

- Traficul ușor ce are ca destinație/origine orașul Iași (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DJ207A (Roman) - DJ282D (Popești) - DN28 (Podu Iloaiei)*.

- Traficul greu ce are ca destinație/origine orașul Iași (incluzând localitățile apropiate) va fi deviat pe ruta *DN15D (Roman) - DJ248 (Rebricea) - DJ248 (Iași)*

Bibliografie

1. Baza de date a Secției de Drumuri Naționale Iași, 2011;
2. Buletin Tehnica Rutier, Anul VIII, nr. 12/2012 - AND 584/2012 - *Normativ pentru determinarea traficului de calcul pentru proiectarea drumurilor din punct de vedere al capacității portante și al capacității de circulație*, 2012.
3. Buletin Tehnica Rutier, Anul IX, nr. 1/2013 - PD 189/2012 - *Normativ pentru determinarea capacității de circulație și a nivelului de serviciu ale drumurilor publice*, 2013.
4. Tănăsele I., - *Studiul privind concepția și execuția unor structuri rutiere flexibile durabile*, 2012;

ACKNOWLEDGEMENT

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUantumdoc „Studii doctorale pentru performanțe europene în cercetare și inovare” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României

Condiții de amplasare ale depozitului de deșeuri Țuțora, Iași

Ana Maria Giorgiana Crețu¹, Cosmin Fantaziu²,

¹doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, cretu_giorgiana@yahoo.com

Rezumat Această lucrare își propune să analizeze condițiile de teren și modul de proiectare și execuție a unui depozit ecologic de deșeuri menajere. Se va trata ca studiu de caz depozitul de deșeuri de lângă localitatea Țuțora, județul Iași. Se vor urmări condițiile de amplasare (geologice, geomorfologice, hidrologice, hidrogeologice, geotehnice, etc) a depozitului, cât și sistemul de etanșare a depozitului de deșeuri menajere.

Cuvinte cheie: depozit de deșeuri, condiții de amplasare, teren de fundare, coeficient de permeabilitate.

1. INTRODUCERE

De o mare importanță este alegerea amplasamentului pentru utilizarea lui în execuția unui depozit de deșeuri menajere, întrucât pe primul loc este pusă siguranța mediului înconjurător și a sănătății publice.

Ținând cont de urmările grave pe care le-ar avea ruperea digurilor și împrăștierea deșeurilor pe terenurile limitrofe sau fisurarea sistemului de etanșare și pătrunderea levigatului, cu încărcătură mare de poluanți, pînă în pânza freatică, se înțelege de ce studiile de teren sunt foarte importante în stabilirea soluției optime pentru amenajarea unui depozit ecologic de deșeuri menajere.

Soluțiile de etanșare diferă în funcție de amplasamentul ales, de tipul și cantitatea de deșeuri depozitate, respectiv de înălțimea dezvoltată a depozitului de deșeuri. Din studiile anterioare s-a evidențiat faptul că sistemul de etanșare trebuie să prezinte o permeabilitate cuprinsă între 1×10^{-9} și 1×10^{-11} m/s.

2. METODOLOGIA CERCETĂRII

2.1. Amplasamentul studiat

Amplasamentul studiat se află în imediata învecinătate a râului Jijia, pe partea stângă a acestuia. În partea de nord a amplasamentului se află drumul județean

249E, care face legătura între Iași și Țuțora, via Holboca. Acest drum, pietruit și orientat pe direcția VVS – EEN, este în rambleu cu înălțimea de 2-3 m față de suprafețele învecinate.

Terenul investigat prezintă o suprafață cvasiorizontală, cotele față de nivelul Mării Negre încadrându-se în intervalul 33,5 – 36 m. Terenul a fost utilizat ca pășune și este străbătut de o rețea de canale de mici dimensiuni cu rol de irigare – desecare, în funcție de perioadele climatice și aportul de precipitații.

2.2.1. Date geomorfologice

Din punct de vedere al apartenenței la o entitate geomorfologică, amplasamentul Țuțora se situează în extremitatea SE a Câmpiei Moldovei, subregiunea Câmpia Jijiei inferioară. Aceasta este alcătuită dintr-un ansamblu de interfluvii joase cuprinse între 50 și 200 m și de culcușuri de văi cu șesuri aluvionare largi de 4-8 terase, toate orientate spre Prut și spre Bahlui. Înălțimile maxime se află în NV și depășesc în câteva locuri 200 m. Altitudinea medie este de 100 – 125 m.

Morfodinamica se prezintă extrem de activă, specifică etajului colinar, care în același timp produce degradări însemnate pe suprafețe întinse, îndeosebi în lunci și pe versanți cu pantă accentuată. Rol important îl are spălarea de suprafață, fluviotorențialitatea și alunecările de teren, se asociază, local sufoziunea, tasarea, eroziunea chimică, structura și alcătuirea geologică, modul de folosință a terenurilor, etc.

2.2.2. Date geologice

Teritoriul regiunii studiate reprezintă o parte din Platforma Moldovenească caracterizată prin apariția la zi a unei părți din depozitele Neogene de cuvertură: Sarmațian – Bassarabian și Kersonian [1].

Fundamentul Precambrian și cuvertura Pleozoic Inferior, Mezozoică și partea inferioară a Neogenului sunt cunoscute numai prin foraje.

Peste aceste depozite sunt formațiuni mai noi de vârstă Pleistocenă și Holocenă.

2.2.3. Date hidrografice

Rețeaua hidrografică se grupează în trei bazine: bazinul Bahlui, bazinul Bârlad și bazinul Prut. În timp ce văile principale Bahlui și Bârlad sunt orientate V – E, adică sunt văi subsecvente, toate văile tributare sunt orientate NNV – SSE, fiind consecvente. Același caracter îl prezintă Prutul cât și văile sale tributare.

Hidrografia și hidrogeologia din zona amplasamentului sunt influențate de râurile Jijia și Prut, în interfluviul cărora se află.

Variația debitelor medii anuale, ale râurilor, de la an la an, atât pe Jijia cât și pe afluenți, este accentuată în anii ploioși și secetoși, raportul față de debitul multianual ajungând la apoape de două ori și jumătate și aproximativ o zecime din acestea.

2.2.3. Date hidrologice

Rețeaua hidrografică se grupează în trei bazine: bazinul Bahlui, bazinul Bârlad și bazinul Prut. Forajele de mică adâncime executate în jurul Iașului, pe șesul aluvial al văii Bahluiului, precum și forajele de adâncime, au pus în evidență existența mai multor orizonturi acvifere: stratul acvifer din depozitele cuaternare, complexul acvifer din depozitele miocene, complexul acvifer din depozitele siluriene și formațiuni acvifere din formațiunile de Cristalini.

Stratul acvifer freatic este cantonat în aluviunile vechi ale văii Jijiei, constituite din nisipuri cu lentile de pietrișuri.

2.2.4. Date climatice

Teritoriul județului Iași aparține în cea mai mare parte sectorului de climă continentală. Vara predomină timpul secetos cu temperaturi ridicate, iar iarna se simte din plin efectul maselor de aer venite dinspre NE și N, regiunea fiind frecvent bântuită de viscole. Secete, brume târzii de primăvară și timpurii de toamnă, averse de ploaie însoțite de încărcări de grindină, completează trăsăturile regimului climatic convențional.

Conform STAS 10101/21-92 (2) „Încărcări date de zăpadă”, amplasamentul studiat se încadrează în zona C unde greutatea de referință a stratului de zăpadă, corespunde unei perioade de revenire de 10 ani, este $g_z = 1,5 \text{ kN/m}^2$. Adâncimea maximă de îngheț în zona investigată, conform STAS 6054/77, este de 80-90 cm (Fig.1).

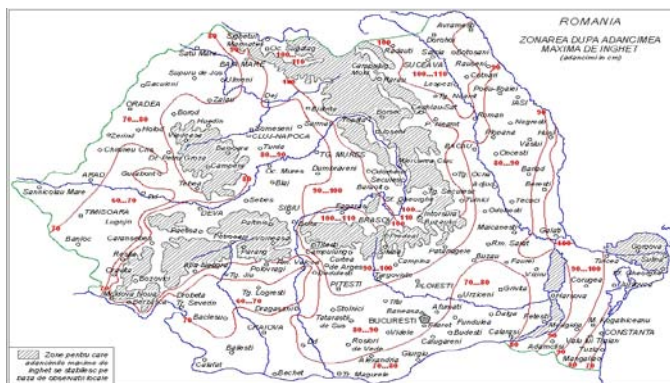


Fig. 1. Zona teritoriului României după adâncimea de îngheț [3]

Conform STAS 10101/20-90 “Încărcări de vânt”, amplasamentul studiat se încadrează în zona C (Fig. 2), unde viteza vântului mediată pe 2 minute este $v_{2m}=30\text{m/s}$, iar presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălțimea de 10 m deasupra terenului și pentru o perioadă de revenire de 10 ani, are o valoare de $g_v=0,55\text{ kN/m}^2$.

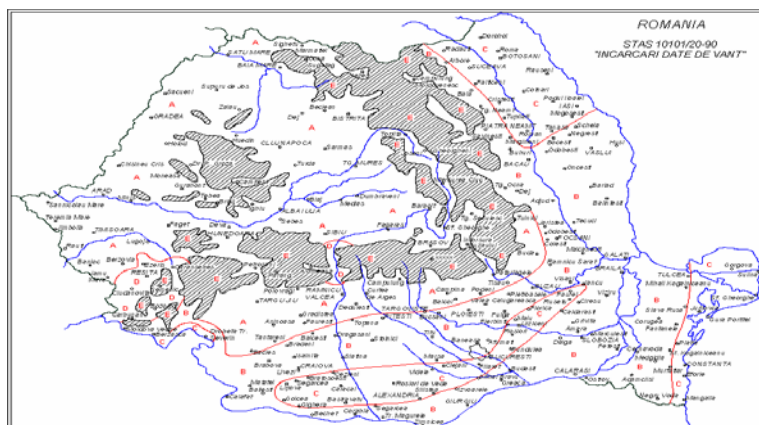


Fig. 2. Zona teritoriului României după încărcări de vânt [4]

2.2.4. Date seismice

Rețeaua hidrografică se grupează în trei bazine: bazinul Bahlui, bazinul Bârlad și bazinul Prut. Conform hărții de macrozonare seismică a teritoriului României, anexa la SR 11100/1-93, perimetrul cercetat de încadrează în macrozona de intensitate 81, cu perioadă de revenire de 50 de ani.

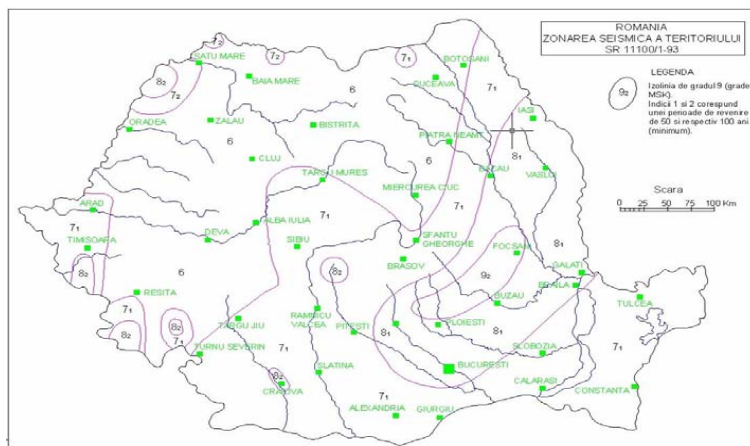


Fig. 3. Zonare seismică a teritoriului României [5]

2.2. Investigații geotehnice

Amplasamentul în cauză a fost investigat prin 5 foraje geotehnice de 6 m adâncime executate cu instalație manuală și 3 foraje de observație de 16 m executate cu instalație semimecanică.

Din forajele executate au fost prelevate probe de pământ, tulburate și netulburate și probe de apă. Probele recoltate au fost analizate în vederea determinării proprietăților fizice, mecanice sau chimice ale pământurilor și apelor interceptate.

Stabilirea naturii, succesiunii și grosimii straturilor interceptate s-a realizat pe baza observațiilor directe asupra pământului extras după fiecare mars executat, în corelație cu rezultatele determinării din laborator.

3. REZULTATE CANTITATIVE, CALITATIVE ȘI INTERPRETĂRI

După gradul de umiditate (S_r), probele analizate se încadrează în categoriile pământurilor practic saturate.

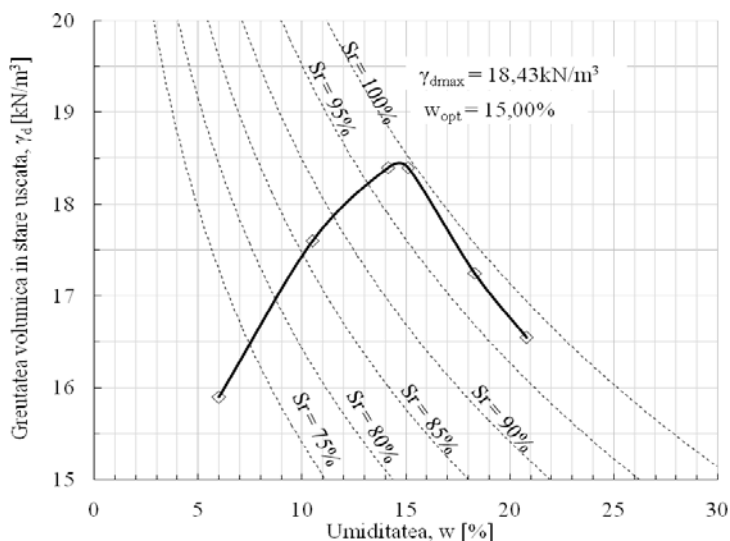


Fig. 4. Încercare Proctor

După indicele de plasticitate (I_p) formațiunile coezive ale terenului de fundare se încadrează în categoria pământurilor cu plasticitate mijlocie (nisip argilos, praf argilos, nisip prăfos), plasticitate mare (argilă prăfoasă, nisip argilos, praf argilos, argilă grasă, argilă nisipoasă) și foarte mare (nisip argilos, argilă, praf argilos).

Din punct de vedere al indicelui de consistență (I_c), formațiunile coezive sunt plastic curgătoare, plastic moi, plastic consistente, plastic vârtoase și plastic tari.

Din punct de vedere al modulului endometric de deformare (M_{2-3}), probele netulburate din materialele coezive analizate se încadrează în categoria pământurilor cu compresibilitate medie și a celor cu compresibilitate mare.

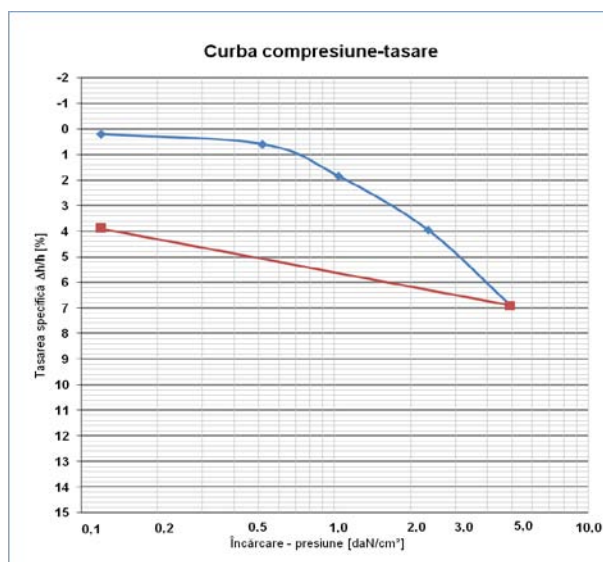


Fig. 5. Cuba de compresiune-tasare pentru praf argilos

După coeficientul de permeabilitate (k) probele analizate în edometru încadrează pământurile în categoria celor puțin permeabile.

Tabel 1. Coeficientul de permeabilitate calculat

Foraj - adâncime	k (cm/s)
FG1/2,00m	$3,00 \times 10^{-6}$
FG2/2,00m	$1,58 \times 10^{-6}$
FG2/4,00m	$1,91 \times 10^{-6}$
FG3/2,00m	$2,24 \times 10^{-6}$
FG3/4,00m	$2,27 \times 10^{-6}$
FG4/2,00m	$3,31 \times 10^{-6}$
FG4/4,00m	$3,33 \times 10^{-6}$
FH3/2,00m	$1,04 \times 10^{-6}$

După gradul de sensibilitate la îngheț, stabilit pe baza indicelui de plasticitate (I_p), și a alcătuirii granulometrice, majoritatea tipurilor litologice coezive întâlnite sunt foarte sensibile.

În urma analizelor de laborator, s-a constatat ca din punct de vedere granulometric probele analizate se încadrează în actegoriile argileleor, argilelor prăfoase, argilelor prăfoase nisipoase, prafurilor argiloase, nisipurilor argiloase, nisipurilor prăfoase, nisipurilor prăfoase/argiloase, nisipurilor, nisipurilor cu pietriș mic și pietrișului cu nisip.

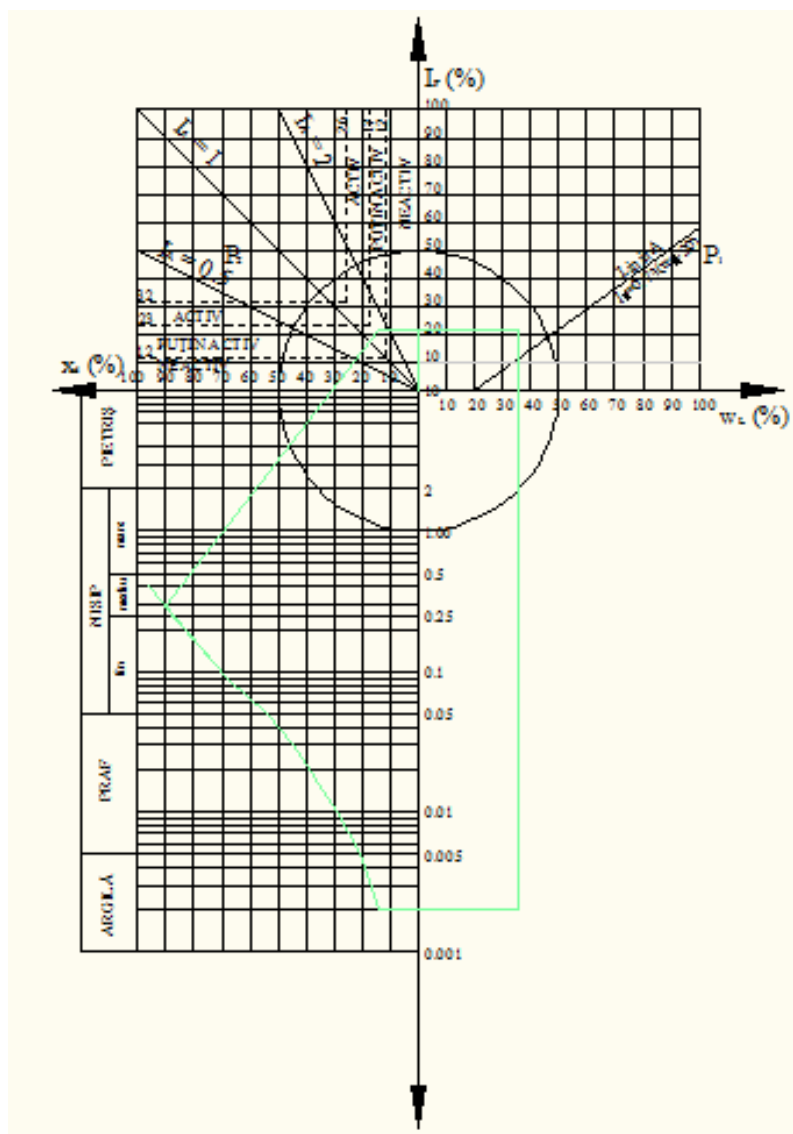


Fig. 5. Amprenta la sol al terenului de fundare

În funcție de indicele porilor (e), nisipul prăfos se încadrează în categoria pământurilor cu îndesare medie.

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Din punct de vedere al apartenenței la o entitate geomorfologică, amplasamentul Țuțora se situează în extremitatea SE a Câmpiei Moldovei, subregiunea Câmpia Jijiei inferioară.

Din punct de vedere granulometric probele analizate se încadrează în actegoriile argilelor, argilelor prăfoase, argilelor prăfoase nisipoase, prafurilor argiloase, nisipurilor argiloase, nisipurilor prăfoase, nisipurilor prăfoase/argiloase, nisipurilor, nisipurilor cu pietriș mic și pietrișului cu nisip.

Toate straturile din amplasament se în categoria terenurilor bune de fundare directă.

Bibliografie

- 1.Olaru L. si alții, Geologie Fizică, Editura Universității “Alexandru Ioan Cuza” , Iasi, 2004
- 2.STAS 10101/21-92 Încărcări date de zăpadă
- 3.STAS 6054/77 Adâncimi maxime de îngheț
- 4.STAS 10101/20-90 Încărcări date de vânt
- 5.SR 11100/1-93 „Zonarea seismică. Macrozonarea seismică a teritoriului României”

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Determinarea potențialului de lichefiere pe baza analizei în laborator a vitezei undei de forfecare

Andreea Damian¹, Razvan Mircea Chirilă²

¹ doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, andreea_damian86@yahoo.com

² doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, chirilarazvan1986@gmail.ro

Rezumat

Cele mai potrivite aparate de laborator pentru determinarea rezistenței ciclice a probelor prelevate din teren sunt triaxialele ciclice și aparatele de forfecare simplă ciclică. Viteza undelor de forfecare V_s oferă inginerilor o alternativă promițătoare de evaluare a rezistenței la lichefiere a terenurilor nisipoase, atunci când imposibilitatea realizării de teste in-situ face ca analiza de laborator să capete importanță. Cunoașterea proprietăților legate de prognozarea lichefierii vor ajuta la adoptarea unor soluții eficiente de prevenire a catastrofelor cauzate de acest fenomen și vor micșora durata de cercetare a amplasamentului și de întocmire a studiului geotehnic, oferind informații importante legate de evaluarea potențialului de lichefiere.

Cuvinte cheie: lichefiere, viteza undelor de forfecare, analiza laborator

1. INTRODUCERE

Investigarea posibilului hazard se face în două etape. În prima etapă investigarea are un caracter calitativ, identificându-se caracteristicile ce conduc la concluzia că terenul are potențial de lichefiere, iar în a doua etapă se evaluează cantitativ potențialul de lichefiere.

Prima etapă include analiza datelor topografice, geologice, geotehnice; se investighează hărțile de zonare privind nivelul apei, caracteristicile seismice ale zonei, istoricul cazurilor de lichefiere. Scopul acestei investigații este de a elimina din studiu zonele care nu prezintă pericol de lichefiere sau acesta este foarte mic.

Următoarele criterii de aproximare pot fi aplicate pentru a determina dacă evaluarea cantitativă ulterioară a potențialului de lichefiere nu este necesară, [1]:

- Dacă valoarea maximă din trecut, prezent sau viitor estimată pentru nivelul apei din teren (de exemplu, cel mai înalt nivel al apei aplicabil pentru analiza lichefierii) este determinat ca fiind cu mai mult de 15 metri sub cota terenului natural sau amenajat, analiza lichefierii nu este necesară.

- Dacă roca de bază sau alte pământuri cu caracteristici apropiate reprezintă fundamentul terenului, acel strat poate fi considerat nelichefiabil.
- Dacă numărul de lovituri pentru penetrarea standard corectat, $(N_1)_{60}$, este mai mare sau egal cu 30 în toate încercările, considerând un număr suficient de teste, calculul potențialului de lichefiere nu este necesar. Dacă sunt realizate sondaje prin penetrare cu con, rezistența pe con normalizată, q_{cIN} , trebuie să fie mai mare sau egală cu 160 în toate sondajele în straturile de nisip.
- Dacă este întâlnit un strat argilos, acesta poate fi considerat nelichefiabil. Trebuie menționat ca pământurile argiloase sunt acele pământuri care au în compoziția granulometrică un procent mai mare de 15% de particule de argilă (particule cu diametrul mai mic de 0,005 mm). Dacă procentul acestora este mai mic de 15%, se va avea în vedere „criteriul chinezesc”, care spune că pentru ca un teren care conține particule fine să fie susceptibil a se lichefia trebuie să îndeplinească simultan următoarele condiții: (1) procentul de particule mai fine de 0,005 mm este mai mic de 15%, (2) limita superioară de plasticitate, w_L , este mai mică de 35%, (3) conținutul de apă este mai mare de $0,9 \times w_L$.

Dacă analiza preliminară demonstrează clar absența pericolului de lichefiere, atunci aceasta este suficientă și evaluarea cantitativă a potențialului de lichefiere nu este necesar. Dacă aprecierea terenului ca fiind nelichefiabil prezintă nesiguranță, atunci va fi necesară analiza amănunțită în scopul determinării potențialului de lichefiere.

2. DETERMINAREA POTENȚIALULUI DE LICHEFIERE PE BAZA ANALIZEI ÎN LABORATOR A VITEZEI UNDEI DE FORFECARE

Cea mai directă metodă de estimare a rezistenței ciclice a nisipurilor saturate este obținerea unor eșantioane de înaltă calitate din teren și apoi încercarea probelor în laborator prin încărcare ciclică. Această metodă trebuie să țină seama de efectele tulburării probelor (de exemplu, cum afectează procesul de prelevare a probei din pământ comportarea ulterioară sub încărcare) și de limitările încercării de laborator în aproximarea încărcării ciclice induse de cutremur in situ.

Cele mai potrivite aparate de laborator pentru determinarea rezistenței ciclice a probelor prelevate din teren sunt triaxialele ciclice și aparatele de forfecare simplă ciclică. Condițiile de încărcare din aparatul de forfecare simplă ciclică aproximează condițiile de consolidare monodimensională sub o suprafață orizontală a terenului înainte de cutremur și deformațiile de forfecare ciclice ce se produc în teren prin propagarea în direcție verticală a undelor tangențiale orizontale. Aparatul triaxial folosește de obicei eforturi de consolidare izotrope, astfel că CRR rezultat,

rezistența la încărcare ciclică normalizată, trebuie corectat pentru diferența rezultată din considerarea efortului de consolidare efectiv mediu (adică trebuie aplicată corecția pentru condiția de K_0). Aparatele triaxiale și cele mai obișnuite aparate de forfecare simplă aplică o încărcare ciclică monodimensională, astfel că CRR trebuie de asemenea redus cu circa 10% pentru a se ține seama de efectele mișcării bidimensionale în teren, [2].

Rezultatele încercărilor de laborator sunt de asemenea afectate de neuniformitățile stărilor de eforturi și deformații datorită imperfecțiunii condițiilor de margine, pătrunderii membranei în probă și alte limitări inerente ale metodelor experimentale. Pe de altă parte, încercările de laborator efectuate cu multă grijă pot furniza măsurători valoroase ale comportării efort-deformație a pământului la încărcări ciclice, dacă probele cu adevărat netulburate.

Tulburarea probelor s-a dovedit de foarte mare importanță când sunt încercate probe recoltate din teren. Eșantioane de foarte bună calitate pot fi recoltate cu ștuțuri sau prin tehnica preferată de „congelare”. Pentru recoltarea eşantioanelor înghețate, nisipul este înghețat în situ, după care se recoltează eşantioane prin forare în pământul înghețat. Eşantioanele înghețate sunt apoi transportate în laborator, montate în aparatul de încercare, dezghețate și încercate. Atât înghețarea cât și dezghețarea trebuie efectuate în principal în regim monodirecțional, astfel încât expansiunea apei din pori prin înghețare și contracția ei prin dezghețare să fie compensate prin mișcarea apei și nu prin deformarea volumică a scheletului pământului. Prelevarea eşantioanelor prin congelare, dacă este efectuată corect, implică deformații nete de volum foarte mici între starea din teren și cea din aparatul de încercare. Prin contrast, prelevarea eşantioanelor cu ștuțuri produce inevitabil deformații volumice semnificative, precum și distrugerea parțială sau totală a structurii nisipului.

Figura de mai jos compară valorile CRR obținute prin încercări în triaxialul ciclic pe probe de nisip curat prelevate prin congelare, cu un prelevator cu piston hidraulic și cu ștuțuri cu pereți dubli; rezultatele acestor încercări au fost prezentate de Yoshimi și alții (1994). În figura 1.a valorile CRR sunt prezentate în funcție de numărul de lovituri SPT corectat și normalizat care fusese măsurat în același depozit de nisip de unde fuseseră prelevate și probele încercate în laborator, (N1)60 iar în figura 1.b valorile CRR sunt prezentate în funcție de D_R (sau gradul de îndesare I_D) al probelor încercate în laborator. Rezultatele probelor înghețate se așează de-a lungul unei curbe conform căreia, așa cum era de așteptat, CRR crește atât cu creșterea D_R cât și cu cea a (N1)60, în timp ce probele recoltate prin metode tradiționale manifestă valori reduse ale CRR chiar și pentru probele cele mai îndesate. Un factor important este acela că prelevarea cu ștuțuri îndeasă nisipurile afânate și afânează nisipurile îndesate pe parcursul procesului de prelevare, transport, mănuire, fasonare a probei, instalare în aparat și reconsolidare. Un alt factor important este că prelevarea cu ștuțuri tulbură structura nisipului, ceea ce se crede că reduce stabilitatea structurii în raport cu încărcarea ciclică și, în

particular, reduce efectele de creștere a rezistenței structurale datorită vârstei, a istoricului de eforturi și deformații, a supraconsolidării și cimentării, [2].

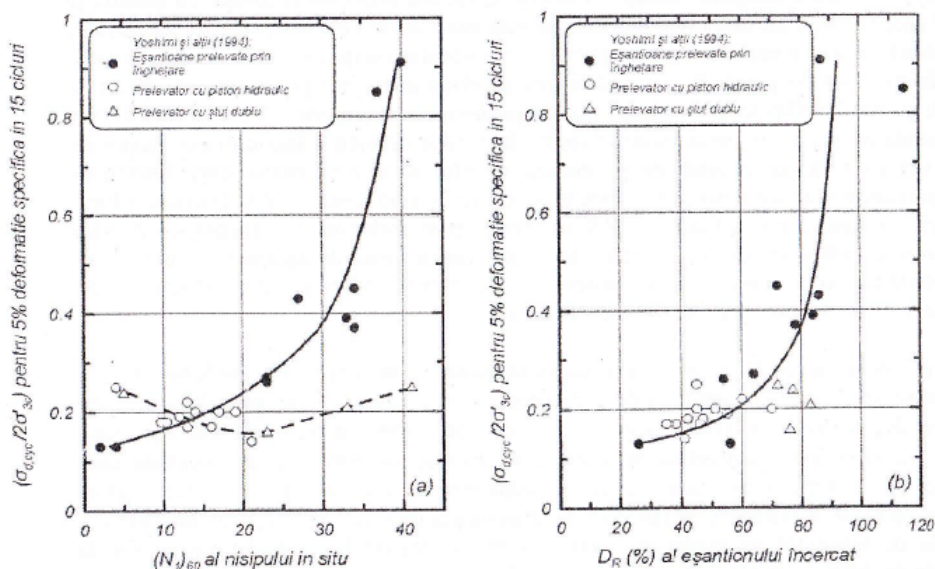


Figura 1. Comparație între CRR rezultat prin încercări în triaxial ciclic pe probe obținute prin prelevare cu ștuțuri față de cele recoltate prin tehnica înghețării (după Yoshimi și alții, 1994)

Viteza undelor de forfecare V_s oferă inginerilor o alternativă promițătoare de evaluare a rezistenței la lichefiere a terenurilor nisipoase, atunci când imposibilitatea realizării de teste *in-situ* face ca analiza de laborator să capete importanță.

Pe parcursul ultimilor 30 de ani, metoda de determinare a potențialului de lichefiere pe baza vitezei undelor de forfecare a fost intens studiată, făcându-se progrese privind corelarea datelor. Actual, abordarea predominantă se face pe baza măsurătorilor *in-situ* a V_s pe amplasamente influențate de activitatea seismică (Robertson și alții, 1992; Andrus și Stokoe, 2004b), urmărind modelul procedurii simplificate Seed-Idriss și corelând viteza undelor de forfecare corectată (V_{s1}) cu raportul eforturilor ciclice scalat în funcție de magnitudine (CSR) indus de cutremur, [2].

Metodele de testare *in-situ* a vitezei undelor de forfecare încă nu sunt insuficient definite în special din cauza neajunsurilor rezultatelor testelor executate pe amplasament. În plus, testele *in-situ* se poate să nu fie realizate cu destulă acuratețe pentru a detecta straturile subțiri de nisip lichefiabil și de obicei nu se recoltează probe pentru clasificarea și identificarea terenului.

Zhou și Chen, 2007, au analizat și au stabilit relații între viteza undelor de forfecare și rezistența la lichefiere pe baza considerațiilor teoretice și a numeroase date de laborator. În acest scop, au realizat teste pe aparat triaxial ciclic, unde testarea lichefierii prin măsurarea V_s a fost condusă pe probe reconstituite de nisip, iar relația calitativă între rezistența la lichefiere și V_s a fost observată. Pe baza unei baze de date cuprinzând date similare de laborator, a fost stabilită corelația dintre $CRR-V_{s1}$.

2.1. Considerații semi-teoretice

Majoritatea primelor studii (Finn și alții, 1971; Mulilis și alții, 1977) indică faptul că pentru un anumit teren nisipos, cu alte condiții neschimbate, rezistența ciclică în condiții nedrenate se va menține relativ constantă în ciuda variației presiunii de consolidare, notat, $CRR_{ix}=C$, ceea ce conduce la următoarea relație:

$$\left(\tau_d = \frac{\sigma_d}{2}\right) \propto \sigma'_m \quad (1)$$

unde τ_d = efort unitar tangențial ciclic, σ'_d = efort unitar deviator și σ'_m = presiune medie efectivă de consolidare.

Pe de altă parte, este general recunoscut că modulul de elasticitate transversală, G_{max} , poate fi exprimat empiric ca funcție de presiunea medie efectivă de consolidare și indicele porilor, după cum urmează (Hardin și Drnevich, 1972):

$$G_{max} = AF(e)(\sigma'_m)^n \quad (2)$$

unde A = constantă empirică, n = exponent empiric, e = indicele porilor și $F(e)$ este funcție de indicele porilor, exprimată prin $F(e) = 1/(0.3+0.7e^2)$. Combinând ecuațiile 1 și 2, se obține:

$$\left(\tau_d = \frac{\sigma_d}{2}\right)^n \propto G_{max} \quad (3)$$

Pentru eliminarea efectelor tipurilor de teren, termenul G_{max} din ecuația 3 poate fi normalizat cu privire la indicele porilor minim (e_{min}). Apoi, împărțind ecuația 3 în ambele părți cu $(\sigma'_m)^n$ se obține, [3]:

$$(CRR_{ix})^n = k \frac{G_{max}}{F(e_{min})} \frac{1}{(\sigma'_m)^n} \quad (4)$$

unde k = constantă introdusă pentru claritatea exprimării.

Ecuația 4 arată relația directă dintre rezistența ciclică și densitatea terenurilor nisipoase, bazată pe două aspecte generale ale mecanicii pământurilor indicate în ecuațiile 1 și 2 (Chen și alții, 2005). Pentru claritate, termenii

$G_{max}/[F(e_{min})(\sigma'_m)^n]$ și $(CRR_{ix})^n$ sunt numiți în continuare „modul de

elasticitate transversal normalizat” respectiv „rezistență la încărcare ciclică normalizată”. În plus, modulul de elasticitate transversală poate fi de asemenea raportat la viteza undelor de forfecare prin relația:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (5)$$

unde ρ este densitatea pământului. Așadar, ecuația (4) poate fi scrisă ca:

$$CRR_{tx} = \frac{1}{\sigma'_{vm}} \left[k \frac{\rho V_s^2}{F(e_{min})} \right]^{1/n} \quad (6)$$

Derivările de mai sus indică faptul că, dacă termenii ecuației 4 pot fi stabiliți într-un mod fiabil în laborator, atunci rezistența ciclică corespunzătoare (CRR_{tx}) poate fi în mod sigur corelată cu V_s , conform ecuației 6.

2.2. Conversia de la rezultatele de laborator la situația din teren

Sunt inutile valorile rezistenței la lichefiere (CRR_{tx}) și a vitezei undelor de forfecare (V_s) pentru rezolvarea ecuației 6, în condițiile în care au fost obținute prin testare ciclică nedrenată în condiții de consolidare izotropă, ceea ce este total diferit de condițiile *in-situ* ce trebuie evaluate în vederea proiectării. Așadar, este necesară conversia relației bazate pe testele de laborator $CRR_{tx} - V_s$ la aplicațiile *in-situ*. Conform practicilor obișnuite (Yoshimi și alții, 1989; Robertson și alții, 1992), este facilă conversia ecuației 6 în următoarea formă, [4]:

$$CRR = r_c \frac{1}{P_a} \left[\frac{k_N \rho}{F(e_{min})} \right]^{\frac{1}{n}} (V_{s1})^{2/n} \quad (7)$$

unde r_c = factor de corecție pentru vibrațiile multidirecționale, P_a = suprasarcină de referință (=100 kPa), k_N = panta liniei de ajustare corespunzătoare numărului de cicluri care cauzează lichefierea (N).

Ecuația 7 face posibilă evaluarea rezistenței la lichefiere *in-situ* a depozitului de pământ prin determinarea în laborator a lui k_N , dacă proprietățile pământului în depozit cum ar fi densitatea și indicele porilor minim sunt corect determinate.

Această rezolvare semi-teoretică implică două probleme: prima se referă la faptul că, pentru un tip de teren dat, această relație e puternic influențată de categoria terenului ținând cont că sunt utilizați parametri geotehnici specifici cum ar fi k_N , exponentul n a ecuației Hardin, indicele porilor minim și densitatea pământului, iar acest argument a fost verificat de testele de laborator realizate pe diverse tipuri de nisip; a doua problemă se referă la faptul că la nivel statistic rezistența la lichefiere a terenurilor nisipoase va varia proporțional cu $(V_{s1})^4$ întrucât valoarea n este aproximată la 0.5 conform bazelor de date cuprinzând analizele efectuate. Comparările cu datele cazurilor înregistrate arată că valoarea minimă a curbei $CRR-V_{s1}$ este conformă cu criteriile comportării *in-situ*, în special pentru

amplasamentele supuse unor cutremure puternice ($CSR > 0.3$), cu viteze mari ale undei de forfecare ($V_{s1} > 200$ m/s). Prin urmare, limitele inferioare ale curbei $CRR-V_{s1}$ a diferitelor pământuri nisipoase analizate pot fi considerate un reper în predicția majorității terenurilor nisipoase, dar numai ca evaluare preliminară pentru anumite amplasamente, evaluarea corectă făcându-se pe baza analizelor amănunțite de laborator.

Considerând $n=0.5$, ecuația 7 devine, [3]:

$$CRR = r_c \frac{1}{p_a} \left[\frac{k_{NP}}{F(e_{min})} \right]^2 (V_{s1})^4 \quad (8)$$

Având în vedere condițiile *in-situ*, în scopul realizării graficului următor, parametrii ecuației 8 pentru limita inferioară a curbei au fost considerați, așa cum uzual a fost recomandat, ca fiind $r_c = 0.9$, $e_{min} = 0.65$, $\rho = 1.90$ g/cm³, $k_{15} = 0.997 \times 10^{-4}$ kPa^{-0.5}.

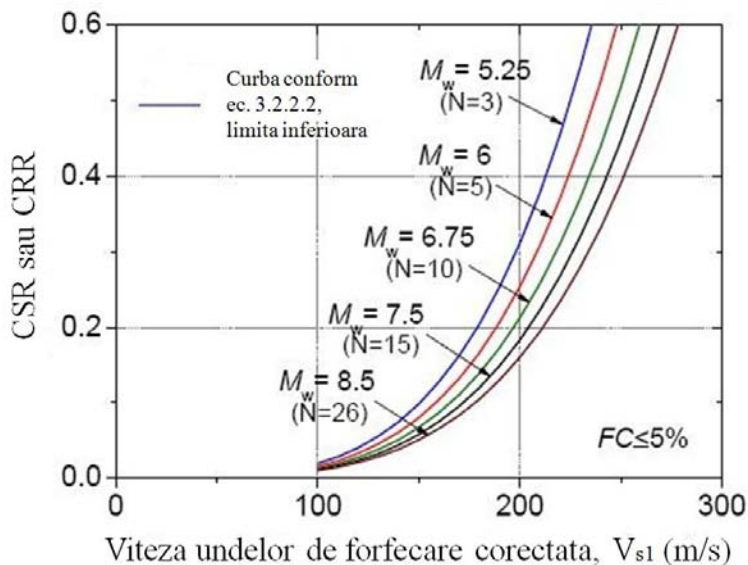


Figura 2. Curbe pentru diferite valori ale magnitudinii (procentul de particule fine, $FC \leq 5\%$), [3]

3. CONCLUZII

Studiul condițiilor geologice locale este o parte esențială a caracterizării naturii și extinderii posibile a pământurilor susceptibile la lichefiere într-o locație dată. Extinderea sau gradul de lichefiere depind de prezența în depozit a unor pământuri sedimentare necoezive (pietrișuri, nisipuri, și prafuri cu plasticitate foarte redusă) și necesită o pânză freatică suficient de ridicată pentru ca sedimentele să fie în cea mai mare parte saturate. Evaluare potențialului de lichefiere pe baza caracteristicilor fizice și de stare a pământului sunt în mod obișnuit folosite la întocmirea unor hărți geologice pentru definirea pericolului de lichefiere a unor zone, pentru studii de amplasare sau zonare.

Testele de forfecare ciclică efectuate în vederea evaluării rezistenței la lichefiere simulează fenomenul lichefierii în timpul cutremurelor prin aplicarea de încărcări ciclice pe o probă de nisip saturat nedrenat. O serie de teste ciclice pot fi realizate, printre ele fiind testul de forfecare triaxială ciclică, testul de forfecare simplă ciclică și testul de forfecare cu torsiune ciclică. Cel mai comun utilizat este testul de forfecare triaxială ciclică.

Viteza undelor de forfecare V_s oferă inginerilor o alternativă promițătoare de evaluare a rezistenței la lichefiere a terenurilor nisipoase, atunci când imposibilitatea realizării de teste *in-situ* face ca analiza de laborator să capete importanță.

Cunoașterea acestor proprietăți legate de prognozarea lichefierii vor ajuta la adoptarea unor soluții eficiente de prevenire a catastrofelor cauzate de acest fenomen și vor micșora durata de cercetare a amplasamentului și de întocmire a studiului geotehnic, oferind informații importante legate de evaluarea potențialului de lichefiere.

Bibliografie

1. Kumar, K. - Basic Geotechnical Earthquake Engineering, New Age International Pvt Ltd Publishers, 2007
2. Idris, I. M., Boulanger, R. W., (traducere Perlea, V.) -Lichefierea pământurilor în timpul cutremurelor, Editura Politehnică, Timișoara, 2010
3. Zhou, Yan-Guo, Chen, Yun-Min and Han Ke - Shear Wave Velocity-Based Liquefaction Resistance Evaluation: Semi-Theoretical Considerations And Experimental Validations, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Beijing, China
4. Zhou, Yan-Guo and Chen, Yun-Min - Laboratory Investigation on Assessing Liquefaction Resistance of Sandy Soils by Shear Wave Velocity, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2007.

O analiză comparativă asupra metodelor de determinare a presiunii de preconsolidare

Vlad Fediuc

doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, fediucvlad@yahoo.com

Rezumat:

Calculul tasării construcțiilor necesită cunoașterea comportării pământului ca teren de fundare și utilizează indicatori ai compresibilității, stabiliți pe intervale de presiuni relevante atât pentru starea de tensiune înainte de construire cât și cea indusă după construire. Complementar, rezistența la forfecare de vârf și de regim a pământurilor se situează față de valoarea raportului de supraconsolidare (R.S.C.) pe curbe de comportare diferite, necesitând determinarea unghiului de forfecare internă (ϕ) și a coeziunii (c) cu viteze diferite de aplicare a încărcării. Lucrarea prezintă o analiză comparativă a metodelor de stabilire a presiunii de preconsolidare, prezente în literatura de specialitate, cu interpretării specifice privind criteriile folosite în interpretarea rezultatelor de laborator.

: compresibilitate, presiune de preconsolidare, metode de determinare a presiunii de preconsolidare.

1. INTRODUCERE

Deformarea pământurilor sub acțiunea forțelor exterioare este numită compresibilitate. Studiul compresibilității are la bază teoria elasticității cu ipotezele sale: pământul este un mediu continuu, omogen și izotrop, ipoteze care sunt aplicate exclusiv, determinând diferențe între rezultatele teoretice și măsurătorile în situ [1] [2].

Determinarea proprietăților mecanice necesită o bună acuratețe atât în metodologia de laborator cât și în interpretarea rezultatelor pentru a se putea stabili relațiile matematice relevante între încărcare / stare de tensiune și tasare cu o precizie satisfăcătoare.

S-au dezvoltat numeroase tipuri de aparate și metodologii de calcul pentru studiul compresibilității care reușesc să simuleze comportamentul pământului sub încărcările transmise de construcții cu o aproximație satisfăcătoare.

Aparatul uzual folosit în studiul compresibilității este edometrul. Din încercarea de compresibilitate rezultă curba de compresiune – tasare respectiv compresiune – porozitate. Pe curba compresiune – porozitate se stabilește presiunea de

preconsolidare și apoi curba se corectează cu ajutorul acestei presiunii, iar pe curba corectată se determină indicii de compresibilitate ai pământului (indicele de compresibilitate C_c , coeficientul de compresibilitate a_v , etc.) [1] [3].

Presiunea de preconsolidare este presiunea efectivă maximă la care a fost supusă proba de pământ. Câteva dintre metodele de determinare a presiunii de preconsolidare menționate în ordine cronologică sunt: Casagrande (1936), Ohde (1949), Murayama – Shibata (1958), Kotzias (1963), Janbu (1969), Silva (1970), Tavenas (1979), Butterfield (1979), LCPC (1985), Becker și alții (1987), Burland (1990), Jacobsen (1992), Onitsuka și alții (1995), Senol (1997), Wang și Frost (2004).

2. METODE DE DETERMINARE A PRESIUNII DE PRECONSOLIDARE

Casagrande (1936), pe curba compresiune – porozitate în coordonate semilogaritmice, propune selectarea punctului D care corespunde curburii maxime de pe grafic, din care se duce orizontala și tangenta la curbă, apoi bisectoarea unghiului format de cele două drepte; prelungirea ultimei porțiuni din grafic BC (tangenta la curba de compresiune virgină), intersecția indicând presiunea de preconsolidare, fig.1. Această metodă este cea mai răspândită, fiind prezentată și în normativul românesc STAS 8942/1-89, [1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] [8] [9].

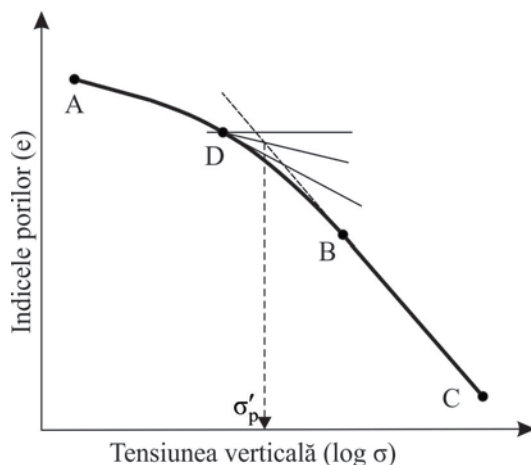


Fig.1. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Casagrande [6]

Ohde (1949) schematizează curba de compresiune - tasare în 3 segmente racordate între ele, fig.2, segmentul 2 fiind paralel cu latura de umflare, iar punctul pentru

determinarea presiunii de preconsolidare fiind la intersecția segmentelor 2 și 3. Metoda se poate aplica doar când se evidențiază clar cele 3 segmente [5].

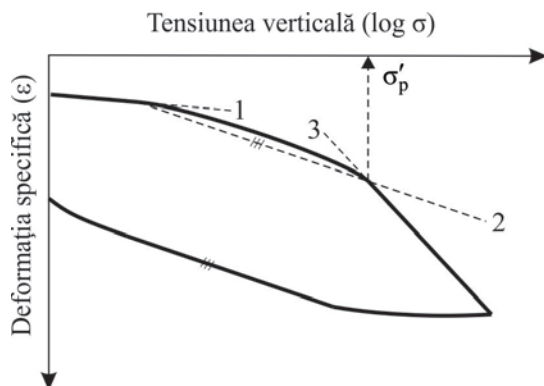


Fig.2. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Ohde [5]

Murayama – Shibata (1958) prezintă metoda de determinare a presiunii de preconsolidare folosindu-se de diagrama dintre coeficientul de consolidare secundară și presiune verticală, diagrama prezentând un maxim în dreptul presiunii de preconsolidare [5].

Kotzias (1963) indică presiunea de preconsolidare cu ajutorul punctului de frângere a diagramei tasărilor specifice – tasările specifice a presiunii duble, fig.3. Având tasarea corespunzătoare a acestui punct se identifică de pe curba presiune tasare valoarea presiunii de preconsolidare [5].

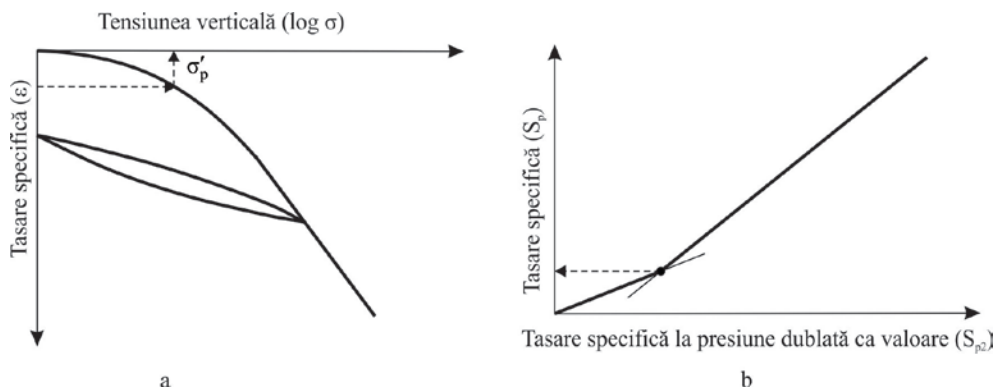


Fig.3. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Kotzias [5]

a. Diagrama de presiune – tasare; b. Diagrama tasare – tasare la presiune dublată ca valoare

Janbu (1969) evidențiază existența unui vârf în graficul modul edometric și tensiune verticală în apropierea presiunii de preconsolidare. De asemenea, a indicat

că pentru un raport de supraconsolidare mic, presiunea de preconsolidare se observă mai bine în curba presiune – tasare desenată la scară liniară [6] [7].

Metoda propusă de Silva (1970), fig.4, este asemănătoare metodei Casagrande: pe curba compresiune – tasare se duce orizontala AB prin e_0 unde linia se intersectează cu tangenta CD la curba de compresiune virgină; din intersecția AB cu tangenta se duce o linie verticală până în punctul E ce aparține curbei de compresiune, se trasează o linie orizontală care intersectează tangenta la curba de compresiune virgină în punctul F , acest punct F reprezentând presiunea de preconsolidare [7] [8].

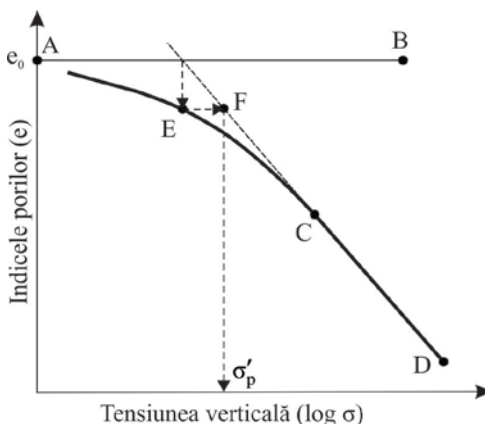


Fig.4. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Silva [8]

Tavenas (1979) trasează graficul energia de deformare și tensiunea verticală. El presupune între cele două o relație liniară, abscisa punctului în care se schimbă panta în acest grafic reprezentând presiunea de preconsolidare, fig.5 [9].

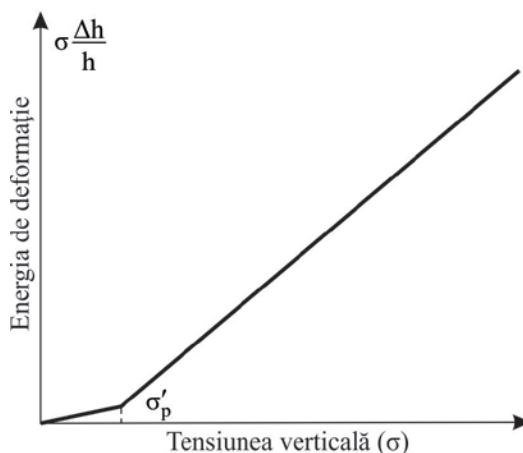


Fig.5. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Tavenas [9]

Butterfield (1979) folosește variația dintre tensiunea verticală și volumul specific $v=1+e$, curba fiind bilogaritmă, fig.6; presiunea de preconsolidare este dată de intersecția dreptelor exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale [6] [7] [9].

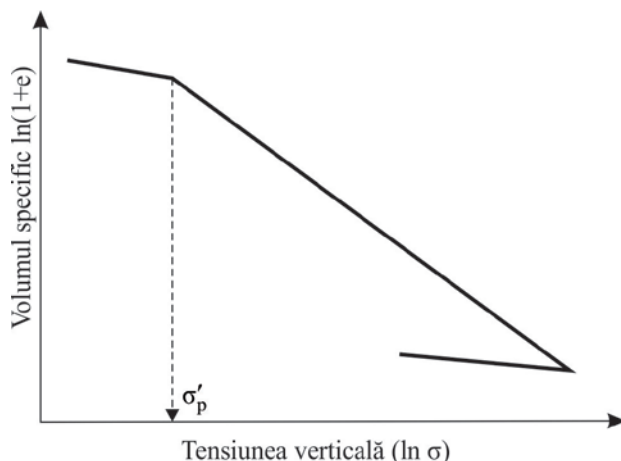


Fig.6. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Butterfield [9]

LCPC (1985), fig.7, preia metoda Van Zelst (1948) de determinare a presiunii de preconsolidare folosind graficul presiune verticală și indicele porilor la scară semilogaritmică, având o treaptă de încărcare – descărcare. Metoda presupune intersecția dintre prelungirea ultimei porțiuni liniare și trasarea unei paralele la bisectoarea buclei de histerezis prin punctul inițial al curbei [1].

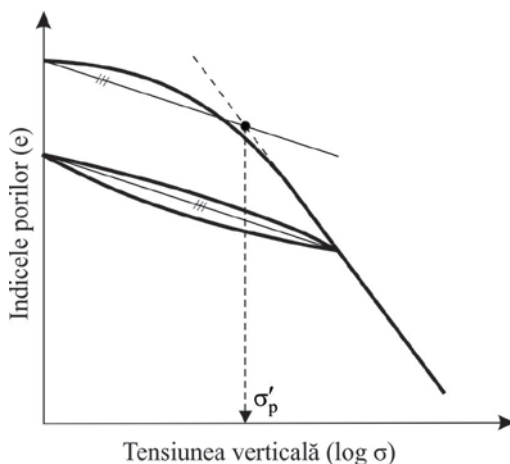


Fig.7. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda LCPC [1]

Becker și alții (1987) introduc metoda care folosește graficul lucrului mecanic și presiune, fig.8, având o treaptă de încărcare – descărcare. Intersecția dintre dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale reprezintă tensiunea de curgere care este echivalentă cu presiunea de preconsolidare. Lucrul mecanic este definit cu relația [6] [7]:

$$\Delta W_{ed} = \frac{(\sigma_{i+1} + \sigma_i)(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)}{2} \quad (1)$$

unde:

ΔW_{ed} – lucrul mecanic de deformare;

σ_i, σ_{i+1} – tensiunea din punctul i, respectiv i+1;

$\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}$ – deformația specifică din punctul i, respectiv i+1.

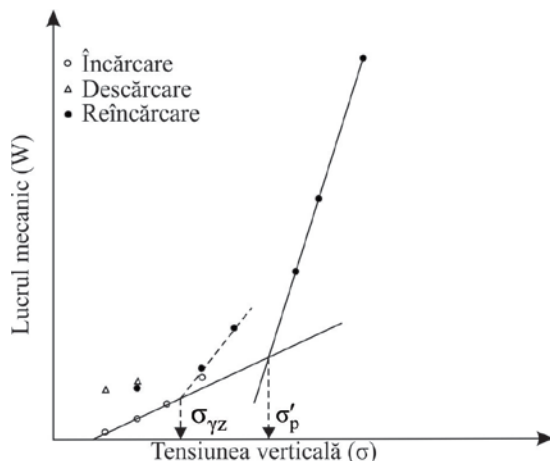


Fig.8. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Becker [6]

Burland (1990) introduce un parametru normalizator numit “indexul porilor” I_v (ec.2), pentru determinarea presiunii de preconsolidare. Metoda constă în desenarea curbei indicele porilor normalizat (I_v) și presiunea verticală în coordonate semilogaritmice, iar abscisa punctului de intersecție dintre dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin punctele experimentale este presiunea de preconsolidare [6] [7].

$$I_v = (e - e_{100}) / C_c \quad (2)$$

unde:

I_v – indicele porilor normalizat;

e – indicele porilor din punctul i;

e_{100} – indicele porilor la presiunea de 100 kPa calculat prin relație empirică:

$$e_{100} = 0,109 + 0,679e_L - 0,089e_L^2 + 0,016e_L^3 \quad (3)$$

C_c – indicele de compresiune calculat prin relație empirică:

$$C_c = 0,256e_L - 0,04 \quad (4)$$

iar e_L – indicele porilor la limita de curgere.

Jacobsen (1992) evaluează presiunea de preconsolidare ca fiind egală cu presiunea din punctul de curbura maximă a curbei $e - \log p$ înmulțită cu 2,5 [6] [7].

Onitsuka și alții (1995) estimează presiunea de preconsolidare intersectând dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale de pe curba $\ln(1+e)$ și presiune. El precizează că această curbă oferă cele mai bune rezultate și are o semnificație teoretică importantă deoarece presiunea de preconsolidare se află la intersecția a două linii care reprezintă tensiunile înainte și după curgere [6] [7].

Senol (1997) propune o metodă de determinare a presiunii de preconsolidare, fig.9, având la bază metoda Tavenas, pe graficul energie de deformare - tensiune verticală; porțiunile inițială și finală pe curbă, care sunt liniare, se prelungesc, intersecția lor indicând presiunea de preconsolidare. Această metodă se consideră că oferă cele mai bune rezultate pentru argilele cu plasticitate redusă [10].

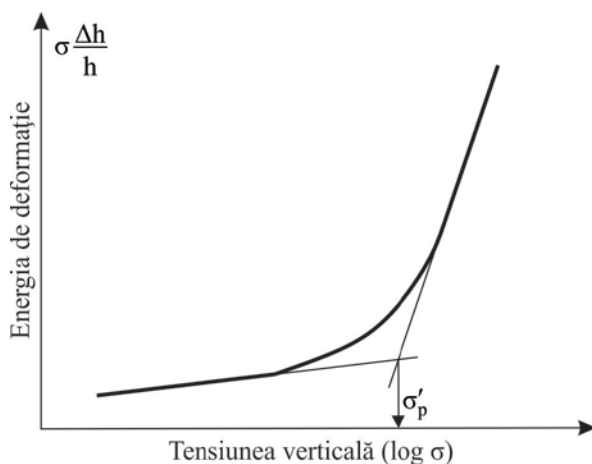


Fig.9. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Senol [10]

Wang și Frost (2004) propun o nouă metodă de determinare a presiunii de preconsolidare având la bază metoda lui Becker (1987), care folosește curba energia potențială de deformare (lucru mecanic) și tensiunea verticală, fig.10 având o treaptă de încărcare – descărcare. Metoda presupune despărțirea acestei

energii potențiale de deformare, dreapta OT , în două părți: energia elastică OE și energia disipată OD , folosind pentru determinarea presiunii de preconsolidare energia disipată. Pentru obținerea presiunii de preconsolidare se folosesc pașii următori: se desenează graficul cu axele energia potențială de deformare E și tensiunea verticală p , traseul probei fiind de încărcare RUY , cu descărcarea YX și reîncărcarea XYT ; se prelungește dreapta TY până intersectează axa E în punctul O ; din punctul O se duce o axă p' paralelă la axa p ; prin punctul T se duce o paralelă la axa E până intersectează axa p' în punctul N ; se desenează dreapta OE paralelă cu dreapta XY până intersectează dreapta TN în punctul E ; se determină punctul D de pe dreapta TN astfel încât $TD=EN$; se duce dreapta DO , intersecția ei cu axa p reprezentând presiunea de preconsolidare, punctul P [11].

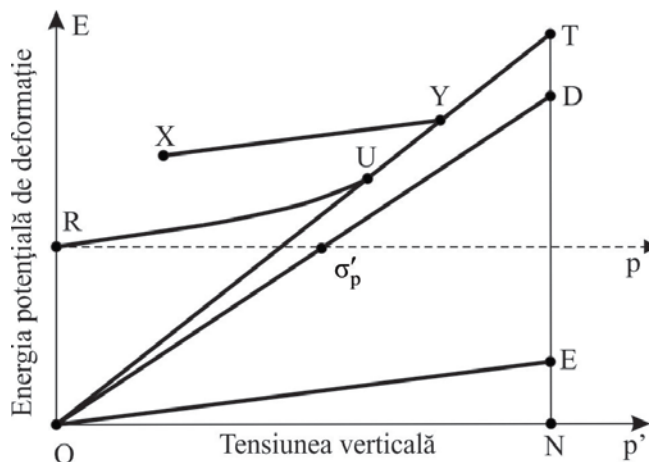


Fig.10. Determinarea presiunii de preconsolidare cu metoda Wang [11].

3. OBSERVAȚII PRIVIND DETERMINAREA PRESIUNII DE PRECONSOLIDARE

La unele metode precum Casagrande, fig.11, precizia determinării presiunii de preconsolidare depinde de scara graficului; astfel, folosind o scară mai mică de reprezentare a indicelui porilor rezultă o presiune de preconsolidare mai mare [7].

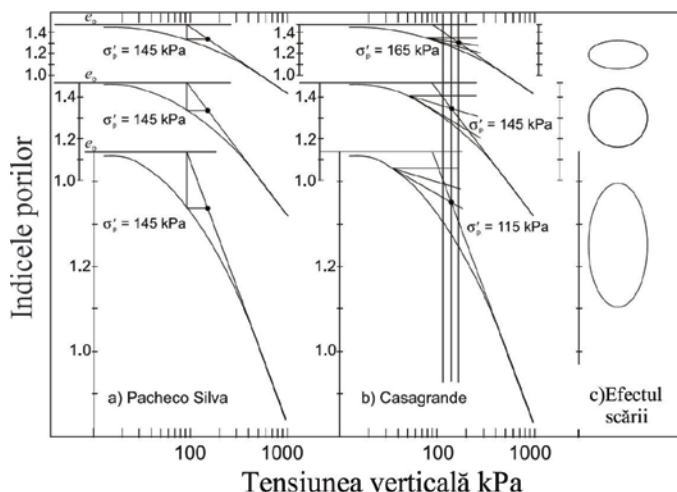


Fig.11. Efectele scării de reprezentare asupra valorii presiunii de preconsolidare [7]

Presiunea de preconsolidare este afectată de treptele de încărcare, valorile mai mici fiind asociate cu consolidări secundare mai mari. Este sugerat ca testul de consolidare să aibă o creștere constantă a treptei de încărcare, dar suficient de mică încât să prevină dezvoltarea unei presiuni mari a apei din pori [12].

În literatura de specialitate, există controverse importante despre comportamentul probelor în timpul consolidării, în funcție de următoarele variabile: diametrul și grosimea probei, viteza creșterii încărcării, timpul, presiunea din pori, frecarea laterală, compresiunea secundară, neomogenitatea pământului, tulburarea probei și temperatură din timpul determinării. Pe măsură ce proba este mai subțire, tulburarea ei este mai semnificativă. Dacă pasul încărcării este mic și durata de aplicare este mare, curba de compresiune din laborator se va suprapune pe curba virgină numai după ce se atinge o valoare mare a încărcării. Proporția compresiunii secundare pe unitatea de presiune crește rapid cu scăderea mărimii treptei de încărcare [3].

Tabel 1. Analiză asupra metodelor de determinare a presiunii de preconsolidare

Autor	Curba folosită în determinare	Descrierea metodei	Observații
Casagrande (1936)	presiune verticală – indicele porilor $\log \sigma - e$	Se intersectează prelungirea curbei virgine cu bisectoarea unghiului format dintre tangenta și orizontala curbei, tangenta și orizontala sunt trasate prin punctul de curbură maximă.	·Este cea mai răspândită. ·Depinde de scara de reprezentare a valorilor. ·Determinarea punctului de maximă curbură este dificil de realizat. S-au dezvoltat metode de determinare a ecuației

Autor	Curba folosită în determinare	Descrierea metodei	Observații
			ce trece prin punctele experimentale și cu ecuația se estimează curbura maximă [8].
Ohde (1949)	presiune verticală – tasare specifică $\log \sigma - \varepsilon$	Se schematizează curba în 3 segmente, iar intersecția segmentelor 2 și 3 indică punctul pentru determinarea presiunii de preconsolidare	·Metoda se poate aplica doar când se evidențiază clar cele 3 segmente.
Murayama – Shibata (1958)	presiune verticală – indicele de consolidare $\sigma - c_v$	Diagrama prezintă un maxim în dreptul presiunii de preconsolidare	
Kotzias (1963)	curba presiune verticală – tasare specifică $\log \sigma - \varepsilon$ curba tasare specifică la presiune dublă – tasare specifică $S_{p2} - S_p$	Punctului de frângere a diagramei reprezintă tasarea specifică corespunzătoare a presiunii de preconsolidare	
Janbu (1969)	presiune verticală – modul edometric $\sigma - M$	Existența unui vârf în graficul modul edometric și tensiune verticală în apropierea presiunii de preconsolidare	·Dificil de interpretat, datorită evidențierii valorii de vârf.
Silva (1970)	presiune verticală – indicele porilor $\log \sigma - e$	Din intersecția tangentei la curba virgină cu orizontala dusă prin e_0 se coboară o verticală, din intersecția verticalei cu curba $\log \sigma - e$ se duce o orizontală până intersectează tangenta la curba virgină, abscisa acestui punct reprezintă presiunea de preconsolidare	·Este o metodă ușor de realizat, rezultatele sunt clare. ·Nu depinde de scara de reprezentare.
Tavenas (1979)	presiune verticală – energie de deformare $\sigma - \sigma \frac{\Delta h}{h}$	Abscisa punctului în care se schimbă panta în acest grafic reprezentând presiunea de preconsolidare	
Butterfield (1979)	presiune verticală – volumul specific $\ln \sigma - \ln(1 + e)$	Presiunea de preconsolidare fiind dată de intersecția dreptelor exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin	

Autor	Curba folosită în determinare	Descrierea metodei	Observații
		puncte experimentale	
LCPC (1985)	presiune verticală – indicele porilor $\log \sigma - e$	Intersecția dintre prelungirea ultimei porțiuni liniare și trasarea unei paralele la bisectoarea buclei de histerezis prin punctul inițial al curbei	
Becker și alții (1987)	presiune verticală – lucrul mecanic $\sigma - W$	Intersecția dintre dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale a graficului reprezintă tensiunea de curgere care este echivalentă cu presiunea de preconsolidare	
Burland (1990)	presiune verticală – indicele porilor normalizator $\log \sigma - I_v$	Abscisa punctului intersecția dintre dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale este presiunea de preconsolidare	
Jacobsen (1992)	presiune verticală – indicele porilor $\log \sigma - e$	Presiunea de preconsolidare este egală cu presiunea din punctul de curbura maximă a curbei $e - \log p$ înmulțită cu 2,5	•Estimarea punctului de maximă curbura este dificilă de realizat.
Onitsuka și alții (1995)	presiune verticală – indicele porilor $\sigma - \ln(1 + e)$	Presiunea de preconsolidare se obține intersectând dreptele exprimate prin funcție de regresie liniară duse prin puncte experimentale a graficului	•Liniile reprezintă tensiunile înainte și după curgere.
Senol (1997)	presiune verticală – energia de deformare $\log \sigma - \sigma \frac{\Delta h}{h}$	Intersecția dintre prelungirile porțiunii inițială și cea finală	•Oferă cele mai bune rezultate pentru argilele cu plasticitate scăzută.
Wang și Frost (2004)	presiune verticală – energia potențială de deformare $\sigma - E$	Energia potențială de deformare se desparte în energia elastică și energia disipată, intersecția energiei disipate cu axa tensiunii verticale reprezintă presiunea de preconsolidare	•Este o metodă relativ nouă, complexă din punct de vedere a analizei graficului.

3. CONCLUZII

Există numeroase metode de determinare a presiunii de preconsolidare dezvoltate de către cercetători, metodele estimând presiuni de preconsolidare cu valori diferite între ele și cu un grad de aproximare variabil. Un rezumat al acestor metode este prezentat în tab.1, fiind specificate limitările existente în utilizarea fiecărei metode în parte. La diferențele ce apar între metode se adaugă și influențe provenite de la operatori diferiți, din prelevarea și tipul probei de pământ precum și de la tipul de încercare din punct de vedere al aplicării încărcării. Prin gradul de precizie al metodei se subestimează sau se supraestimează presiunea de preconsolidare și prin aceasta indicatorii de compresibilitate ai pământului, respectiv tasarea construcției.

Bibliografie

1. Stanciu, Anghel și Lungu, Irina. 2006. Fundații, vol. 1. București : Editura Tehnică, 2006.
2. Manoliu, Iacint și Radulescu, Nicoleta. 2010. Geotehnica. București : Conpress, 2010. Vol. I
3. Healy, Kent și Ramanjaneya, G.S. 1970. Consolidation characteristics of varved clay. 1970.
4. STAS 8942/1-89 Determinarea compresibilității pământurilor prin încercarea în edometru, 1989.
5. Stanciu, Anghel. 2000. Contract Grant nr.6177/25.10.2000, Creșterea siguranței în exploatare a construcțiilor și masivelor de pământ prin definirea intervalelor de încredere a parametrilor ce stabilesc proprietățile mecanice ale terenului de fundare . Iasi : s.n., 2000.
6. Grozic, J L H, Lunne, T și Pande, S. 2003. An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays. s.l. : Can. Geotech. J., 2003. pg. 857-872. Vol. 40.
7. Boone, Storer J. 2010. A critical reappraisal of “preconsolidation pressure” interpretations using the oedometer test. s.l. : Canadian Geotechnical Journal, 2010. pg. 281-296. Vol. 47.
8. Narra, S. 2009. Influence of Compaction Curve Modeling on Void Ratio and Pre-Consolidation Stress. s.l. : International Journal of Soil Science, 2009. pg. 57-66. Vol. 4.
9. Celik, Semet și Tan, Ozcan. 2005. Determination of preconsolidation pressure with artificial neural network. s.l. : Civil Engineering and Environmental Systems, 2005. pg. 217-231. Vol. 22.
10. Senol, Aykut și Saglamer, Ahmet. 2002. A new method for determination of the pre-consolidation pressure in a low-plasticity clay. s.l. : Teknik Dergi, 2002. pg. 2555-2572. Vol. 13.
11. Wang, L B și Frost, J D. 2004. Dissipated strain energy method for determining preconsolidation pressure. s.l. : Can. Geotech. J., 2004. pg. 760-768. Vol. 41.
12. Crawford, Carl B. 1964. Interpretaion of the consolidation test. Ottawa : Proceedings of the american society of civil engineers journal of the soil mechanics and foundations division, 1964. pg. 87 - 102. Vol. 90.

Cercetarea și stabilizarea unei alunecări de teren pe o variantă ocolitoare din România

Daniela Elena Grigore¹, Răzvan Chirilă²,

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, dana_grigore1105@yahoo.com

²doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, chirilarazvan1986@gmail.com

Rezumat

Pe o variantă ocolitoare din România, în decursul timpului au avut loc numeroase alunecări de teren, atât de suprafață, vizibile la o simplă vizită pe amplasament, cât și de adâncime, mai puțin vizibile, dar cu atât mai periculoase și mai greu de stabilizat. Articolul oferă o imagine asupra degradărilor produse de alunecare, lucrările de investigare și monitorizare geotehnică efectuate pe teren și interpretarea rezultatelor în vederea determinării cauzelor care au produs instabilitatea versantului. Se prezintă soluțiile propuse pentru asigurarea stabilității drumului.

Cuvinte cheie: monitorizare geotehnică, alunecări de teren, rezistența la forfecare, stabilitate versant

1. INTRODUCERE

Alunecările de teren intră, alături de cutremurele de pământ și inundații, în rândul catastrofelor naturale care produc pierderi de vieți omenești și mari pagube materiale.

Spre deosebire de cutremure sau inundații, alunecările de teren ca fenomene naturale, pot fi mai ușor de prevenit și de stăpânit. Progresele înregistrate în unele țări privind studiul alunecărilor de teren ca progrese geologico – geotehnice naturale ce afectează taluzurile și versanții, permit acceptarea unei astfel de opinii.

Termenul de alunecare se referă la deplasarea unei mase, de regulă de roci moi, aflată în pantă pe un fundament impermeabil, prin înmuierea acestora, în special după ploi îndelungate sau cu caracter torențial, prin topirea rapidă a zăpezilor sau înghețurilor. În cele mai diferite ramuri ale activității umane, mai cu seamă în domeniul construcțiilor, oamenii se confruntă cu această problemă a pierderii stabilității taluzurilor și versanților, atât ca masive în stare naturală cât și create artificial [1].

În mod normal, legătura dintre alunecările de teren și mediul înconjurător este mai mult indirectă, dacă este să privim această legătură după cauzele ce contribuie la alunecările de teren, în care, în mod activ, ia parte și omul prin intervențiile asupra

mediului înconjurător. Degradarea solului, a apei, a pădurilor și vegetației sunt pierderi imense. Refacerea vegetației este dificilă, reîmpăduririle necesitând de regulă drenaje costisitoare în terenul alunecat și replantarea totală.

2. CAUZELE PRINCIPALE CE PRODUC ALUNECARI DE TEREN

2.1. Modificarea pantei versantului

Cauzele care pot contribui la modificarea morfologiei versantului sunt multiple, între cele mai importante menționându-se: eroziunea la baza versantului și eroziunile torențiale, excavațiile executate pentru exploatare în cariere, platforme pentru amplasarea diverselor construcții, platforme de drumuri, canale de coastă sau căi ferate executate paralel cu curbele de nivel, supraîncărcarea versanților, prăbușiri datorită excavațiilor subterane sau golurilor create de fenomenele carstice etc.

2.2. Variația umidității rocilor

Modificarea umidității rocilor din versanți se poate produce prin aport de apă sau prin pierdere de apă. Aportul de apă se poate datora infiltrațiilor din precipitații, pierderilor din rețelele de conducte de alimentare cu apă sau canalizare, scurgerilor din canale pentru transportul apei din rezervoare sau subinundării rocilor prin ridicarea nivelului apei subterane, iar diminuarea umidității prin evaporare sau prin drenaj [4].

Apa din pori și fisuri are o influență nefavorabilă asupra caracteristicilor fizice ale rocilor în special prin creșterea greutateii volumice și diminuarea rezistenței la forfecare datorită creșterii presiunii interstițiale

2.3. Acțiunea mecanică a apei din roci

Apa din porii și fisurile rocilor, datorită variațiilor mari de temperatură, poate trece din starea lichidă în starea solidă în urma fenomenului de îngheț. Acest fenomen are loc la partea superficială a terenului pe adâncimea maximă de îngheț.

2.4. Acțiunea hidrodinamică a apei

Stabilitatea versanților poate fi afectată de mișcarea apei atât direct, prin forța de filtrație, cât și indirect, în urma proceselor de antrenare hidrodinamică a pământurilor necoezive care intră în alcătuirea versanților.

Forța de filtrație se manifestă îndeosebi când nivelul apei din interfluvii crește și apa este drenată către suprafața versanților.

Procesele de antrenare hidrodinamică, sub formă de sufoziune, eroziune internă, refulare sau rupere hidraulică pot iniția procese de alunecare a versanților [4].

2.5. Solicitări dinamice. Șocuri seismice, vibrații provocate de explozii, trafic rutier sau feroviar etc.

Pericolul cel mai mare pentru stabilitatea versanților în timpul cutremurelor de pământ îl constituie undele superficiale transversale care acționează în plan orizontal, sub formă sinusoidală, afectând stabilitatea versanților prin momentele de inerție pe care le creează.

În cazul în care mișcarea seismică coincide și cu o perioadă de precipitații, când rocile din versanți se umezesc până la suprafață, probabilitatea producerii alunecărilor crește.

Creșterea presiunii apei din pori, peste anumite valori, poate crea momente când rezistența la forfecare a rocilor să coboare sub valoarea care asigură stabilitatea versantului. În plus, în timpul manifestării vibrațiilor, datorită variației presiunii apei din pori, variază și forța hidrodinamică de filtrație cu consecințe destabilizatoare asupra echilibrului versantului.

3. METODE DE MONITORIZARE A ALUNECĂRILOR DE TEREN

Activitatea de monitorizare a alunecărilor de teren are două obiective principale [3]:

- cunoaștere cât mai bună a fenomenului de instabilitate în vederea adaptării modelelor de calcul la situația reală din amplasament, alegerii unor măsuri corecte de stabilizare și verificării eficacității lor în timp;
- avertizarea producerii unei alunecări de teren cu o rezervă de timp suficientă pentru luarea măsurilor destinate diminuării consecințelor nefaste pe care le

generează și promovarea unor strategii de prevenire a situațiilor de risc și de conservare a echilibrului versanților.

În prezent, pentru monitorizarea versanților instabili se face uz de echipamente și tehnici specifice unor domenii conexe sau special concepute în acest scop, cum ar fi: geodezia terestră sau spațială, fotogrametrie terestră și aeriană, aparate electro-optice sau cu fir de invar pentru măsurarea distanței, extensiometre cu coardă vibrantă, cu plajă lungă sau scurtă de măsurare, fisurometre cu unitate de măsură centrală, mire cu vernier, nivele cu vizare micrometrică, tasometre, pendul invers, înclinometre de foraj, piezometre deschise, sonde de presiune interstițială pe bază de presiune sau electrice, pluviometre cu înregistrare, sonde de temperatură, stații pentru semnale seismice.

Cea mai utilizată metodă de monitorizare a alunecărilor de teren este cea înclinometrică, cu ajutorul căreia se determină direcția și viteza de deplasare a masei de pământ care alunecă și se stabilește adâncimea suprafeței de alunecare.

Sistemul de măsurare este compus dintr-o sondă înclinometrică mobilă de care este legat un cablu gradat de control și un dispozitiv de citire portabil. Se introduce sonda înclinometrică în gaura de foraj și, din jos în sus, la intervale de 0,5 m se oprește pentru citiri ale înclinării, care sunt apoi transformate în deviații laterale. Se introduce apoi sonda pe o a doua direcție (se rotește cu 180°) și se obține o nouă serie de citiri.



Fig.1. Echipament de monitorizare

Pentru depistarea suprafețelor de alunecare sunt necesare cel puțin trei măsurători: măsurătoarea inițială – de referință, măsurătoarea pentru evidențierea unei mișcări și măsurătoarea de confirmare – control. Prin măsurători repetate se obțin modificări față de profilul inițial al forajului, cu ajutorul cărora se determină adâncimea suprafeței de alunecare, mărimea, direcția și viteza alunecării.

4. EXEMPLU

Pentru a pune în evidență noțiunile prezentate, se va prezenta un caz practic, o alunecare de teren produsă pe o variantă ocolitoare din nordul României.

4.1. Situația existentă.

În această zonă drumul este realizat atât în rambleu cât și în debleu, în funcție de relieful versantului, ambele cu înălțimi variabile. Alunecarea de teren se desfășoară pe o lungime de aproximativ 220 ml.

Pe toată lungimea analizată au avut loc, în decursul timpului, numeroase alunecări de teren care au „vălurit” întregul versant. Sunt și alunecări de teren de suprafață, vizibile la o simplă vizită pe amplasament, dar și de adâncime, mai puțin vizibile, dar cu atât mai periculoase și mai greu de oprit. Depozitele geologice în care este sculptat relieful regiunii sunt constituite dintr-o alternanță de argile, argile nisipoase și nisipuri în care se găsesc mai multe nivele de gresii și calcare oolitice. Peste toate acestea în lungul văilor principale se dispun depozite cuaternare, proprii luncilor și teraselor iar spațiile interfluviale largi și suprafețele cu înclinări slabe sunt acoperite adesea de depozite loessoide cu grosimi reduse.

Platforma Moldovenească este unitatea geologică situată în fața Carpaților Orientali, de care este delimitată la suprafață de falia pericarpatică. Are o serie de trăsături de relief imprimate de litologia depozitelor constituite. Pe cea mai mare parte a platformei relieful a fost sculptat în formațiuni Sarmațiene (argile și nisipuri cu intercalații de calcare și gresii).

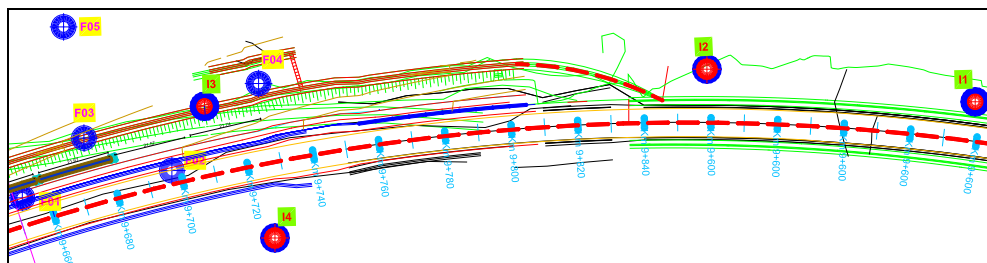


Fig.2. Plan de situație amplasare foraje geotehnice și foraje inclinometrice

4.2. Lucrări de monitorizare

Pentru a determina suprafețele potențiale de alunecare și fenomenele complexe ce se produc în zona respectivă, amplasamentul a fost monitorizat cu lucrări de monitorizare înclinometrică și piezometrică.

În luna februarie 2011 au fost executate pe amplasament 4 foraje înclinometrice (notate cu I1...I4) până la adâncimea de 25 m. Până în luna octombrie a aceluiași an au fost efectuate 8 citiri. În urma măsurărilor au rezultat deplasări ale tubului înclinometric cuprinse între 43 mm și 170 mm, iar adâncimea maxima a suprafeței de alunecare este la adancimea de 10.00-11.00 m

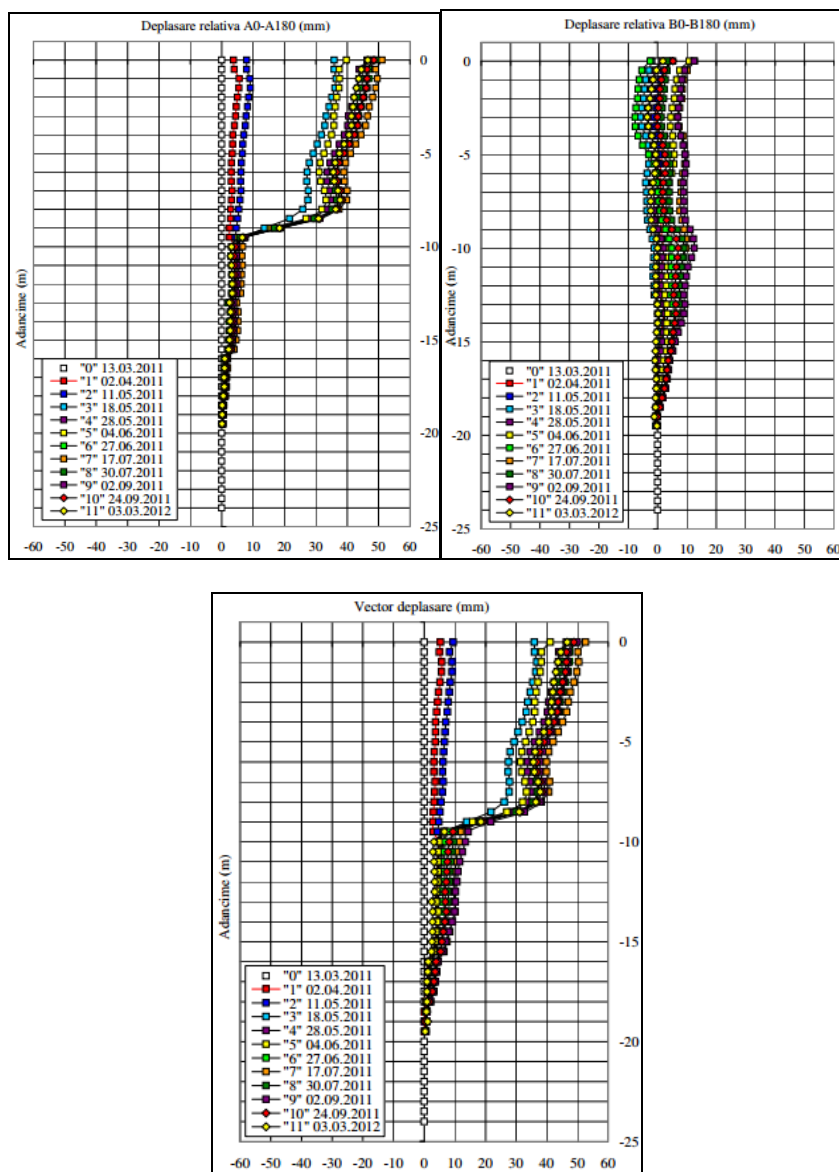


Fig. 3. Deplasări ale tubului înclinometric.

4.3. Caracteristici geotehnice.

În scopul precizării stratificației terenului și determinării parametrilor fizici și mecanici necesari întocmirii analizelor de stabilitate și proiectarea soluțiilor de consolidare, pe amplasament s-au realizat 5 foraje geotehnice. Stratificația terenului este următoarea:

(0,00 ÷ 0,30 m) – Sol vegetal;

(0,30 ÷ 1,50 m) – Nisip argilos îndesat, gălbui cu zone cenușii și lentile de argilă cenușie, cu plasticitate mijlocie, plastic vartos;

(1,50 ÷ 3,70 m) – Argilă maronie, cu materie organică, cu fragmente de gresie alterată, cu plasticitate mare, plastic tare;

(3,70 ÷ 6,00 m) – Nisip fin gălbui, îndesat;

(6,00 ÷ 7,00 m) – Argilă grasă cafeniu – verzuie, cu aspect marnos, cu intercalatii de nisip ruginiu, cu plasticitate foarte mare, plastic tare;

(7,00 ÷ 9,00 m) – Nisip fin gălbui, îndesat;

(9,00 ÷ 10,00 m) – Argilă marnoasă, cenușiu – verzuie, cu filme de nisip ruginiu, cu plasticitate foarte mare, plastic tare;

(10,00 ÷ 11,00 m) – Nisip galben, consolidat.

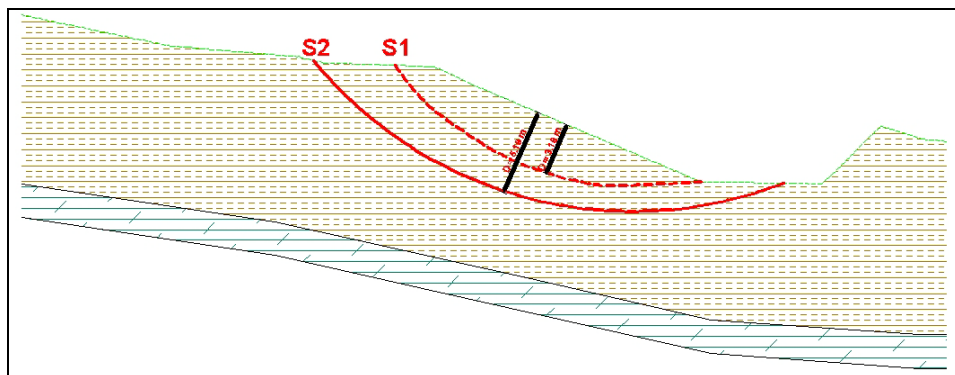


Fig. 4. Suprafețe de alunecare

Planurile de alunecare se pot forma de-a lungul stratelor cu filme și lentile de nisip din cadrul complexului cuaternar, dar pot apărea și la contactul complexului marnos din bază cu stratele argilo - prăfoase și prafuri nisipos argiloase din stratul cuaternar.



Fig.5. Amplasamentul studiat



Fig.6. Aparitia zonelor de desprindere



Fig. 7. Dislocări ale pământului

4.4. Soluții proiectate

În vederea eliminării cauzelor care au condus la degradările existente și prevenirea declanșării unor alunecări de teren și/sau tasări care pun în pericol desfășurarea în condiții de siguranță a traficului rutier în zona analizată, s-au proiectat lucrări de consolidare cu piloți forți de diametru mare $\varnothing 1080$ mm [5], [6], rigidizați la partea superioară cu un zid de sprijin din beton armat. Pentru colectarea și evacuarea apelor de suprafață s-a proiectat o rețea de drenuri în săpătură amplasată conform planului de situație.

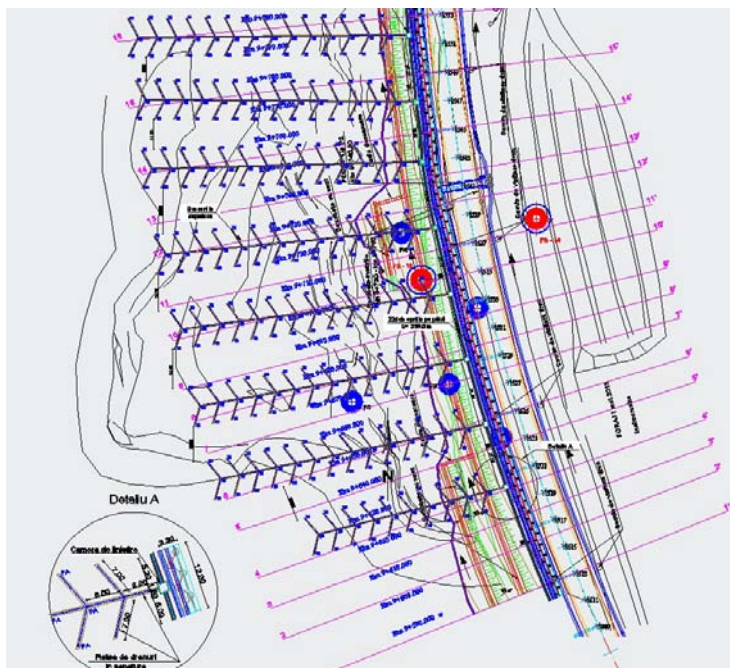


Fig. 8. Plan de situație. Amplasare soluții proiectate

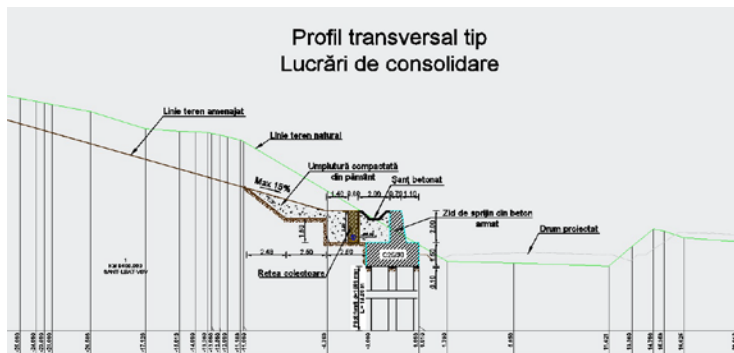


Fig. 9. Profil transversal tip

5. CONCLUZII

Pentru clarificarea problemelor de stabilitate se impune atât cercetarea teoretică, cât și practică a alunecărilor, astfel încât să devină posibilă alegerea corectă a măsurilor care trebuie întreprinse pentru stabilizarea acestora.

Pentru a obține rezultate cât mai bune în consolidarea alunecărilor de teren, atât înainte de începerea proiectării, cât și în timpul execuției lucrărilor și în perioada lor de exploatare, observațiile vizuale ingineresti trebuie completate pe cât posibil cu măsurători ale parametrilor critici, efectuate pe teren cu ajutorul instrumentelor geotehnice.

Bibliografie

1. Răileanu P., Mușat V., Țibichi E., Alunecări de teren – Studiu și combatere, Casa de Editură Venus, Iași, 2001;
2. Grigore Daniela, Raport I de cercetare doctorat – Alunecări de teren – fenomene de interes tehnic și de risc. Monitorizare, martie 2010;
3. Mușat V., Contribuții în problema stabilității versanților. Teză de doctorat, Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași, Iași, 1988.
4. Marinescu C., Asigurarea stabilității terasamentelor și versanților. Vol.1., Editura Tehnică, București, 1988.
5. Eurocod 7: Proiectarea geotehnica. Partea 1, SR EN 1997:1 – 2004.
6. Bazele proiectării structurilor, SR EN 1990:2004.
7. Lungu I., Stanciu A., Boți N., Probleme speciale de geotehnică și fundații. Editura Junimea, Iași (2002)

Mecanismul stabilizării argilelor active cu var

Anca Hotineanu

doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, anca.hotineanu@gmail.com

Tratarea pământurilor argiloase cu var este o practică curentă recunoscută mondial în ingineria civilă, în special folosită în lucrări rutiere (ramblee, straturi de formă, etc.). S-a confirmat experimental că tratarea cu var limitează degradările cauzate de umflări și contracții și îmbunătățește caracteristicile mecanice ale pământurilor argiloase sensibile la variații de umiditate. În plus față de aceste îmbunătățiri, este facilitată utilizarea materialelor locale datorită acestui tip de stabilizare chimică, îndeplinind în același timp una din exigențele dezvoltării durabile și anume aceea de a limita depozitele de materiale și energia consumată pentru transport. Prezenta lucrare reprezintă o aducere la zi a cercetărilor referitoare la mecanismul stabilizării, respectiv reacțiile dintre pământ și var și efectele acestora pe termen scurt și lung.

Cuvinte cheie: argilă activă, stabilizare, var

1. INTRODUCERE

Argilele active sunt pământuri ce conțin minerale montmorillonitice într-un procent ridicat, cât și alte minerale care aduc un aport mai mult sau mai puțin important la activitatea acestui tip de pământuri. Argila montmorillonitică ca teren de fundare, în prezența variațiilor de umiditate, poate cauza degradări importante din cauza modificărilor mari de volum. Drept urmare, aria de studiu care cuprinde aceste argile este încă o problemă actuală în întreaga lume, căutându-se soluții de stabilizare a acestora [1].

Cunoștințele fundamentale ce privesc interacțiunea var-argilă și modificările mineralogice, de textură și structură induse de către liantul hidraulic asupra argilelor active fac încă obiectul cercetărilor teoretice și experimentale.

În literatură se identifică două concepte în privința tratării argilei cu var și anume modificarea structurii, respectiv, stabilizarea. Modificarea structurii argilei este o ameliorare pe termen scurt care poate fi obținută prin adăugarea unei cantități relativ mici de var prin care se micșorează umiditatea naturală cât și intervalul de plasticitate. Stabilizarea impune utilizarea unei cantități mai mari de var și duce la o ameliorare pe termen lung a caracteristicilor hidro-mecanice a pământurilor tratate [1].

Tratamentul cu var a fost folosit cu precădere în cazul drumurilor, autostrăzilor, căilor ferate și aeroporturi rezultând o capacitate portantă sporită dar și o grosime redusă a stratului de bază [2].

2. EFECTELE INTERACȚIUNII ARGILĂ-VAR

Stabilizarea cu var este una dintre cele mai economice tehnologii de îmbunătățire a proprietăților unui pământ activ, dar în același timp fiind și una din cele mai eficiente. Adăugarea de var într-un pământ produce două tipuri de reacții de bază, una de scurtă și alta de lungă durată (reacția puzzolanică). Efectele imediate ale adăugării varului sunt deshidratarea varului, floclarea și aglomerarea produse de către hidratarea liantului și schimbul cationic la suprafața particulelor de pământ, rezultatul acestor reacții pe termen scurt fiind efectele benefice asupra lucrabilității și plasticității materialului. Reacțiile pe termen lung necesită perioade mai îndelungate de până la săptămâni, luni sau chiar ani pentru finalizare, depinzând de rata descompunerii chimice și a hidratării silicaților și aluminaților. Aceasta duce la creșterea rezistențelor materialului prin unirea particulelor datorită produselor de cimentare [1].

În general se știe că stabilizarea chimică se poate realiza și cu aditivi bituminoși, însă alegerea soluției corecte depinde în mod direct de tipul de pământ și caracteristicile acestuia. Dacă pentru nisipuri stabilizarea poate include și aditivi bituminoși și hidraulici, pentru pământurile fine sunt acceptate numai cele hidraulice și anume cimentul Portland și varul [3].

Pe lângă modificările “dramatice” de structură ce au loc la realizarea amestecului argilă-var și care schimbă comportamentul plastic al pământului [4], prin adăugarea acestui liant pământul își modifică și pH-ul, ajungând la valori de până la 12,3 atunci când pământul este în întregime saturat cu var [2]. Odată tratate cu var, îmbunătățirile ce apar sunt numeroase: rezistențe mai mari, predispoziție scăzută la schimbări de volum în prezența apei – potențial de umflare scăzut, durabilitate îmbunătățită [5].

Reacțiile imediate ce se produc la contactul pământului în stare naturală cu liantul hidraulic, după Taylor și Arman [2], apar într-un interval de 48-72 ore, urmând ca apoi să înceapă reacțiile pe termen mediu și lung. Schimbările de plasticitate sunt un rezultat al schimbului cationic care micșorează dimensiunile complexului de adsorbție prin înlocuirea ionilor de sodiu cu cei de calciu, măbind limita inferioară de plasticitate și micșorând-o pe cea superioară [6], [7]– fig. 1.

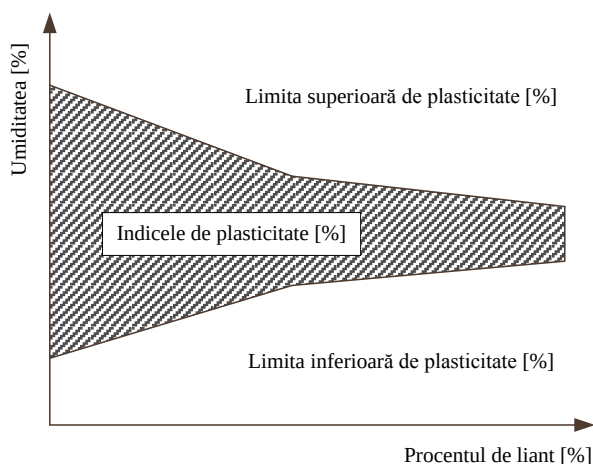


Fig. 1 – Efectul lianților hidraulici asupra plasticității pământurilor active [6], [7]

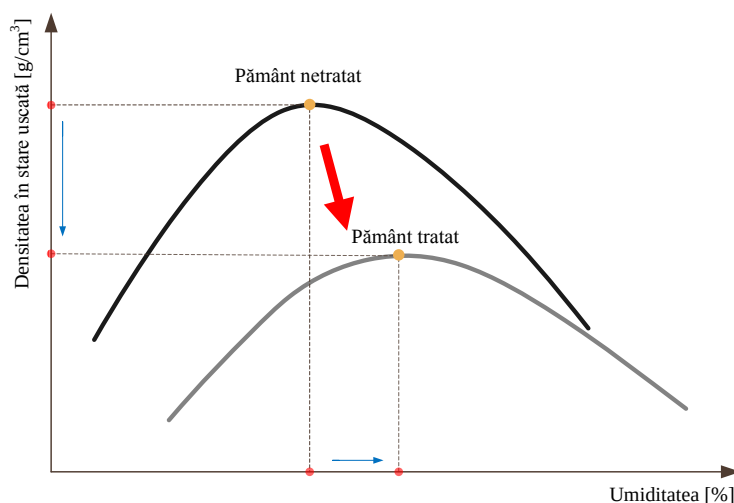


Fig. 2 – Efectul liantului hidraulic asupra umidității optime de compactare și a densității maxime în stare uscată a argilelor tratate și netratate [6], [7]

Adăugarea unui liant hidraulic într-o argilă activă nu îi schimbă numai caracteristicile plastice ci și pe cele de compactare, astfel încât, de la caz la caz și în funcție de procentul de liant adăugat, se modifică atât densitatea maximă în stare uscată, cât și umiditatea optimă de compactare. Scăderea densității în stare uscată este direct atribuită floculării/aglomerării și oferă o rezistență sporită la compactarea la un nivel dat al efortului de comprimare, în plus față de formarea unor formațiuni cimentoase slabe [5]. Spre exemplificare, în fig. 2 sunt trasate două curbe pentru a arăta diferența între un pământ tratat și unul în stare naturală. În

general, cu cât este mai mare conținutul de liant hydraulic, cu atât mai mari sunt scăderile de densitate în stare uscată.

Stabilizarea chimică a pământurilor elimină în primul rând costurile și timpii necesari înlocuirii terenului slab din *situ* cu unul granular procesat, ceea ce conduce la economii semnificative dar de asemenea reduce și cererea de materiale neregenerabile care lasă urme asupra mediului. Din punct de vedere mecanic se poate observa prin teste de compresiune monoaxiale o îmbunătățire evidentă a rezistențelor pământurilor stabilizate față de cele în stare naturală – fig. 3 [5].

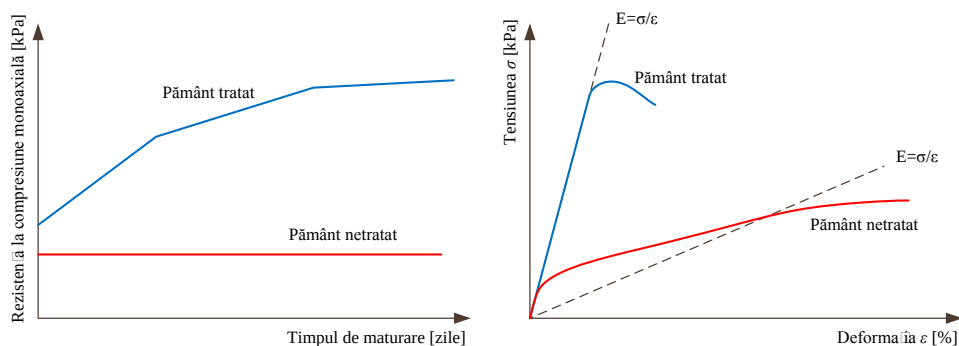


Fig. 3 – Efectul liantului hydraulic asupra rezistenței la compresiune monoaxială și, respectiv, a modulului de deformare liniară a argilelor tratate și netratate [6], [7]

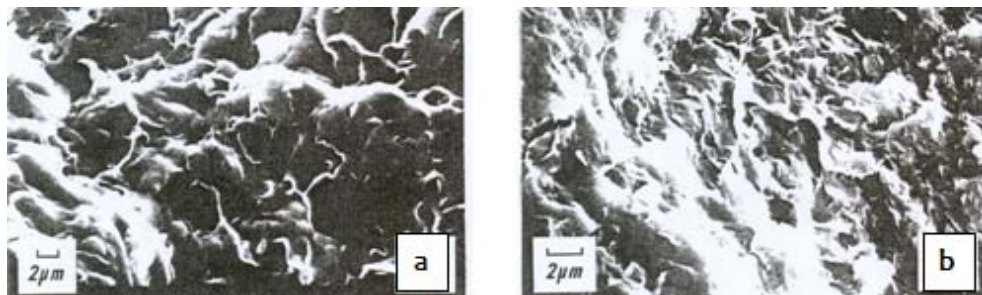


Fig. 4 – Fotografii SEM ale unui montmorillonit netratat (a) și tratat cu 10% var după 3 zile [Ormsby&Kinter, 1973] [8]

Din punct de vedere mineralogic, argilele tratate cu var își modifică structura, fotografiile SEM (*scanning electron microscopy*) ale unui eșantion tratat cu 10% var (fig. 4) indicând uniformitatea distribuției gelului pe toate suprafețele particulelor pământului (prezența cationilor de calciu pe suprafețele studiate). Cabrera și Nwakanma au arătat în 1979 că aproape tot varul adăugat (6%) în nouăsprezece pământuri tropicale (Brazilia) a fost consumat după 28 zile de maturare la 25°C. De altfel, studiile microscopice indică faptul că distribuția gelului CSH este uniformă și acoperă toate suprafețele particulelor de pământ. Aceste

rezultate au condus cercetătorii către concluzia că reacția puzzolanică ce formează CSH-ul (silicat de calciu hidratat) are nevoie de timp pentru finalizare și, respectiv, pentru ca procesele de cristalizare a acestui hidrat să fie complete [8].

Materialele necesare unui amestec de pământ sunt, în acest caz, varul, pământul și apa, tipul de var folosit fiind definitoriu.

În urma schimbului de baze, cationii de sodiu, potasiu și hidrogen din complexul de adsorbție al mineralelor sunt înlocuiți cu cationi de calciu, reducându-se în acest fel activitatea pământului și aducând modificări imediate și de lungă durată, așa cum s-a precizat și anterior [9].

3. INTERACȚIUNEA VAR - ARGILĂ

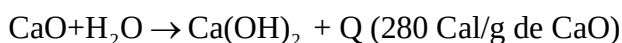
Efectele interacțiunii/reacției dintre var și argilă sunt cuantificate în:

- creșterea rezistențelor mecanice,
- deshidratarea pământului,
- creșterea concentrației electrolitice și a pH-ului.

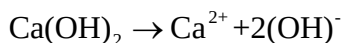
Marea parte a creșterii rezistențelor unui pământ tratat cu var se datorează deshidratării pământului, schimbului cationic și reacției puzzolanice. Alte mecanisme precum carbonatarea aduc schimbări minore privind rezistențele mecanice, putând fi neglijate [2].

În ceea ce privește deshidratarea, o cantitate mare de căldură este eliberată atunci când varul nestins (CaO) este amestecat cu argila. Acest fenomen este pus pe baza hidratării varului cu apa din porii pământului. Cercetătorul Broms susține că temperatura crescută poate fi, uneori, atât de mare încât apa din pori începe să fiarbă, apărând astfel o scădere imediată a umidității naturale. Assarson *et al.* (1974) a raportat în cercetările sale că pentru stingerea varului este necesară o cantitate de apă de aproximativ 0,3 l pentru fiecare kg de var. Această acțiune de uscare este benefică în majoritatea cazurilor la stabilizarea argilelor grase. Cu toate că o scădere a umidității naturale este de dorit în cazul argilelor active, trebuie să rămână o cantitate suficientă de apă necesară stingerii varului, dar și facilitării schimbului cationic [2].

Prima reacție care se produce la contactul dintre var și apa din pori este:



Apoi hidroxidul de calciu, Ca(OH)_2 , este disociat în apă, provocând o creștere a concentrației electrolitice și a pH-ului din porii cu apă și eliberând SiO_2 și Al_2O_3 din particulele argiloase.



Acest proces va rezulta în reacțiile imediate ce se produc între produșii amestecului și anume: schimbul ionic, flocularea și reacția puzzolanică [2].

Aceste efecte menționate mai sus sunt o consecință directă a următoarelor fenomene: schimbul cationic, flocularea, reacția puzzolanică și carbonatarea.

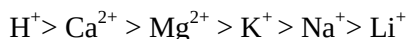
3.1. Schimbul cationic

La amestecarea varului cu argila, sodiul și alți cationi adsorbiți la suprafața mineralelor sunt schimbați cu calciul, afectând structura acestora. Pentru o perioadă care se extinde de la câteva minute până la câteva ore, hidroxidul de calciu este, după Kenzi [2], transformat în continuare datorită prezenței acidului carbonic (H_2CO_3) din pământ și care se datorează reacției dintre dioxidul de carbon din porii pământului și apa liberă. Reacția constă în disocierea varului în Ca^{2+} (sau Mg^{2+}) și $(\text{OH})^-$, ceea ce modifică intensitatea forțelor electrice de la suprafața mineralelor [2].

„Fenomenul de înlocuire a ionilor fixați pe suprafața adsorbantului, prin forțe electrostatice cu alți ioni din soluție poartă numele de schimb ionic, iar proprietatea particulelor solide ale pământului ce permit schimbul ionic se numește capacitate de schimb ionic (C.E.C.)” [10]. Cu cât pământul este mai bogat în fracțiune argiloasă și organică, cu atât capacitatea sa de schimb cationic este mai mare [1].

Într-un pământ, argilele cât și materiile organice au proprietatea de a fixa ionul de calciu. Pentru argile, capacitatea de schimb cationic corespunde următoarelor schimburi:

Cationii dintre pachetele tristrat. Aceste schimburi privesc în particular argilele T/O/T (clasa filosilicaților cu pachete formate din trei straturi: două straturi de tetraedre între care se regăsește unul de octaedre, ce cuprind și smectitele, vermiculitele, etc). Substituția cationilor dintre pachete este cu atât mai ușoară cu cât valența și raza acestora sunt mai mici. Astfel îi putem clasa în ordine descrescătoare a potențialului de înlocuire [10]:



În cazul smectitelor, efectul imediat al substituției sodiului de către calciu este reducerea potențialului de umflare a acestor argile.

Cationii de pe margine. În vecinătatea unui cristal sarcinile nu mai sunt echilibrate. Apar, deci, grupările SiOH ($\text{SiOH} + \text{H}^+$) și $\text{AlOH}(\text{AlO}^- + \text{H}^+)$, care sunt instabile în mediu bazic și constituie deci o sursă suplimentară de locuri de fixare pentru ionii de calciu. Prezența materiilor organice contribuie la creșterea capacității de fixare a calciului.

3.2. Flocularea – aglomerarea

Aglomerarea ionilor de calciu pe suprafața particulelor de argilă (adsorbția lor) conduc la floculare (fenomen care constă formarea unor punți de calciu între particulele de argilă formând flocule), conform studiilor făcute de Herrin și Mitchell [2]. Faptul că flocularea se produce ca o consecință a adăugării varului e un fenomen bine-cunoscut, însă completarea floculării nu este în mod obligatoriu un mecanism principal prin care varul stabilizează argilele. Diamond și Kinter [2] au argumentat prin faptul că deși saturarea cu calciu este o cerință a stabilizării, multe pământuri saturate dezvoltă probleme asociate cu pământurile dificile pentru a fi folosite ca straturi de formă, fiind astfel necesară stabilizarea. În plus, Brandl [2] susține că mulți agenți chimici în afară de var pot induce flocularea imediată atunci când sunt amestecați cu argile, fără a fi însă în concordanță cu cerințele de stabilizare.

3.3. Legătura dintre particulele argiloase (reacția puzzolanică)

„În mediu bazic și saturat în ioni de calciu, argilele sunt afectate, eliberând aluminiul și siliciul care reacționează cu calciul pentru a forma hidrații calcici similari celor de ciment” [1].

Natura hidraților formați în decursul reacțiilor puzzolanice depind de tipul mineralului argilos.

Hidroxidul de calciu existent în apa din pământ interacționează cu silicații și aluminații din argilă (produți puzzolanici) pentru a forma produșii de cimentare care constau în silicați de calciu și/sau hidrați de aluminiu, conform celor spuse de Diamond și Kinter [2]. Ionii de calciu dizolvați reacționează cu SiO_2 și Al_2O_3 dizolvați formând geluri hidratate.

- silicat de calciu hidratat (C - CaO, S - SiO_2 , H - H_2O)

- aluminat de calciu hidratat (C - CaO, A - Al_2O_3 , H - H_2O)

Gelurile CSH (și/sau CAH) cimentează particulele solide într-o manieră similară celei produse de către hidratarea cimentului Portland, procesul de cimentare prin var fiind însă mai încet și având nevoie de un timp mai îndelungat pentru a-și completa reacțiile. Partea principală a reacției nu începe decât după câteva zile de la realizarea amestecului după Aarson et al. [2] și poate dura de la unul până la cinci ani. Rata de producere a reacției crește de asemenea odată cu creșterea temperaturii din pământ [2], [11].

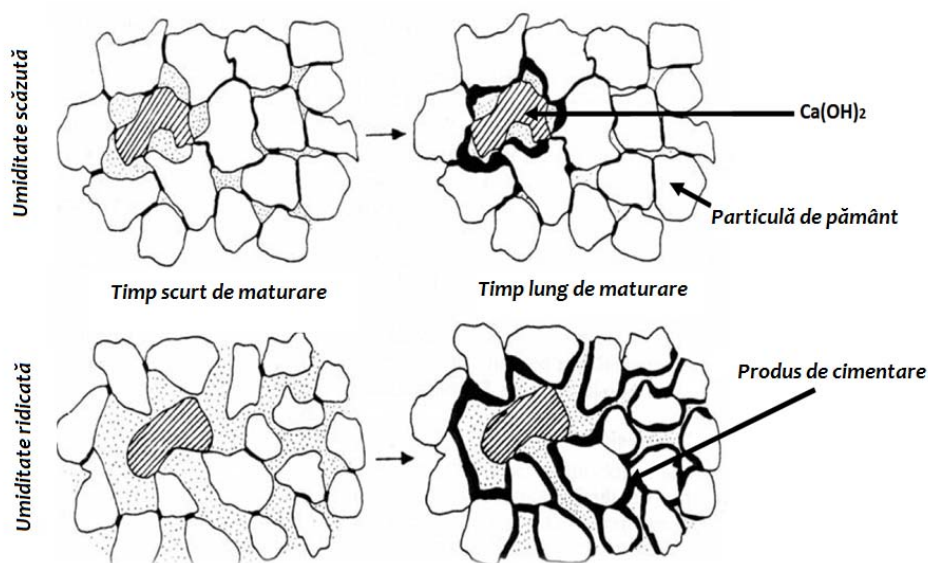


Fig. 5 – Schema evoluției produselor de cimentare în raport de timp de maturare și umiditate (Locat et al., 1990) [12]

Această reacție puzzolanică ce are ca efect formarea de produse de cimentare (fig. 5) sporește coeziunea (justificându-se astfel creșterea rezistențelor mecanice și durabilității). Structura rezultată este asemănătoare aceleia unui macro-agregat în porii căruia și de-a lungul suprafețelor de separație dintre particule se regăsesc aceste produse de cimentare rezultate (fig. 5). S-a constatat că sporirea rezistențelor mecanice la caolină se realizează prin adăugarea unui procent de var mai mic decât în cazul montmorillonitului, pentru cel din urmă fiind necesar un procent cuprins între 4 și 6% var pentru a putea fi observate schimbările favorabile. Acest fenomen se explică prin momentul declanșării reacției puzzolanice precum și timpul necesar completării acesteia, la caolină reacțiile începând după un timp relativ scurt de la încorporarea varului, pe când în cazul montmorillonitului reacția începe mai târziu, după efectuarea schimbului cationic, proces ceva mai îndelungat a cărui durată crește odată cu activitatea de suprafață [9], [10].

3.4. Carbonatarea

A patra reacție care poate avea loc în ceea ce privește amestecarea argilei cu var este formarea de carbonat de calciu sau de magneziu la contactul varului cu CO_2 [4]. În cazul stabilizării pământurilor argiloase, cristalele de calcit astfel formate au o proprietate destul de mică de a lega (importanța carbonatării fiind, deci, nesemnificativă) și chiar perturbă stabilizarea deoarece dezvoltarea lor inhibă reacția puzzolanică [2].

3. FACTORII CE INFLUENȚEAZĂ ÎMBUNĂTĂȚIREA PROPRIETĂȚILOR MECANICE ALE ARGILELOR STABILIZATE CU VAR

Factorii care influențează îmbunătățirea proprietăților mecanice ale argilelor stabilizate cu var sunt: tipul varului (nehidratat sau hidratat), cantitatea de var, timpul de maturare și caracteristicile pământului.

3.1. Tipul varului

Conform studiilor lui Kezdi [2], eficiența stabilizării cu var depinde în mare parte de tipul varului utilizat. Varul nestins este, în general, mult mai folosit decât cel hidratat, fiind mai eficient deoarece apa va fi absorbită din porii pământului și, cel mai important, hidratarea va produce o creștere a temperaturii, proces favorabil creșterii rezistențelor [2].

3.2. Cantitatea de var

Rezistențele mecanice ale amestecului pământ-var cresc pe măsură ce crește procentul de var adăugat. Nu pare să existe însă un conținut optim de var care să producă rezistențe maxime în orice condiție în cazul stabilizării argilelor active cu var. Cu toate acestea, se poate afirma – după Herrin și Mitchell [2], că pentru anumite condiții de maturare și anumite tipuri de pământuri (tipul mineralului argilos predominant), există un conținut optim de var care poate fi adăugat pentru obținerea unor rezistențe maxime.

Se aduce în discuție punctul de fixare a varului (termen dezvoltat prin investigații realizate la Universitatea de Stat din Iowa) definit ca valoarea maximă a procentului de var adăugat într-o mixtură. Creșteri suplimentare a acestei valori nu vor aduce amestecului îmbunătățiri considerabile în ceea ce privește modificarea în sensul creșterii limitei inferioare de plasticitate. Handy et al. [2] se referă la acest punct ca fiind punctul de retenție a varului. Cantitatea de var corespunzătoare punctului de fixare a varului este cea suficientă pentru a îmbunătăți caracteristicile de lucrabilitate a pământului argilos, nefiind însă în mod obligatoriu suficientă și pentru creșterile necesare de rezistență, spun Hilt și Davidson [2].

Pentru creșteri semnificative de rezistență, Eades și Grimm [2] recomandă o valoare minimă a conținutului necesar de var ca fiind acel procentaj care menține un pH al amestecului de 12,6. Pentru stabilirea conținutului optim de var este necesar a se efectua încercări de stabilire a variației rezistenței în raport cu conținutul de var. În 1959, McDowell [2] indică faptul că testele rapide nu vor conduce, probabil, către determinarea conținutului optim de var, fiind însă decisive în verificări privind reactivitatea pământurilor cu varul. Cu toate acestea, testele pe termen lung nu sunt practice dacă este să luăm în considerare factorul timp, ajungându-se uneori chiar la concluzia că acea cantitate de var folosită este insuficientă pentru o stabilizare bună. Mergând pe linia acestor cercetări, în 1960

Hilt și Davidson [2] propun o formulă care corelează conținutul optim de var de conținutul de minerale argiloase:

$$\text{OLC(Optimum lime content)} = \frac{\% \text{ Argilă}}{35} + 1,25 \text{ [\%]}$$

3.3. Timpul de maturare

Creșterea rezistențelor mecanice se realizează în timp o dată cu evoluția reacției puzzolanice, atingând valori maxime la completarea acesteia [2], după 28 zile de maturare și o adiție între 3 și 5% var, rezistența la compresiune monoaxială crescând cu 700 kN/m² sau mai mult [13].

Rezistența la forfecare a argilelor stabilizate este considerabil mai mare decât a celor în stare naturală, chiar și la câteva ore după realizarea amestecului spune Broms [2], atingând, după Assarson et al. [2], în condiții favorabile, valori chiar mai mari cu 10 până la 50 ori mai mari decât cele inițiale.

3.4. Caracteristicile pământului

Pentru ca stabilizarea să fie un succes, conținutul de argilă nu trebuie să fie mai mic de 20% iar suma dintre procentul de praf și nisip să nu depășească 35%. Aceste proporții corespund, în realitate, pământurilor a căror indice de plasticitate este mai mare de 10% [2]. Cantitatea de var necesară stabilizării unei argile depinde în mod direct de tipul mineralului argilos prezent în structura terenului de stabilizat. De exemplu, Hilt și Davidson (1960) și Lee et al. (1982) [2] au remarcat faptul că montmorillonitul și caolinitul interacționează foarte bine cu varul și se observă îmbunătățiri semnificative ale caracteristicilor mecanice, pe când illitul are nevoie de adiții de cenușă de termocentrală.

Prin adăugarea varului într-o argilă pH-ul acesteia va crește, conferindu-i o solubilitate sporită. Reacțiile chimice în argilele stabilizate cu var sunt favorizate de valori ale pH-ului ridicate, de moment ce sunt accelerate datorită solubilității mari a silicaților și aluminaților (produșii puzzolanici) prezenți în argile [2]. O valoare minimă a pH-ului necesară pentru realizarea reacției puzzolanice a fost stabilită de mai mulți cercetători, astfel: Davidson et al. (1965) spune că aceasta trebuie să fie 10,5, pe când Eades și Grimm (1966) stabilesc minimul la 12,4. În 1984, Broms punctează faptul că pH-ul unui pământ tratat cu var va depăși, în mod normal, valoarea de 12 chiar și prin adăugarea unei cantități mici de var [2].

Temperatura în timpul perioadei de maturare (în sensul uneia ridicate) favorizează declanșarea reacției puzzolanice și grăbirea acesteia, sporind în același timp rezistențele mecanice ale amestecului rezultat [6], [11].

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Din cele evidențiate în paragrafele anterioare se poate concluziona că varul este un liant care interacționează chimic cu pământurile cu umflări și contracții mari. Produsul ce rezultă din urma amestecului acestor două materiale fiind un pământ cu caracteristici de compactare vizibil îmbunătățite datorită micșorării indicelui de plasticitate și a umidității. De asemenea se pot observa și îmbunătățiri pe termen lung privind caracteristicile mecanice, pământul transformându-se dintr-unul cu conținut preponderent de particule argiloase într-unul asemănător celor granulare, cu compresibilitate și presiune de umflare scăzută și rezistențe la compresiune monoaxială ridicate. Rezultatele cercetării în laborator asupra pământurilor argiloase stabilizate cu var nehidratat vor fi evidențiate în lucrările ulterioare ale autorului.

Bibliografie

- [1] Hotineanu A. *Asupra argilelor active tratate cu var*. Iași: Al VI-lea Simpozion național: "Creații Universitare 2012"- Tendințe actuale în inginerie civilă și instalații în construcții , 2012.
- [2] Bergado D.T., Anderson L.R., Miura N., Balasubramaniam A.S. *Soft ground improvement in lowland and other environments*. New York : American Society of Civil Engineers, 1996.
- [3] EM 1110-3-137: *Soil stabilization for pavements*, Department of the Army Corps of Engineers, Washington, 1984.
- [4] Ingles O.G., Metcalf J.B. *Soil Stabilization: Principles and practice*. New York : John Wiles & Sons, 1973.
- [5] Hotineanu, A., Lungu, I., Stanciu, A. *On the behavior of natural active clays or stabilized with binder s to freeze-thaw action*. Cluj-Napoca: Proceedings of the First International Conference for PhD Students in Civil Engineering, pp. 340-347, 2011
- [6] Al-Mukhtar M., Lasledj A., Alcover J.F. *Behavior and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 50°C*. s.l. : Applied Clay Science 50, pp. 199–203, 2010.
- [7] Holt, C. *Chemical stabilization of inherently weak subgrade soils for road construction – Aplicability in Canada*. Halifax, Nova Scotia: The Annual Conference of the Transportation Association of Canada, 2010
- [8] Lasledj, A. *Traitement des sols argileux a la chaux: processus physico-chimiques et proprietes geotechniques*. Teză de doctorat, Université d'Orleans, 2009
- [9] Nicolescu, L. *Consolidarea și stabilizarea pământurilor*. București: Ed. Ceres, 1981.
- [10] Stanciu A., Lungu I. *Fundații*. București: Ed. Tehnică, 2006. Vol. I.
- [11] Al-Mukhtar M., Lasledj A., Alcover J.F. *Behavior and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20°C*. s.l. : Applied Clay Science 50, pp. 191–198, 2010.
- [12] Locat J., Berube M.A., Choquette M. *Laboratory investigations on lime stabilization of sensitive clays: shear strength development*. s.l. : Canadian Geotechnical Journal, pp. 294-304, 1990. Vol. 27.
- [13] Das, B. *Principles of Foundation Engineering*. s.l. : Cengage Learning, 2011.

Eficiența economică a sistemelor moderne de acoperișuri

Adriana Lucia Kadhim-Abid¹,

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, kadhim.adriana@tuiasi.ro

Rezumat

Fenomenul Insula de Căldură Urbană este direct influențat de gradul ridicat de urbanizare înregistrat în ultimele decenii. Efectele negative ale fenomenului implică un consum ridicat de energie pentru ventilarea și climatizarea clădirilor în anotimpul cald. Atenuarea acestor efecte vizează probleme legate de reducerea emisiilor de gaze cu efect de seră, asigurarea calității mediului interior, aspecte legate de aprovizionarea cu energie și sănătatea populației.

Dintre strategiile și mijloacele de rezolvare a problemelor energetice se diferențiază cele de natură sustenabilă care presupun îmbunătățirea modului de comportare al clădirilor. Această lucrare își propune să investigheze două sisteme de acoperiș, acoperișul verde și respectiv acoperișul rece, urmărind beneficiile pe termen lung și impactul acestora asupra microclimatului urban.

Cuvinte cheie: Insula de Căldură Urbană, acoperiș verde, acoperiș rece, analiză Life Cycle Costing.

1. INTRODUCERE

Studiul și evaluarea sistemelor de acoperiș concurente sunt necesare pentru stabilirea strategiilor de diminuare a efectelor negative produse de fenomenul Insulei de Căldură, pentru studiul calității mediului interior și pentru evacuarea apelor meteorice. Fenomenul Insulei de Căldură Urbană (ICU) se caracterizează prin temperaturile semnificativ ridicate ale mediului urban față de cel rural și prin valorile ridicate ale temperaturilor de suprafață înregistrate de țesutul urban. În afară de implicații asupra poluării aerului și riscului asociat cu rata morbidității și mortalității, aceste valori ale temperaturilor de suprafață reflectă intensificarea disconfortului termic. Degajul de căldură antropică provine din surse convenționale caum ar fi sistemele de răcire/încălzire a aerului interior, industrie, transport, metabolismul oamenilor și animalelor iar transferul termic al acestor surse încălzesc mediul urban. Valori ridicate ale temperaturii aerului exterior conduc la creșterea cererii și utilizării de energie prin funcționare deficitară și randament scăzut a aparatelor de climatizare și ventilare a aerului. Această afirmație este

susținută de Xu și colab.(2011) care au estimat un surplus de consum al sistemului de aer condiționat de 500MW pentru o modificare de 1°C a valorii temperaturii aerului.

Date statistice legate de consumul de energie din zonele urbane în urma proceselor de încălzire/răcire a clădirilor evidențiază o creștere semnificativă. Emmanuel (2005) a realizat o comparație a tiparului consumului de energie în trei zone diferite: Sri Lanka, Statele Unite ale Americii și Marea Britanie. Tabelul 1 prezintă valori ridicate pentru sectorul construcțiilor și cel al transporturilor.

Tabel 1. Consumul de energie în Statele Unite ale Americii, Marea Britanie și Sri Lanka, adaptat după Emmanuel M.R. (2005)

Activitate/sector	Consumul de energie (% din totalul necesar al țării)		
	U.S.	U.K.	Sri Lanka
Industrie	41.2	32.0	9.9
Transport	21.0	18.0	16.4
Clădiri	28.0	48.0	67.0
Agricultură/ altele	7.7	2.0	6.7

Tradițional, acoperișul reprezintă elementul de construcție al unei clădiri responsabil de protecția împotriva intemperiilor și radiației solare. Pentru a menține un nivel optim al calității mediului interior acoperișurile clădirilor trebuie să fie izolate astfel încât să prezinte un transfer termic redus și o capacitate ridicată de reflecție a radiației solare. Albedo și proprietățile termice ale țesutului urban (acoperișurile clădirilor, fațadele clădirilor, pavaje, drumuri, etc) sunt legate de proprietățile termice și de reflexie ale materialelor mediului urban. Capacitatea de înmagazinare a căldurii și inerția termică a materialelor de construcție din mediul urban sunt mai mari decât cele ale materialelor naturale folosite în mediul rural. O capacitate mare de înmagazinare a căldurii înseamnă că țesutul urban absoarbe și reține o cantitate mai mare de radiație solară. Albedourile urbane sunt mai mici, în medie, cu 5-10 % decât cele rurale. Acest lucru contribuie la o absorbție mai mare a undelor scurte de radiație solară în zonele urbane.

Această lucrare tratează trei tipuri de sisteme de acoperișuri: acoperișul convențional, acoperișul verde și acoperișul rece sau alb (cool/white roof). Acoperișul verde are trei tipuri de alcătuire, extensiv, semiextensiv și intensiv. Toate cele trei tipuri reduc temperatura mediului interior prin transformarea radiației solare în vapori de apă, proces cunoscut ca evapotranspirație sau degaj latent al căldurii. Acoperișurile reci se realizează prin aplicarea unui strat de vopsea specială de culoare albă peste stratul existent al acoperișului, vopsea cu capacitate ridicată de reflexie a radiației solare.

2. EFECTE ASUPRA CLĂDIRILOR

Din punct de vedere structural, acoperișurile albe sunt recomandate deoarece nu încarcă suplimentar structura unei clădiri. Greutatea stratului de vopsea de 0,5-0,75 milimetri grosime care se aplică pe stratul existent poate fi neglijată. Deoarece procedura de aplicare a stratului de vopsea trebuie repetată o dată la zece ani (efectul variațiilor de temperatură), se va obține o greutate suplimentară, prin urmare va fi necesară înlocuirea sistemului de acoperiș (Gartland 2010). Legat de această problemă, Levinson și colab. (2009), au realizat un studiu de laborator în urma căruia au realizat și produse semnificativ mai închise la culoare dar care păstrează aceleași proprietăți de reflexie a radiației solare.

Saiz și colab. (2006) au prezentat un studiu de caz realizat în Madrid, Spania legat de analiza de tip Life Cycle Assessment (LCA) asupra acoperișurilor convenționale și acoperișurilor verzi. Rezultatele au demonstrat o creștere a încărcărilor de la 81 kN/m² la 89 kN/m² provenită din greutatea acoperișului verde dar portanța structurii nu a fost afectată. Această creștere rezultă din capacitatea acoperișului verde de stocare a apei. Considerând cantitatea de precipitații anuale înregistrate în Madrid, această caracteristică a sistemului de acoperiș poate reduce cantitatea de apă menajeră cu 6420 m³. În analiza LCA s-a exclus din bugetul alocat apei această cantitate și s-a obținut pentru acoperișul verde, spre deosebire de acoperișul convențional tip terasă, un procent de 2% reducere a factorului de impact asupra mediului. Acest rezultat se poate obține atât din rezistența termică a straturilor de aer/apă a sistemului de acoperiș verde cât și din tehnologiile de recuperare/economie a apei. O altă analiză în cadrul aceluiași studiu a arătat rezultate promițătoare legate de reducerea efectelor negative ale fenomenului ICU prin înlocuirea tuturor acoperișurilor convenționale din Madrid cu acoperișuri verzi. Analize similare efectuate în Toronto, Canada au demonstrat că se poate obține o reducere a temperaturii de 1°C asupra unei treimi din suprafața orașului dacă 50% din acoperișuri sunt înlocuite cu acoperișuri verzi și dacă măcar 3% din acestea sunt în stadiul de saturație. Similar studiilor realizate în Canada, Saiz a obținut pentru Madrid o reducere de 33% a necesarului de energie consumat de sistemele de ventilare/ climatizare (pentru temperatura aerului exterior mai mare de 23°C), implicit cu o reducere de cinci ori mai mare a factorului de impact asupra mediului.

Acoperișurile verzi extensive au suportul stratului vegetal de 50 până la 150 milimetri grosime, astfel sunt potrivite soluțiilor de retehnologizare a sistemelor de acoperiș dar se recomandă ca suprafața să rămână necirculabilă datorită fragilității rădăcinilor aflate în stratul vegetal. Spre deosebire de sistemul extensiv, învelitoarea de grădină intensivă suportă arbori și plante de dimensiuni mai mari datorită stratului vegetal de grosime mare: 150 - 1200 mm. Structura acestui sistem oferă posibilitatea tratării suprafeței în manieră circulabilă dar trebuie luate în

calcul greutatea acoperișului și eventualele intervenții asupra sistemului structural (Mentes și colab.2005).

Referitor la proprietățile de izolare termică, sistemele verzi formează un strat de izolare prin însăși structura lor constructivă, pe când sistemele de acoperiș convenționale și cele reci necesită asigurarea unui strat suplimentar de izolare termică.

Acoperișurile reci, pe lângă beneficiile legate de consumul de energie, sunt responsabile de asigurarea unui mediu confortabil în anotimpul cald fără folosirea excesivă a unităților de aer condiționat. Această afirmație este susținută de studiile realizate de Gartland (1998) asupra unui cartier de locuințe individuale în Vacaville, California și de către Vincent și Huang (1996) asupra unor locuințe colective din Sacramento. Ambele cercetări au obținut o reducere a temperaturii aerului interior de 6°C (de la 32°C la 26°C) prin modificarea structurii de acoperiș convențional cu o structură specifică acoperișurilor reci.

Un studiu realizat de Weston Design Consultants (2000) a arătat că în perioada caldă în Chicago se poate obține o reducere a consumului de energiei de 6,357kWh pentru 93 m² de acoperiș verde. Și alte studii legate de modelarea efectelor acoperișurilor verzi asupra climatului urban au demonstrat o reducere a temperaturii aerului în mediile urbane de 1-2°C dacă se adoptă acoperișurile verzi: Oberndorfer și colab. (2002), Toronto, Canada (2004). Germania, pionier al tehnologiilor verzi, numără aproximativ 30 de orașe care oferă suport financiar din fondurile statului pentru transformarea acoperișurilor convenționale în acoperișuri verzi. În 2005, Germania înregistra deja o suprafață de 13.000.000 m² de acoperișuri re tehnologizate în acoperișuri verzi. Acest exemplu a fost urmat de Elveția cu 20% din suprafața teraselor clădirilor de locuit și 25% din suprafața spațiilor comerciale transformate în acoperișuri verzi și Franța cu 150.000 m² de acoperiș verde până în 2002.

Tokyo și Singapore sunt două orașe care se confruntă cu temperaturile ridicate înregistrate în ultimii ani, efect al fenomenului ICU. Acest lucru a determinat autoritățile locale în luarea măsurilor specifice de re tehnologizare a acoperișurilor și fațadelor clădirilor în sisteme verzi.

Anglia oferă un exemplu de utilizare a acoperișurilor și fațadelor verzi: BedZed (Beddington Zero Energy Development) este un proiect sustenabil în care s-au implementat cu succes tehnologii verzi în vederea reducerii consumului de apă și energie. Sistemele conțin acoperișuri verzi și panouri solare ce formează grădini etajate care deserveșc apartamentele complexului. Pentru lucrările de întreținere și renovare s-au adoptat anvelopante verzi (Alexandri și colab.2005).

3. EFECTE ASUPRA MICROCLIMATULUI URBAN

Cel mai important factor care influențează microclimatul urban este proprietatea acoperișurilor reci de reflexie a radiației solare printr-o valoare mare a albedo-ului. Acoperișurile reci/albe au în medie o valoare a albedo-ului de 0.7 sau chiar mai mult și sunt esențiale pentru adaptarea la intensificările schimbărilor de climă. În această privință, acoperișurile verzi sunt limitate deoarece prezintă un albedo de doar 0.2.

Acoperișurile reci mențin o temperatură de suprafață scăzută care poate reduce transferul de căldură între clădire și mediul exterior. În unele climate, acest tip de acoperiș poate manifesta efecte negative pe perioada anotimpului rece dar, de obicei, se compensează cu beneficiile din sezonul cald. De asemenea, efectele negative pot fi neglijate dacă sistemul este acoperit de un strat de zăpadă pe timpul iernii (Scherba și colab.2011).

Scherba și colab. (2011) au efectuat un studiu al cărui rezultate demonstrează că acoperișurile convenționale (negre) și cele reci (albe) prezintă un flux negativ pe perioada nopții, în timp ce acoperișurile verzi nu prezintă un astfel de comportament. Acest rezultat se datorează faptului că primele două tipuri de acoperișuri (convențional/negru și rece/alb) ating temperaturi sub valorile temperaturilor aerului ambiant în urma procesului de răcire prin radiație. Acoperișul verde menține o temperatură mai ridicată datorită masei termice și a reducerii factorului SVF (Sky View Factor).

Acoperișurile verzi asigură beneficii estetice și psihologice locuitorilor din mediul urban. Chiar și atunci când acoperișurile verzi prezintă doar valoare estetică și vizuală acestea aduc un aport de relaxare și restaurare care îmbunătățește sănătatea populației. Alte utilizări ale acoperișurilor verzi includ agricultura urbană, absorbția undelor sonore din exteriorul clădirilor și previn transmiterea lor spre interior. Acoperișurile verzi sunt, de obicei, locuite de insecte și păsări, fapt care contribuie la conservarea habitatelor locale (Oberndorfer și colab.2007).

4. ANALIZA LIFE CYCLE COST

În mod normal, un acoperiș convențional trebuie să fie suplimentat cu un strat de protecție o dată la zece ani (1.5 \$ pentru ft²) până când straturile devin prea grele și întregul sistem trebuie înlocuit cu un singur strat de material (3.5 \$ pentru ft²). Un acoperiș rece/alb necesită o operație de revopsire o dată la zece ani (1\$ pentru ft²) și pentru că stratul de vopsea este mai subțire, implicit mai ușor, sistemul necesită o înlocuire totală după o perioadă mai îndelungată de timp decât acoperișul

convențional. După 20 de ani de exploatare, acoperișul rece va înregistra economii legate de costul energiei (0.002\$ - 0.07\$ pentru 1ft²/an) (Gartland 2010).

În ceea ce privește acoperișurile verzi, conform datelor lui Oberndorfer (2007), acesta a estimat costul unui acoperiș verde extensiv cuprins între 10\$ până la 30\$ pe ft² (100\$ - 300\$ pentru 1m²) și costul unui acoperiș verde intensiv cu 20\$ mai mult pe ft² (200\$ pentru 1m²).

Acoperișurile albe reprezintă o tehnologie competitivă acoperișurilor verzi în strategiile de reducere a fenomenului ICU și a temperaturilor de suprafață înregistrate pe acoperișurile clădirilor. Chiar dacă acoperișurile albe presupun costuri minime de instalare, fără întreținere (spălare) regulată, albedo-ul va scădea în urma intemperiei și a murdăriei. Acoperișurile verzi presupun costuri mult mai ridicate de montaj decât cele prezentate anterior dar prezintă o serie de avantaje care justifică investiția: controlul apelor meteorice, extinderea perioadei de întreținere a sistemului, îmbunătățirea calității aerului, protecție ridicată a anvelopantei, biodiversitate urbană, reducerea poluării sonore, crește valoarea investiției și a cadrului construit (Gaffin și colab.2006).

O estimare a consumului de energie a fost realizată de Hillel (1998) care prezintă calcule ale costurilor anuale pentru sisteme de ventilație a aerului în zona metropolitană New York. Calculul cuprinde estimări pentru cele trei tipuri de acoperiș abordate în această lucrare:

- o acoperișuri convenționale/negre cu următoarele valori: albedo $a=0.1$, evapotranspirația $LE=0$, fluxul sensibil de căldură a aerului $A=0.1$ rezultă o estimare de 500 KWH pe m²/an (8.5 miliarde \$ pentru 85.000.000 m² - aria totală a acoperișurilor tip terasă din New York);
- o acoperișuri albe cu următoarele valori: albedo $a=0.7$, evapotranspirația $LE=0.05$, fluxul sensibil de căldură a aerului $A=0.05$ rezultă o estimare de 140 KWH pe m²/an (2.43 miliarde \$ pentru 85.000.000 m² - aria totală a acoperișurilor tip terasă din New York);
- o acoperișuri verzi cu următoarele valori: albedo $a=0.3$, evapotranspirația $LE=0.4$, fluxul sensibil de căldură a aerului $A=0.05$ rezultă o estimare de 140 KWH pe m²/an (2.43 miliarde \$ pentru 85.000.000 m² - aria totală a acoperișurilor tip terasă din New York).

Rezultatele acestui studiu demonstrează similaritatea tipului de acoperiș verde și a celui rece/alb în ceea ce privește bilanțul energetic, cu particularitățile mai sus menționate.

5. ANALIZA LIFE CYCLE ASSESSMENT (ENERGIA ÎNGLOBATĂ)

Scopul analizei LCA este de a compara aspectele de mediu și potențialul impact asociat cu operațiile de construcție, mentenanță și distrugere a deșeurilor unui acoperiș și determinarea abordării optime, cu impact negativ minim.

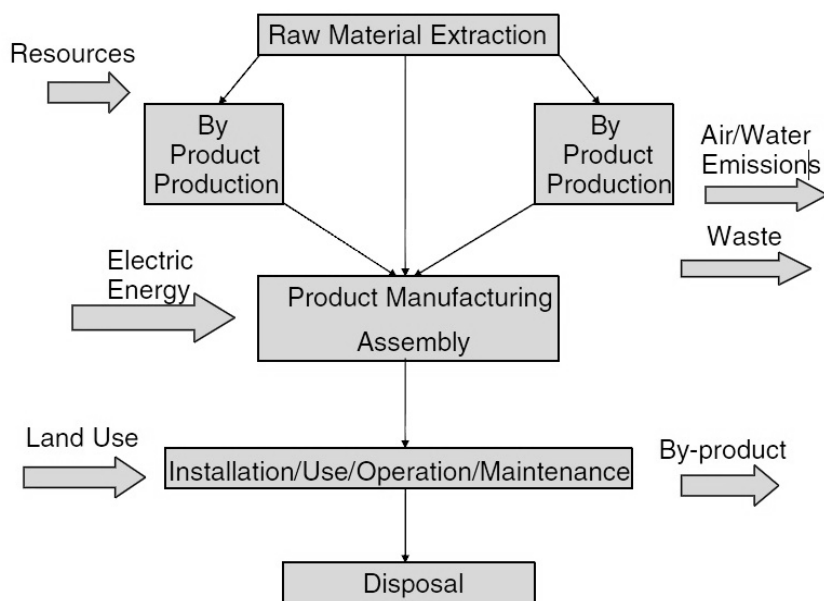


Figura 1. Analiza Life Cycle Assessment (Kosareo and Ries 2006)

Kosareo și Ries (2006) au efectuat o analiză LCA pentru acoperișurile verzi pe un studiu de caz în Pittsburgh, USA. Figura 1 reprezintă schema fluxului de energie, a emisiilor și materialelor (săgețile negre reprezintă prezența unui mijloc de transport) implicate în proces. Materialele folosite pentru realizarea acoperișurilor verzi extensive includ aceleași materiale ca și realizarea unui acoperiș convențional dar cu câteva straturi adiționale de susținere a stratului vegetal, prezentate în tabelele de mai jos. Pentru majoritatea acoperișurilor convenționale s-au folosit materiale locale iar pentru achiziția materialelor suplimentare necesare acoperișului verde extensiv s-au adus materiale din Ohio și North Carolina. Distanțele de transport pentru fiecare tip de acoperiș în parte sunt prezentate în Tabelul 2 (acoperișuri convenționale), Tabelul 3 (acoperișuri verzi extensive) și respectiv Tabelul 4 (acoperișuri verzi intensive). În urma acestui studiu s-a ajuns la următoarea concluzie acoperișul de tip verde intensiv are cel mai mic impact negativ, conform Figurii 2.

Tabel 2. Materiale și distanțe de transport pentru acoperișurile convenționale (Kosareo și Ries 2006)

Element	Material	Mass	Transportation (km)
Structural support membr.	Steel	6.0 mtons	320
Decking	Steel	2.5 mtons	40
Insulation	Polystyrene	2.0 mtons	40
Underlayment	Fiber board	3.5 mtons	25
Membrane	3-ply Polyureth.	2.0 mtons	25
Asphalt	Adhesive	2.0 mtons	25
Ballast	Stone	50.0 mtons	25

Tabel 3. Materiale și distanțe de transport pentru acoperișurile verzi extensive (Kosareo și Ries 2006)

Element	Material	Mass	Transportation (km)
Structural support membr.	Steel	6.0 mtons	320
Decking	Steel	2.5 mtons	40
Insulation	Polystyrene	2.0 mtons	40
Underlayment	Fiber board	3.5 mtons	25
Membrane	Stress Ply EUV	4.5 mtons	780
Asphalt	Adhesive	2.0 mtons	25
Drainage layer	HDPE filter	0.2 mtons	780
Filter fabric	HDPE	0.2 mtons	780
Growing medium	-	15.0mtons	425
Vegetation	-	-	25

Tabel 4. Materiale și distanțe de transport pentru acoperișurile verzi intensive (Kosareo și Ries 2006)

Element	Material	Mass	Transportation (km)
Structural support membr.	Steel	8.0 mtons	320
Decking	Steel	2.5 mtons	40
Insulation	Polystyrene	2.0 mtons	40
Underlayment	Fiber board	3.5 mtons	25
Membrane	Stress Ply EUV	4.5 mtons	780
Asphalt	Adhesive	2.0 mtons	25
Drainage layer	HDPE filter	0.2 mtons	780
Filter fabric	HDPE	0.2 mtons	780
Growing medium	-	130 mtons	425
Vegetation	-	-	25

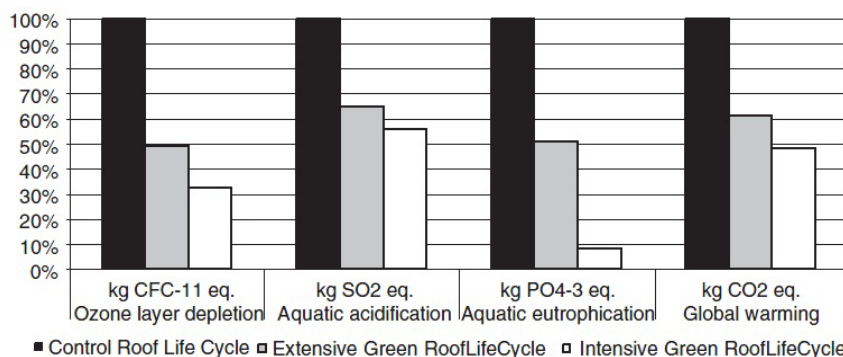


Figura 2. Performanța relativă a celor trei tipuri de acoperiș (Kosareo și Ries 2006)

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Atât acoperișurile verzi cât și cele reci/albe sunt performante în termeni de atenuarea a efectului ICU și de economie a energiei. Deși acoperișurile verzi implică costuri mai ridicate, ele compensează prin amortizarea investiției pe termen lung și de asemenea prezintă avantaje net superioare celor reci/albe. Spre deosebire de straturile vegetale, acoperișurile reci/albe au dezavantajul că nu asigură o izolare termică și necesită intervenții suplimentare dar au o probabilitate ridicată de a evita înmagazinarea căldurii în timpul zilei (elimină degajul latent de căldură pe timpul nopții). Un alt avantaj al acoperișurilor reci/albe este acela privind emisiile gazelor cu efect de seră: o rețehnologizare a unei clădiri cu acest tip de acoperiș poate reduce 11- 12 kgCO₂ pe suprafața clădirii într-un an.

Ambele tipuri de acoperișuri prezintă comportamente similare în ceea ce privește reducerea valorilor de temperatură a aerului. Deși acoperișurile reci/albe au o capacitate ridicată de reflexie a radiației solare și costuri reduse, acoperișurile verzi au dovedit beneficii pe termen lung și emisii reduse de carbon. Estimările actuale prezic o scădere a costurilor legate de acoperișurile verzi care vor deveni economic atractive, mai ales în contextul actual în care prețul energiei crește.

Pe durata acestui studiu s-au observat și alte sisteme sustenabile de acoperiș, cum ar fi combinații ale tipurile prezentate în această lucrare, sisteme care conțin panouri fotovoltaice, apă sau sisteme tip pergolă. Chiar dacă se află într-un stadiu incipient de dezvoltare, asemenea sisteme (inclusiv fațadele verzi) trebuie să cunoască un studiu amănunțit și o diseminare cât mai largă a informațiilor legate de costuri, performanță și tehnologii de realizare.

Bibliografie

1. Alexandri E., Jones P. (2006). Ponds, green roofs, pergolas and high albedo materials; which cooling technique for urban spaces?, Cardiff University, Wales, UK.
2. Emmanuel, M.R. (2005). An Urban Approach to Climate-Sensitive Design; Strategies for the Tropics. Spon Press London, U.K..
3. Gaffin S., Rosenzweig C., Parshall L., Beattie D., Berghage R, O'Keeffe G., Braman D. (2006). Energy balance modeling applied to a comparison of white and green roof cooling efficiency, Columbia University, New York, USA.
4. Gartland L. (2010). Heat Islands. Understanding and mitigating heat in urban areas, ISBN 9781849712989, London, UK.
5. Kosareo L., Ries R. (2006). Comparative environmental life cycle assessment of green roofs, University of Pittsburg, USA.
6. Levinson R., Akbari H., Berdahl P. (2009). A novel technique for the production of the production of cool colored concrete and sphalt shingle roofing products, Lawrence Berkeley National Laboratory, Berkeley USA.
7. Mentens J., Raes D., Hermy M. (2005). Green Roofs as a tool for solving the rain water runoff problem in the urbanized 21st century?, Laboratory for Forest, Nature and Landscape Research, Leuven, Belgium.
8. Oberndorfer E., Lundholm J., Bass B., Coffman R., Doshi H. (2007). Green Roofs as urban ecosystems: ecological structures, functions and services, Ryerson University, Toronto, Canada.
9. Saiz S., Kennedy C., Bass B., Pressnail K. (2006). Comparative life cycle assesment of standard and green roofs, University of Toronto, Ontario, Canada.
10. Scherba A., Sailor J., Rosenstiel N., Wamser C. (2011). Modeling impacts of roof reflectivity integrated photovoltaic panels and green roof systems on sensible heat flux into the urban environment, Portland State University, USA.
11. Vincent B., Huang J., (1996). Analysis of the Energy Performances of Cool Retrofits in Sacramento Public Housing Using Monitored Data and Computer Simulation. Prepared for the California Energy Commission, Sacramento, CA.
12. Xu T., Sathaye J., Akbari H., Garg V., Tetail S. (2011). Quantifying the direct benefits of cool roofs in an urban setting: reduced cooling energy use and lower green house gas emissions, Lawrence Berkely National Laboratory, Berkeley, USA.

Simularea numerică a dispersiei poluanților în bazinul hidrografic Siret

Mănescu Andreea¹, Mihalache Raluca Maria², Alexandrescu Simona Adina³

^{1r} doctorand, Facultatea Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria mediului,
email: manescuandreea_85@gmail.com

^{2 r} doctorand, Facultatea Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria mediului,
email: rmihalacheficiuc@yahoo.com

^{3 r} doctorand, Facultatea Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria mediului,
email: alexandrescuadina@yahoo.com

Rezumat

Lucrarea tratează variația parametrilor fizico-chimici de calitate a apei, pentru a prezenta principalele presiuni existente în bazinul hidrografic Siret. Principalele surse de poluare din bazinul Siret pot fi ierarhizate în funcție de impactul produs asupra receptorului și cuantumul depășirii limitelor prevăzute de Directiva Cadru a Apei (Directiva/2000/60/EC). Propunând o modalitate de utilizare a datelor necesare evaluării surselor poluatoare, s-a realizat un model numeric de analiză și prognoză în vederea stabilirii clasei de calitate a corpurilor de apă. Cu ajutorul modelelor de calcul al propagării poluantului, s-a realizat o simulare a variației concentrației de poluant în diferite scenarii. Rezultatele s-au putut verifica pe baza datelor din teren, a curbelor și diagramelor de restituție rezultate.

Cuvinte cheie: surse de poluare, modelare numerică, dispersia poluanților

1. INTRODUCERE

Calitatea apelor curgătoare este puternic influențată de numeroși agenți poluatori. În vederea stabilirii măsurilor adecvate de protecție și avertizare a poluării apelor de suprafață, trebuie luat în considerare impactul individual al fiecărei surse de poluare din anumite zone sau tronsoane ale cursurilor de apă cât și a receptorilor naturali.

Calitatea apei din sursele de suprafață este afectată negativ prin poluarea indusă în special de activitatea umană. În urma creșterii gradului de poluare, se restrânge capacitatea de utilizare a apelor de suprafață, care ar putea fi folosită în special în scopuri potabile, afectând sănătatea umană cât și echilibrul ecosistemelor acvatice.

Din aceste motive, menținerea calității apei din cursurile de suprafață, în concordanță cu cerințele de protecția mediului este obligatorie, realizându-se prin politici și programe durabile de gospodărire a apelor.

2. METODE ȘI REZULTATE

După stabilirea obiectivelor principale ale programului de monitoring, au fost identificate în linii generale cursurile de apă din bazinul hidrografic Siret ce vor fi investigate (Fig.1), pentru evidențierea unor probleme de amănunt care vor fi luate în considerație la realizarea programului de analiză a corpurilor de apă cum sunt cele legate de delimitarea sistemului (stabilirea granițelor), scara (mărimea spațială) și durata (scara temporală).

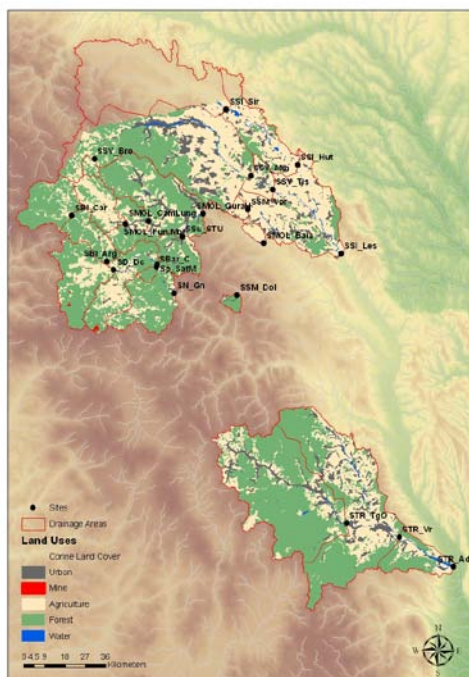


Figura 1- Delimitarea ariei de studiu din bazinul hidrografic Siret cu ajutorul programului GIS

2.1. Aria de studiu

Pentru realizarea hărților GIS de studiu am luat în considerare limitele (granițele) întregului bazin hidrografic în care sunt integrate cursurile de apă din bazinul Siret cât și afluenții acestuia pentru a determina corelațiile cu sursele de sol, industria, agricultura, urbanizarea, exploaterile miniere din zonă în vederea determinării surselor de poluare naturală și artificială prezente în bazin (Fig.2).

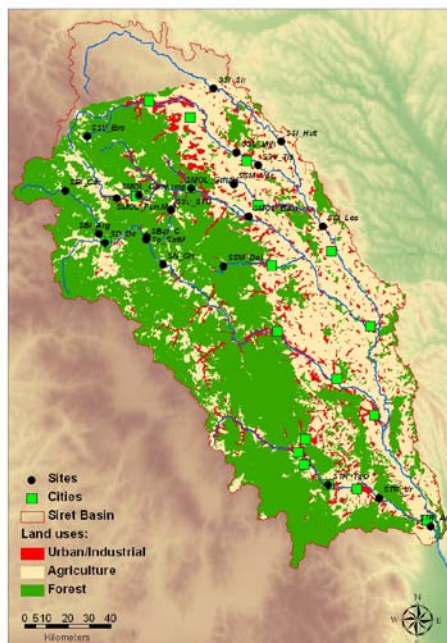


Figura 2- Aria de studiu din bazinul hidrografic Siret în funcție de utilizarea terenurilor

2.2. Date de utilizare a terenurilor

Cu ajutorul Sistemului de Informații Geografice (GIS) se poate determina corelațiilor dintre parametrii de calitatea a apei cu sursele de sol (McDonnell, 2000). În acest context, atenția a fost deseori concentrată pe factorii ce influențează calitatea apelor, cum ar fi agricultura, sivilcultura, mineritul, industria, urbanizarea (Basnyat et, 2000; Manel et, 2000; Prosser et 2001).

Gestionarea datelor geografice pot conduce la realizarea unor modele predictive sau de analiză și de exploatare a datelor pentru determinarea principalei surse de poluare.

Obiectivele au fost de a determina scara de variabilitate a parametrilor fizico-chimici în funcție de utilizarea terenurilor, poziției geografice a bazinului hidrografic Siret, utilizându-se o baza de date recente din surse regionale și naționale (Fig.3).

Toate aceste date de analiză și evaluare pot fi efectuate cu programul Geographical Information System (GIS) software (ESRI ArcMap 8.2).

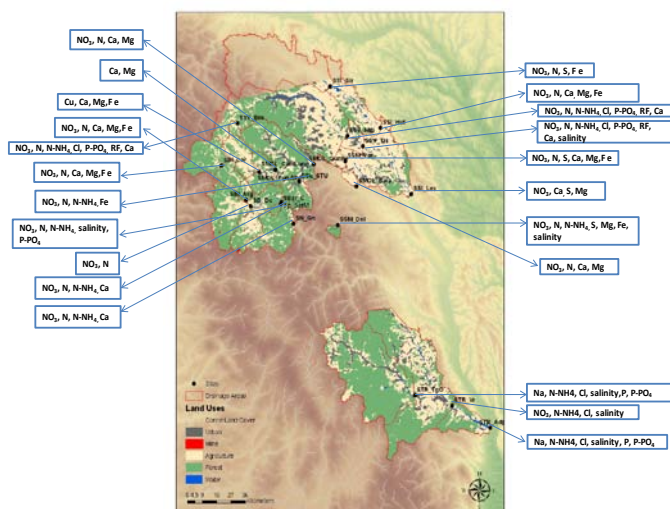


Figura 3- Prezenta parametrilor de calitate a apei ce depășesc valorile limită în secțiunile de control din bazinul hidrografic Siret

Pentru analiza datelor privind calitatea apei au fost monitorizate 22 de secțiuni de control, pe 5 cursuri de râu, afluenții principali ai râului Siret, pe o perioadă de 6 ani 2006-2011. Aceste date au fost preluate din programul de monitorizare al Apelor Regionale Siret (www.apesiret.uvp.ro).

În funcție de caracteristicile lor spațiale de distribuție, sursele de poluare sunt clasificate ca surse punctiforme, surse nepunctuale și surse interne evacuate în râuri. Surse de poluare punctiforme includ în principal apele uzate industriale și menajere din zonele urbane, iar sursele nepunctuale cuprind poluanții din scurgerile de suprafață de pe terenurile agricole, păduri, pajști (Wang ., 2005).

Datele de utilizare a terenurilor au fost obținute de la Corine Land Cover (CLC, 2000). Clasele de utilizare a terenurilor obținute în CLC au fost reclasificate în următoarea categorie: domeniul agricol (AGR), locuințe rurale, agricultură, terenuri; domeniul urban (URB), locuințe urbane, industrie, construcții; domeniul păduri naturale (FOR), păduri, vegetație; domeniul minier (MIN), apă (WAT).

Domeniul urban a fost împărțită, de asemenea, în trei categorii: ape uzate industriale, evacuate și urbane (Tabel 1).

Cod	Descriere	Categorii de utilizare a terenurilor
(URB)	Urban Industrial Ape uzate industriale	1. Aarii artificiale
(MIN)	Industria miniera extractivă Ape de mină	2. Aarii artificiale
(AGR)	Cultivarea terenurilor	3. Terenuri neirigate Terenuri arabile Aarii agricole
(FOR)	Păduri, vegetație naturală	4. Păduri și aarii de vegetație naturală și artificială
(APE)	Cursuri de apă Cursuri de apă sărată naturală	5. Copuri de apă

Tabelul 1- Descrierea datelor de utilizare a terenurilor folosind categoria de analiză Corine Land Cover adaptată pentru bazinul hidrografic Siret

În procesul de poluare, afluenții râului Siret au un rol major în colectarea apelor uzate menajere și industriale și scurgerilor de pe terenurile agricole.

Sursele de poluare ce influențează calitatea apei râului Siret provin din poluările accidentale, folosințele în mod necorespunzător și excesiv a terenurilor agricole. Principalii afluenți ai râului sunt colectori de ape uzate orășenești, aceste influențând în mod negativ starea de calitate a apei.

În procesul de poluare apele reziduale municipale sau provenite din industrie, irigațiile au un rol major în determinarea factorului principal ce influențiază starea de calitate.

2.3. Analiza modelului numeric pentru studiul parametrilor de calitate a apei din B.H. Siret

Ecuția folosită la determinarea dispersiei poluanților în cursurile de apă este prezentată mai jos:

$$\frac{1}{A} \frac{\partial(CA)}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(QC - EA \frac{\partial C}{\partial x} \right) = \sum \varphi(C) + \sum \Phi(C_j) + \frac{C_d q_d}{A} + \frac{C_p Q_p}{A \Delta x} \text{ unde,}$$

$A = A(x, t)$ este suprafața secțiunii vii în secțiunea transversală (m²),

$Q = Q(x, t)$ este debitul curentului în secțiunea transversală (m³s⁻¹),

$E = E(x, t)$ este coeficientul de dispersie masică longitudinală (m²s⁻¹),

$qd = qd(x, t)$ este debitul specific al sursei liniare cu aport de constituent (m²s⁻¹),

$Cd = Cd(x, t)$ este concentrația sursei difuze (mg l⁻¹),

$Qp = Qp(x, t)$ este debitul sursei punctuale cu aport de constituent (m³s⁻¹),

$Cp = Cp(x, t)$ este concentrația sursei punctuale (mg l⁻¹).

Obiectivul acestui studiu de caz este simularea poluanților pe diferite tronsoane de râuri din spațiul bazinului hidrografic Siret.

În acest scop am conceput un program de calcul al dispersiei concentrațiilor de poluanți în timp, pe care l-am intitulat T_P_R (Transportul de Poluanți în Râuri), ce a fost conceput în mediul de programare MATLAB v.7.12. La baza conceperii programului a stat ecuația (1) unidimensională a advecției – dispersiei.

Obiectivul conceperii programului T_P_R, a fost acela de a simula transportul de poluanți pe diferite cursuri de râuri din spațiul bazinului hidrografic Siret, ce are ca scop evaluarea calității cursurilor de apă.

Pentru studiul de caz al râului Siret, tronsonul de râu Siret Lespezi s-a aplicat un model hidrodinamic în sistem uni-dimensional, pentru simularea acestuia s-a folosit programul T_P_R. Scopul acestui studiu de caz este de a observa modificările valorilor concentrațiilor parametrilor fizico- chimici de calitate a apei în timp și a parametrilor numerici și hidraulici.

Dispersia poluantului N-NH₄ pe tronsonul râului Siret, Siret-Lespezi, ales pentru simularea cu programul T_P_R, C_{max}. N-NH₄ = 11,385 mg/l, T = 400 minute.

Transportul Poluantilor in Rauri

Date Amonte		Date Aval	
Debit:	13 (m3/s)	Debit:	36.5 (m3/s)
Viteza apei:	0.7 (m/s)	Viteza apei:	0.97 (m/s)

Timpul de injectie		Lungimea tronsonului	
T:	400 (min)	L:	7000 (m)
delta t:	60 (s)	delta x:	1000 (m)

Date Poluant	
Cmax:	11.385 (mg/l)
Dispersia longitudinală:	10 (m2/s)
Theta:	0.035

Calcul si Afisare

Figura 4- Date de intrare. Simularea cu programul T_P_R, tronsonul râului Siret, Siret-Lespezi, Cmax. N-NH₄ = 11,385mg/l, T= 400 minute

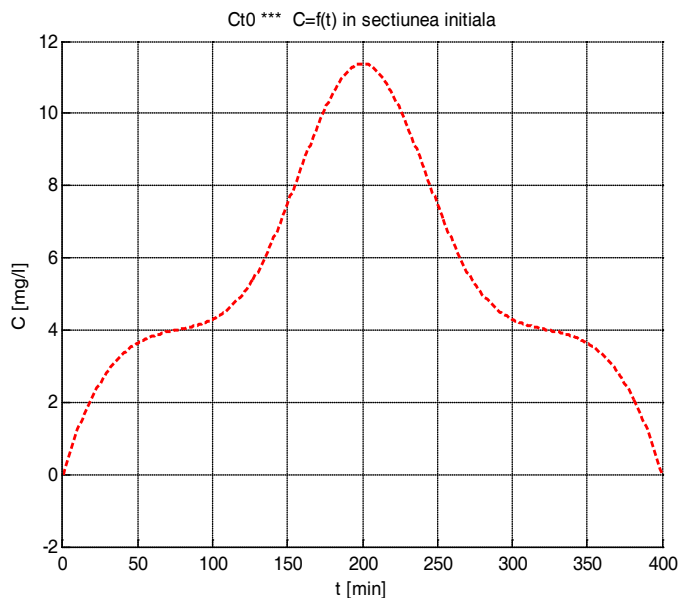


Figura 5- Variația concentrației N-NH₄ în secțiunea inițială (simularea cu programul T_P_R)

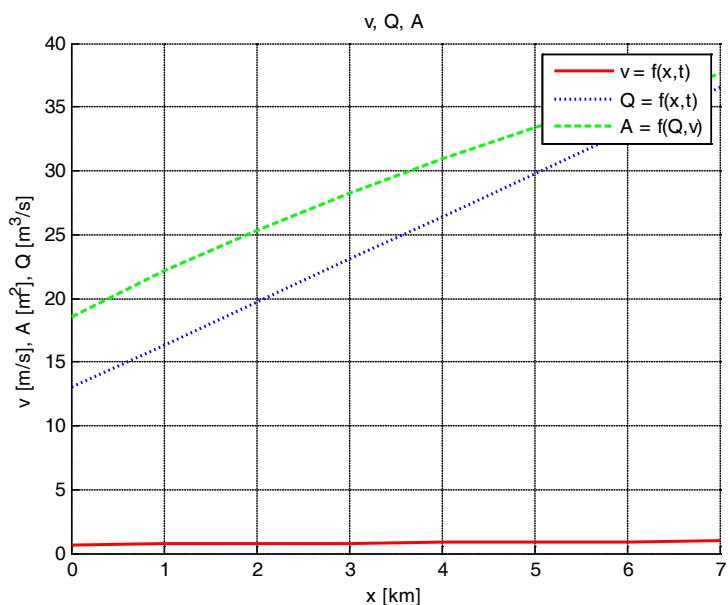


Figura 6- Variația parametrilor hidraulici pe tronsonul simulat Siret-Lespezi(simularea cu programul T_P_R)

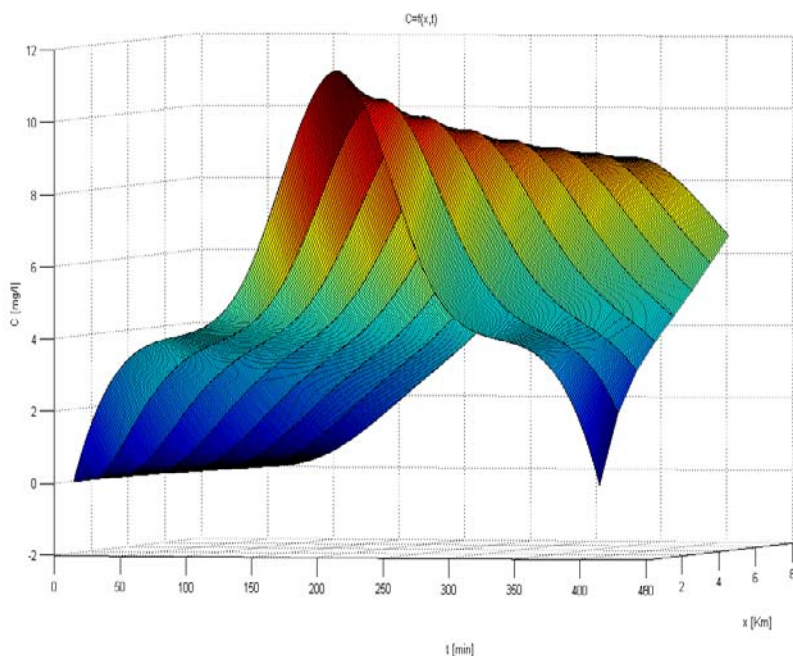


Figura 7- Variația concentrației N-NH4 pe tronsonul simulat Siret-Lespezi (simularea cu programul T_P_R)

3. CONCLUZII

Valoarea concentrației parametrului fizico-chimic N-NH₄ în apele tronsonul râului Siret, Siret-Lespezi, cu o valoare medie de 11,38 5 mg/l a probei prelevate, înscrie acest tronson în clasa a VI-a de calitate, conform Directivei Cadru a Apei 2000/60/EC.

În urma simulării cu programul T_P_R am obținut o valoare maximă de 8,35 mg/l a concentrației parametrului fizico-chimic N-NH₄ în apele tronsonul râului Siret, în secțiunea aval Lespezi, după un timp de transport de 600 de minute.

Bibliografie

1. Basnyat, P., Teeter L.D., Lockaby, B.G., Flynn, K.M., 2000. The use of remote sensing and GIS in watershed level analyses of non point source pollution. *Forest Ecology and Management*, 128, 67-73.
 2. Graf, W.H., 1996. *Hydraulique fluviale*, vol II, Ecoulement non permanent et phenomenes de transport, *Traite de Genie Civile*, de l'Ecole polytechnique federale de Lausanne.
 3. McDonnell, R.A., 2000. Hierarchical modeling of the environmental impacts of river impoundment based on a GIS. *Hydrological Processes*, 14, 2123-2142.
 4. Popa R., 1997. *Modelarea calității apei din râuri*, Editura HGA, București.
 5. Wang, L., 2005. Influences of watershed land use on habitat quality and biotic integrity in Wisconsin streams. *Fisheries* 22, 6-12.
- ***, Directiva 2000/60 pentru stabilirea unui cadru al politicii comunitare în domeniul apelor;
 ***, Gospodărirea apelor pe bazine și spații hidrografice, Sinteză elaborată de INMHGA, 2003.
 *** <http://apesiret.uvp.ro>

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Conceptul de sustenabilitate. Rolul materialelor tradiționale în cadrul dezvoltării sustenabile din sectorul construcțiilor

Sebastian George Maxineasa¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, maxineasa_sebastian_george@yahoo.com

Rezumat

Sectorul construcțiilor este recunoscut ca fiind unul dintre cele mai poluante domenii economice datorită consumului, în cantități însemnate, de materiale și energie neregenerabilă. Pe întreaga perioadă a ciclului de viață, începând cu extragerea materiei prime și finalizând cu demolarea și depozitarea deșeurilor, o construcție are un impact semnificativ asupra mediului înconjurător. Deoarece fabricarea materialelor de construcții reprezintă o fază importantă care are influențe negative asupra mediului, au fost implementate măsuri cu scopul de a reduce amprenta de carbon a acestei industrii.

Lucrarea de față conține prezentarea sintetică a conceptului de sustenabilitate, analizând implicațiile utilizării materialelor de construcții tradiționale în cadrul unei dezvoltări sustenabile în domeniul construcțiilor.

Cuvinte cheie: sectorul construcțiilor, mediul înconjurător, ciclul de viață, dezvoltare sustenabilă.

1. INTRODUCERE

La nivel global sunt folosite anual 150% din resursele pe care Pământul le poate regenera. Dintre toate activitățile economice, sectorul construcțiilor este cel mai mare consumator de materii prime, fiind responsabil de aproximativ 50% din consumul global. Astfel, acest domeniu este considerat ca fiind unul cheie pentru protecția mediului înconjurător și pentru un management sustenabil al resurselor naturale. [1, 2, 3]

Începând cu extracția materiilor prime și terminând cu demolarea și depozitarea deșeurilor, întreg ciclul de viață al unei construcții (Fig. 1.) are un impact negativ asupra mediului înconjurător. O fază importantă din ciclul de viață care are o influență semnificativă asupra mediului este reprezentată de fabricarea materialelor de construcții. Astfel, producătorii de materiale tradiționale pentru construcții au luat o serie de măsuri care au ca scop reducerea amprente de carbon a acestei industrii. O astfel de măsură este realizarea de betoane care să aibă în componența

lor un volum de cenușă de termocentrală sau zburătoare, reducându-se astfel cantitatea de ciment folosită sau mărirea volumului de material reciclat folosit pentru producția oțelului.

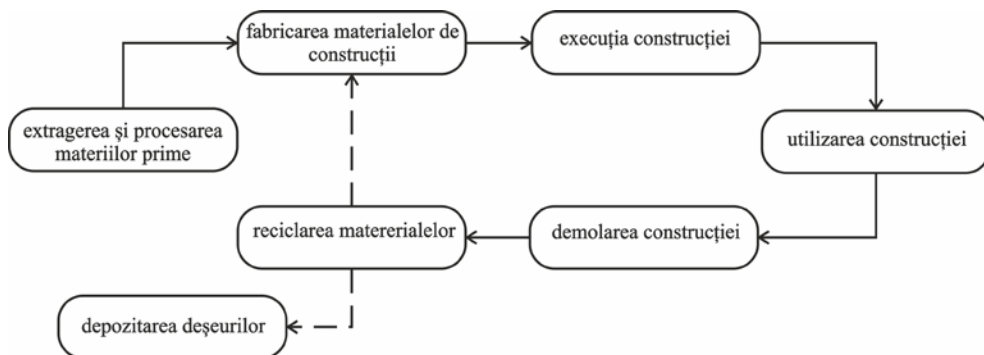


Fig. 1. Ciclul de viață al unei construcții

Inginerii constructorii au un rol important în reducerea impactului negativ pe care construcțiile noi sau existente îl au asupra mediului înconjurător. Astfel, prin folosirea de soluții specifice ingineriei civile, unele aspecte ale conceptului de sustenabilitate pot fi îndeplinite [4].

2. CONCEPTUL DE SUSTENABILITATE

Sustenabilitatea este definită în ISO 15392:2008 [5] ca fiind „o situație care impune ca oamenii să își desfășoare activitățile zilnice într-un mod în care funcțiile ecosistemului Pământ să fie protejate”. Sustenabilitatea reprezintă scopul dezvoltării sustenabile.

Conceptul de dezvoltare sustenabilă a fost inițiat în anul 1972, când un grup de analiști de la Massachusetts Institute of Technology (MIT) au publicat raportul „The Limits to Growth: a Report for Club of Rome’s Project on the Predicament of Mankind”. În raportul comisiei Brundland din anul 1987, dezvoltarea sustenabilă era definită ca „dezvoltarea care urmărește satisfacerea nevoilor generației prezente fără a compromite capacitatea generațiilor viitoare de a-și satisface propriile nevoi”. Această definiție este prezentă și în standardul internațional ISO 15392:2008.

Pentru ca sectorul construcțiilor să fie considerat unul sustenabil, aspectele acestui concept (Fig. 1) trebuie să fie considerate, interpretate și atinse prin intermediul dezvoltării sustenabile. Practic, scopul dezvoltării sustenabile în domeniul construcțiilor este acela ca cerințele esențiale de performanță ale construcțiilor să fie îndeplinite cu un impact minim asupra mediului înconjurător, susținând în același timp îmbunătățirea aspectelor economice și sociale regionale.

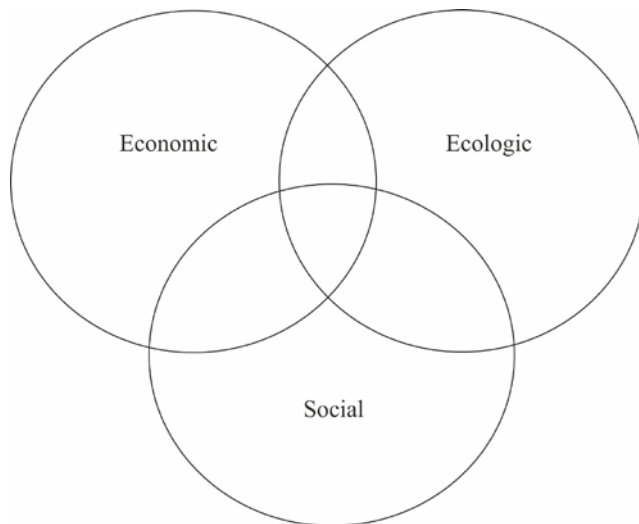


Fig. 2. Aspectele Sustenabilității [5]

Studiile de tip Life Cycle Assessment (LCA) sunt considerate ca fiind cele mai bune instrumente pentru determinarea și interpretarea aspectelor sustenabilității legate de mediul înconjurător în sectorul construcțiilor. Utilizând LCA, întreg ciclul de viață al unui produs poate fi analizat din perspective ecologice și astfel se poate reduce impactul produsului asupra mediului înconjurător. Standardele internaționale ISO 14040:2006 [6] și ISO 14044:2006 [7] definesc LCA ca fiind o „*compilare și evaluare a datelor de intrare, rezultatelor obținute și a impactului potențial asupra mediului înconjurător a unui produs pe întreaga perioadă a ciclului său de viață*” care poate fi folosită pentru „*identificarea oportunităților privind îmbunătățirea performanțelor ecologice a produselor analizate în anumite puncte din ciclul lor de viață; informarea factorilor de decizie din industrie și din organizațiile guvernamentale și non-guvernamentale; selectarea indicatorilor relevanți privind performanțele ecologice*”. Standardul american 2010 California Green Building Standards Code (CALGreen Code) [8], forma revizuită în anul 2012, definește LCA ca „*o tehnică pentru evaluarea consumului de energie și materiale și impactul asupra mediului înconjurător asociat cu întreaga perioadă de viață a unui produs, proces, activitate sau serviciu, inclusiv o clădire întreagă*”. Un studiu LCA este compus din patru faze distincte (Fig. 3.): definirea scopului, colectarea datelor, evaluarea impactului și interpretarea rezultatelor.

În funcție de perioada analizată din ciclul de viață a unui produs, studiile LCA se pot clasifica în:

- Cradle-to-Grave: este evaluată întreaga perioadă de viață a unui produs începând cu extragerea materiei prime (cradle) și finalizând cu depozitarea deșeurilor (grave);

- Cradle-to-Gate: este analizată și evaluată doar perioada de viață cuprinsă între extragerea materiei prime și faza de producere, din ciclul de viață. De exemplu, pentru sectorul construcțiilor acest tip de studiu cuprinde doar fazele de extragere a materiei prime, producerea materialelor de construcții și execuția structurii.
- Cradle-to-Cradle: este un tip de studiu Cradle-to-Grave, în care faza de depozitare a deșeurilor este înlocuită cu faza de reciclare, ca fiind sfârșitul ciclului de viață al unui produs;
- Gate-to-Gate: este evaluată doar o perioadă din ciclul de viață al unui produs. De exemplu, evaluarea impactului asupra mediului înconjurător, a fazei de producere a materialelor de construcții.

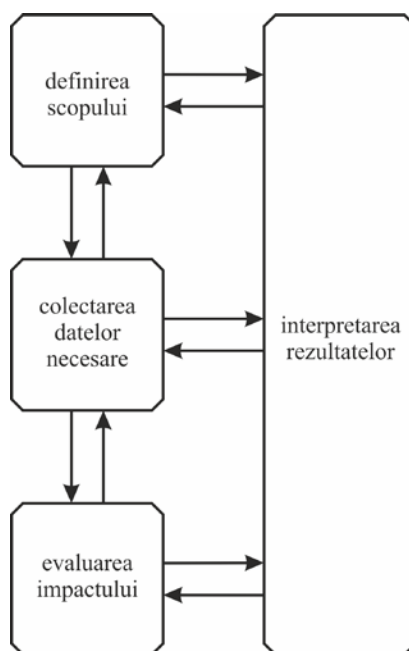


Fig. 3. Fazele unui studiu LCA [6]

Cu ajutorul studiilor de tip LCA, inginerii constructori pot evalua și analiza doar impactul asupra mediului înconjurător al construcțiilor. Pentru evaluarea aspectului economic al conceptului de sustenabilitate în domeniul construcțiilor se pot utiliza studiile de tip Life Cycle Costing (LCC) sau Whole Life Costing (WLC). Folosind aceste două studii putem evalua costurile pentru o perioadă sau pentru tot ciclul de viață al unui produs. Definițiile și metodologiile de calcul pentru aceste studii sunt prezente în standardul internațional ISO/DIS 15686-5 [9].

3. SUSTENABILITATEA MATERIALELOR TRADIȚIONALE DE CONSTRUCȚII

Producătorii materialelor de construcții au făcut eforturi însemnate pentru a reduce amprenta de carbon. Astfel, de-a lungul anilor au fost implementate o serie de măsuri care au avut ca scop reducerea impactului asupra mediului înconjurător a procesului de fabricare a materialelor de construcții.

3.1. Beton

Betonul este cel mai folosit material de construcții la nivel mondial, anual fiind produsă aproximativ o tonă de beton pentru fiecare om. Impactul asupra mediului înconjurător al betonului este influențat în mare măsură de cantitatea de ciment folosită în compoziție. Între anii 1990 și 2005, amprenta de carbon a cimentului s-a dublat. Este estimat că pentru fiecare tonă de ciment fabricată este eliberată în aer o tonă de CO₂. Studii recente au arătat ca faza de fabricare a cimentului este responsabilă pentru 5-7% din tot CO₂ produs la nivel mondial. Astfel, pentru a reduce impactul betonului asupra mediului înconjurător, trebuie redusă cantitatea de ciment folosită.

Producătorii de beton au optat pentru înlocuirea unei cantități de ciment cu materiale complementare ca cenușa zburătoare și zgura de furnal. Prin micșorarea cantității de ciment folosite datorată folosirii acestor subproduse care nu au o amprentă de carbon, impactul betonului asupra mediului înconjurător este micșorat [10, 11].

3.2. Oțel

Spre deosebire de alte materiale de construcții, oțelul poate fi reciclat în proporție de 100%. Acest material poate fi reciclat de mai multe ori fără ca proprietățile mecanice să fie influențate negativ. Folosirea oțelului reciclat și modificarea metodelor de fabricare au dus la o scădere majoră a cantității de CO₂ eliberate în aer și a cantităților de materie primă și energie utilizate. Oțelul folosit în sectorul construcțiilor are o amprentă de carbon mai mică, în comparație cu amprenta de carbon a betonului. Astfel, pentru producerea unei tone de oțel sunt eliberate în aer aproximativ 0,70 tone de CO₂.

În viitorul apropiat, oțelul poate să ajungă un material care are amprentă de carbon zero. Pentru atingerea acestui țel, producătorii trebuie să folosească doar cuptoarele cu arc electric, iar energia necesară pentru fabricarea acestui material să fie obținută doar din surse regenerabile, ca energia solară sau eoliană [11, 12].

3.2. Lemn

Folosirea lemnului ca material de construcție poate avea un impact semnificativ asupra mediului înconjurător. Defrișările masive din ultimii ani au devenit o problemă intens dezbătută la nivel mondial. Una dintre măsurile implementate de procesatorii de lemn care are ca scop reducerea efectelor negative asupra mediului înconjurător, rezultate din folosirea lemnului ca material de construcții, este aceea de a prelucra materialul lemnos provenit din păduri certificate.

Lemnul folosit în construcții este un material care are o cantitate redusă de energie înglobată, considerându-se că are o amprentă de carbon negativă. Aceasta se datorează faptului că un copac absoarbe CO₂ și eliberează O₂ în atmosferă, iar cantitatea de energie necesară procesării elementelor de construcție din lemn este una redusă. Un alt mare avantaj este reprezentat de biodegradabilitatea lemnului. Astfel, din procesul de reciclare al acestui material se poate obține bio-combustibil [11].

3.3. Căramidă

Impactul asupra mediului înconjurător al cărămidilor este influențat în mare măsură de materialele folosite pentru fabricarea lor. Cărămizile obținute prin procedeul de ardere a lutului au o cantitate de energie înglobată de aproximativ trei ori mai mare decât energia înglobată în cărămidile care au în compoziția lor beton (Tabel 1.). Procesul de fabricare a blocurilor ceramice implica un consum mare de energie neregenerabilă pentru ardea lutului. Astfel, acest tip de căramidă are o amprentă de carbon semnificativă. Cărămizile din beton celular autoclavizat (BCA) sau beton celular ușor (BCU) au un impact asupra mediului înconjurător asemănător cu impactul pe care îl are betonul ca material de construcție.

Tabel 1. Energia înglobată în diferite tipuri de cărămizi [11]

Tip căramidă	Cantitatea de energie înglobată [Mbtu/yd ²]
Blocuri ceramice	3,28
Cărămizi din cenușă zburătoare	0,492
BCA/BCU	0,946

Pentru a reduce impactul pe care cărămidile din argilă arsă îl au asupra mediului înconjurător, producătorii au dezvoltat un nou produs în care cenușa zburătoare este componentul principal. Cantitatea de energie înglobată în cărămidile realizate din cenușă zburătoare este mult mai mică în comparație cu energia înglobată în

blocurile ceramice, iar proprietățile mecanice ale celor două tipuri de cărămizi sunt asemănătoare [11].

4. CONCLUZII

Sectorul construcțiilor este unul cheie în economia națională a fiecărei țări. În acest domeniu sunt consumate cantități semnificative de materii prime și de energie neregenerabilă. Astfel, implementarea aspectelor conceptului de sustenabilitate (aspecte economice, sociale și de mediu) în sectorul construcțiilor prin dezvoltarea sustenabilă a acestui domeniu a devenit o preocupare la nivel mondial. Prin folosirea studiilor de tip LCA sau LCC, efectele negative asupra mediului, respectiv aspectele economice ale ciclului de viață a unei construcții pot fi analizate și optimizate.

Fabricarea materialelor de construcții reprezintă o fază importantă din ciclul de viață a unei structuri, fază care are un impact semnificativ asupra mediului înconjurător. Așadar, producătorii materialelor de construcții tradiționale au făcut eforturi însemnate pentru reducerea amprente de carbon și a cantității de energie înglobate în aceste materiale.

Bibliografie

- [1] Ewing B., Goldfinger S., Wackernagel M., Stechbart M., Rizk S.M., Reed A., Kitzes J., *The ecological foot print atlas 2008*, Global Footprint Network, Research and Standards Department, Oakland 2008.
- [2] Messari-Becker L., Bollinger K., Grohmann M., *Life-cycle assessment as a planning tool for sustainable buildings*. Din: Strauss A., Frangopol D.M., Bergmeister K. (Eds.), *Life-cycle and sustainability of civil infrastructure systems*. Proceedings Of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012), Taipei, Taiwan, 2012, 1558-1562.
- [3] Pacheco-Torgal F., Labrincha J.A., *The future of construction materials research and the seventh UN Millennium. Development goal: A few insights*, Constr. a. Build. Mater., 40, 729-737 (2012).
- [4] Taranu N., Oprisan G., Entuc I., Budescu M., Munteanu V., Taranu G., *Composite and hybrid solutions for sustainable development in civil engineering*, Environ. Eng. a. Manage. J., Vol. 11, No. 4, 783-793 (2012).
- [5] ISO 15392:2008(E), *Sustainability in building construction – General principles*.
- [6] ISO 14040:2006(E), *Environmental management–Life cycle assessment–Principles and framework*.
- [7] ISO 14044:2006(E), *Environmental management–Life cycle assessment–Requirements and guidelines*.
- [8] California Building Standards Commission, 2010. *California Green Building Standards Code: California Code of regulation, Title 24, Part 11*, revised edition 2012.
- [9] ISO/DIS 15689-5, *Buildings and constructed assets – Service life planning – Part 5: Life cycle costing*.

- [10] Van den Heede P., De Belie N., *Environmental impact and life cycle assessment (LCA) of traditional and 'green' concretes: Literature review and theoretical calculations*, Cem.&Concr. Compos., 34, 431-442 (2012).
- [11] Estrada H., Borja D.H., Lee L., *Sustainability in infrastructure design*. In: Jain R., Lee L. (Eds), *Fiber reinforced polymer (FRP) composites for infrastructure applications*, Springer, Dordrecht, Netherlands, 2012.
- [12] American Institute of Steel Construction (AISC), 2011, *The sustainable aspects of structural steel*.

Aspecte generale ale vulnerabilității, hazardului și riscului seismic

Mihai Mihăiță¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, mh_mht@yahoo.com

Rezumat

Seismicitatea indică frecvența și intensitatea cutremurelor și reprezintă o caracteristică fizică a unui amplasament. Atribuind valori probabilității de apariție a unui eveniment seismic de o magnitudine dată într-un anumit interval de timp se poate evalua hazardul seismic.

Consecințele cutremurelor depind, printre altele, de răspunsul structurii la acțiuni seismice cu caracteristici date. Potențialul de avariere al unei structuri definește vulnerabilitatea structurii.

O mărime ce caracterizează efectul cumulat al vulnerabilității și hazardului seismic este riscul seismic.

Lucrarea de față prezintă noțiuni generale privitoare la vulnerabilitatea, hazardul și riscul seismic, incertitudinile – inerent asociate precum și modalități de exprimare din punct de vedere matematic a acestora.

Cuvinte cheie: vulnerabilitate, hazard, risc, incertitudine.

1. INTRODUCERE

În ultimele decenii ingineria sistemelor structurale a cunoscut progrese semnificative, fapt ce a determinat modificări corespunzătoare atât în conceptele de bază privind evaluarea siguranței, cât și în prescripțiile de calcul ale construcțiilor. A devenit imperios necesar studiul nivelului de asigurare a structurilor existente, proiectate și realizate după vechile concepte și norme de calcul, în raport cu prescripțiile actuale și a stabili, pe această bază, măsurile de intervenție necesare și durata de menținere în exploatare.

Literatura de specialitate din domeniul ingineriei seismice prezintă analizei ce folosesc modele de vulnerabilitate seismică pentru evaluarea riscului în acele zone care au posibilitatea ridicată de producere a cutremurelor [1] [2] .

2. VULNERABILITATEA

Vulnerabilitatea poate fi definită ca fiind gradul de avariere al unui element structural expus riscului seismic sau al unui ansamblu de astfel de elemente sub acțiunea unor cutremure cu caracteristici date. Vulnerabilitatea măsoară probabilitatea, raportată la criterii economice și sociale, de atingere sau depășire a unei valori date a avariilor, pentru un amplasament considerat cât și pentru o durată de expunere presupusă[3].

Factorii care determină vulnerabilitatea depind de modul de cedare al structurii la o acțiune seismică ce are ca efect pierderea funcționalității sau declanșarea unor cedări în lanț a elementelor structurale. Astfel, structurile de rezistență pot ceda prin depășirea rezistenței sau prin pierderea stabilității. De asemenea cedările pot avea un caracter fragil sau ductil de cedare.

Pe plan mondial conceptul de vulnerabilitate seismică este recunoscut și utilizat pe scară largă atât în domeniul cercetării cât și cazul implementărilor sale practice [4] [5].

În cazul structurilor nedegradate, distribuția post-eveniment a avariilor este condiționată numai de intensitatea seismică, însă în cazul structurilor degradate inițial, distribuția post-eveniment a avariilor este condiționată de intensitatea seismică dar și de stadiul inițial al degradărilor. În analiza vulnerabilității structurilor degradate se pune problema identificării severității degradărilor apărute anterior seismului. Aceasta presupune incertitudini care necesită la rândul lor utilizarea mijloacelor probabilistice.

Multitudinea de factori care intră în analiza vulnerabilității seismice, cât și variabilitatea lor, duc la un grad ridicat de incertitudine și la imposibilitatea de a efectua analize deterministe corecte. Aplicându-se metode probabilistice privind comportarea structurală, vulnerabilitatea unei structuri poate fi reprezentată printr-o distribuție (probabilistică sau statistică) a avariilor provocate de cutremur.

În 1982 Sandi [6], a clasificat vulnerabilitatea seismică în vulnerabilitatea observată și vulnerabilitatea prezisă.

Vulnerabilitatea observată este reprezentată grafic printr-un sistem de histograme ce reprezintă gradele de avariere, ca urmare a unei acțiuni seismice. Pentru o analiză coerentă, vulnerabilitatea observată se raportează întotdeauna la o clasă de structuri cu caracteristici specifice. Din punct de vedere al predicției, vulnerabilitatea reprezintă o clasă de distribuții funcție de gradele de avariere raportate la un parametru, de regulă parametrul care caracterizează intensitatea seismică.

În calculul *vulnerabilității prezise* pentru o clasă de structuri (de același tip), în proiectare, se utilizează ca reper un singur eveniment seismic major pentru un

interval de timp T , în timp ce riscul calculat pentru aceeași clasă de structuri se analizează pentru mai multe evenimente succesive de acțiuni seismice pentru același interval de timp T .

3. HAZARDUL

Hazardul reprezintă posibilitatea de apariție a unui eveniment potențial distructiv într-o zonă definită și un interval de timp dat (inundații, mișcări seismice, explozii etc.). Măsura de anticipare a hazardului este dată de probabilitatea de depășire a unui parametru și se determină pe baza funcțiilor de distribuție probabilistică [7].

Pe teritoriul României, cel mai ridicat nivel al hazardului seismic se regăsește în zona de curbură a Carpaților Orientali, zonă generatoare de cutremure puternice, de adâncime intermediară, ce pot afecta o arie mare din Europa Centrală.

Hazardul este diferit de potențialele fenomene naturale care pot aduce pagube sau pierderi de vieți omenești și este cuantificat de probabilitatea ca anumiți parametri care definesc un fenomen să fie depășiți la un moment dat sau într-un interval de timp dat.

Analizele de hazard seismic urmăresc estimarea parametrilor mișcărilor seismice într-un amplasament dat.

4. RISCUL SEISMIC

Conceptul de risc seismic reprezintă convoluția hazardului și a vulnerabilității și descrie daunele potențiale ca urmare a unei acțiuni. Acest concept este direct legat de factori și ipoteze cu caracter defavorabil [8]. Acumularea de date privitoare la risc a ridicat gradul de cunoaștere al acestuia și a îmbunătățit posibilitatea de evaluare a acestuia. Analizele de risc seismic sunt limitate de predicțiile deterministe a evenimentelor seismice – utilizate ca modele în calculul vulnerabilității elementelor supuse riscului. În același timp riscul seismic este în directă legătură și cu performanțele structurale ale clădirii.

Riscul seismic (RS) se definește prin gradul de avariere la un eveniment particular „ i ” cu probabilitatea de apariție H_i , adică:

$$(RS)_i = V \times H_i \quad (1)$$

Hazardul, vulnerabilitatea și riscul seismic sunt într-o permanentă relație de interdependență, așa cum este prezentat și în Figura 1.

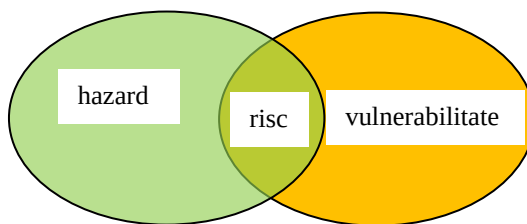


Figura 1. Relația dintre vulnerabilitate, hazard și risc seismic

5. INCERTITUDINEA

Caracterul analizelor de vulnerabilitate/hazard/risc seismic implică intrinsec, într-o măsură mai mare sau mai mică, o doză de incertitudine. Incertitudinea este o caracteristică obiectivă a cunoașterii și în general caracterizează cantitatea și calitatea informației.

Ca exemplu, proprietățile fizice și mecanice ale materialelor sunt determinate prin metode convenționale și, fiind realizate în condiții diferite de cele din natură, sunt pasibile de erori.

Relațiile dintre diferiți parametri sunt obținute empiric, prin observații și măsurători realizate in-situ, ulterior făcându-se diverse corelații matematice. În concluzie cunoașterea poate fi numai statistică și permite determinarea unor caracteristici statistice ale parametrilor: valori medii, probabilitate de depășire a unei valori date, intervale de încredere etc.

Măsura incertitudinii este probabilitatea de depășire sau nedepășire a unei valori limită sau probabilitatea de apariție a acesteia într-un interval dat.

Conform Vulpe și Cărașu [9] analiza siguranței/evaluarea construcțiilor cu metode probabilistice au ca principale surse generatoare de incertitudini următoarele patru cauze majore:

- *variabilitatea inherentă* – se referă la caracteristicile structurii, materialele utilizate și proprietățile acestora, geometria structurii, factorii de mediu, etc.;
- *erorile de estimare* – se referă la o bază statistică săracă în informații dar și la estimări insuficiente privind parametrii modelelor probabilistice;
- *imperfecțiunea modelului* – se referă la faptul că modelele utilizate pot fi mult prea teoretice pentru redarea fenomenului real sau sunt utilizate unele modele mult prea simplificate;

- *erorile umane* – se referă la erorile ce apar atât în fazele de proiectare cât și în cele execuție.

Din cele enumerate mai sus se observă că sursele majore generatoare de incertitudini sunt direct legate de cantitatea și calitatea informațiilor avute la dispoziție. Acest aspect conduce la crearea conceptului „de stare a cunoștințelor” ce reprezintă totalitatea informațiilor statistice variabile și modele mecanice și probabiliste împreună cu erorile acestora.

Una din cele mai utilizate metode numerice utilizate în evaluarea a „n” puncte într-un spațiu „m”-dimensional, pentru obținerea unei soluții aproximative este Metoda Monte Carlo.

6. METODA MONTE CARLO

În țara noastră, în domeniul construcțiilor, această metodă a fost utilizată în vederea analizării problemelor stocastice și a condițiilor de risc [6].

O caracteristică importantă a metodei Monte Carlo este faptul că permite estimări la care eroarea absolută descrește cu $n^{-1/2}$ în comparație cu celelalte aproximări care au erori ce descreșc cu $n^{-1/m}$.

Referitor la timpul de lucru al acestei metode, s-a constatat că acesta crește polinomial cu numărul de variabile „m” în comparație cu alte metode la care timpul de lucru crește exponențial în raport cu „m”.

Această metodă, analizează valorile variabilelor necunoscute, dar care pot fi descrise cu ajutorul distribuțiilor de probabilitate, purtând astfel denumirea de variabile stocastice.

Pentru a descrie variabilitatea unei variabile sunt generate toate valorile pe care le poate lua pe baza distribuției de probabilitate. Modul de obținere a acestor probabilități se realizează prin două metode:

- *metoda subiectivă* – probabilitatea evenimentului are loc pe intervalul $[0,1]$;
- *metoda obiectivă* – utilizează datele statistice sau pe cele obținute prin măsuri directe a valorilor pe care le poate lua o mărime stocastică.

6.1. Modelarea matematică a variabilelor probabiliste

Modelarea matematică reprezintă totalitatea metodelor cu ajutorul cărora sunt studiate procese și fenomene reale prin substituirea obiectului real al cercetării cu un model matematic. În vederea construirii unui model cât mai apropiat de cel real,

În prima etapă, sunt alese variabilele reprezentative pentru modelul real. În același timp trebuie evidențiate și relațiile dintre variabile.

În procesul de modelare matematică a unui sistem anumite variabile cunoscute corespund variabilelor de intrare în timp ce altele, necunoscute, corespund variabile de ieșire. Scopul modelului matematic este acela de a crea legătura dintre variabilele de intrare și cele de ieșire. Astfel de modele sunt cunoscute ca fiind modele de simulare și sunt utilizate cu scopul reproducerii rezultatelor experimentale.

6.2. Clasificarea modelelor de simulare

Modele statice – nu iau în mod explicit în considerare variabila timp.

Modele deterministe – variabilele nu sunt aleatoare, iar soluțiile se obțin pe cale analitică.

Modele stocastice –sunt modele cu variabile de intrare aleatoare, caracteristica acestora fiind dată de funcția de densitate. Variabilele de ieșirile sunt și ele aleatoare. La baza modelului stocastic stă conceptul conform cărui evenimentele nu se produc cu certitudine ci cu o anumită probabilitate.

Modele discrete – în cadrul acestor modele schimbările stărilor variabile au loc la anumite momente.

Modele continue – schimbarea stărilor variabile se produce în mod continuu.

4. CONCLUZII

Lucrarea de față prezintă, sumar, concepte generale legate de vulnerabilitatea, hazardul și riscul seismic. Sunt încorporate, de asemenea noțiuni legate de incertitudini și metode matematice de abordare a acestora. Introducerea conceptului de incertitudine este justificată de natura analizelor de risc seismic – analize intrinsec probabiliste.

Chiar dacă fundamental diferite, noțiunile de vulnerabilitate, hazard și risc seismic trebuie să stea la baza oricărei decizii legate de reabilitarea structurilor precum și de intervenția post-seism.

Bibliografie

1. Lungu, D., Aldea, A., Arion, C., *Romania's Seismicity And Seismic Hazard: From Historical Records To Design Codes*, Harmonization of Seismic Hazard in Vrancea Zone, NATO Science for Peace and Security Series C: Environmental Security 2009, pp 1-16;

- 2 . Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A. H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., Pujades, L. G., *Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol 8, Pp. 201-229, 2010;
3. Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bomme, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H., *Development Of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over The Past 30 Years*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, Pp. 75-104, 2006;
4. K. Lang, Bachmann, H., *On the Seismic Vulnerability of Existing Buildings: A Case Study of the City of Basel*, Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1, pp. 43-66, 2004;
5. Erdik, M., *Earthquake Vulnerability of Buildings and a Mitigation Strategy: Case of Istanbul*, WBI. Workshop, Istanbul, 2003;
6. Sandi H., *Seismic vulnerability and seismic intensity*, Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Athens, Vol. 2, 431, 1982;
7. Gupta, I.D., *The State Of The Art In Seismic Hazard Analysis*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 428, Vol. 39, No. 4, Pp. 311-346, 2002,
8. Cornell, C.A., *Engineering Seismic Risk Analysis*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5, Pp. 1583-1606, 1968
9. Vulpe, A., Cărașu, A., *Evaluarea fragilității structurilor în analiza probabilistică a riscului seismic*, Lucrările simpozionului: Metode actuale de analiză a structurilor din regiuni seismice, Iași, 1987;

Transformări de cote pentru determinarea gridului de interpolare pentru zona Municipiului Iași

Mihalache Raluca Maria

doctorand, Facultatea de Hidrotehnică, Geodezie și Ingineria mediului, Iași, email:
rmihalacheficiuc@yahoo.com

Rezumat

Sistemul oficial de altitudini în România este sistemul de altitudini normale "zero Marea Neagră – 1975". Fondat după modelul lui Molodenski din 1945, acest sistem folosește ca suprafață de referință cvasigeoidul, construit în raport cu elipsoidul pe baza mărimilor anomaliei altitudinii în punct. Transformarea unitară între sistemul de altitudini elipsoidal și cel normal este asigurată la nivel național prin programul "TransDatum", elaborat de către ANCPI. Pentru o precizie superioară specifică domeniului urban, în cadrul municipiului Iași, se prezintă un procedeu de transformare utilizând un grid de distorsiuni, pe baza măsurărilor GNSS și a datelor din nivelmentul geometric de stat.

Cuvinte cheie: altitudini, interpolate, grid, transformare

1. INTRODUCERE

Tendința folosirii sistemelor de poziționare prin satelit și a sistemelor globale de cartografiere prin satelit poate să introducă dificultăți practice serioase dacă rezultatele trebuie să fie raportate la hărțile sau la datele digitale vechi.

La nivel național, se creează nevoia unui proces consistent și riguros de transformare pentru organizațiile implicate în colectarea, managementul, întreținerea și distribuirea datelor. Această problemă există în special pentru cei care lucrează cu date compilate.

Un procedeu tehnic consistent pentru transformarea datelor compilate dintr-un datum în altul trebuie să mențină integritatea și topologia setului de date existent și să asigure rezultate de transformare identice indiferent de cine execută această transformare.

Un model de transformare a cordonatelor dintr-un datum în altul, adoptat ca standard internațional, ar trebuie să îndeplinească patru criterii:

- Simplitate- să faciliteze înțelegerea și adoptarea lui de către utilizatori;
- Eficiență –să minimizeze timpul și cerințele de calcul;

- Unicitate- să asigure existența unei singure soluții;
- Rigoare- să furnizeze cel mai bun rezultat posibil de transformare.

Realizarea unui model complex de transformare pe baza unei rețele regulate (grid) de interpolare este o practică convenabilă și larg acceptată care îndeplinește primele trei criterii. Rigurozitatea transformării este la fel de importantă ca și celelalte criterii și are ca deziderate să mențină acuratețea și integritatea informațiilor originale și totodată să elimine distorsiunea din datele originale îmbunătățind acuratețea spațială a noilor date printr-un proces de transformare adecvat.

2. CONSIDERAȚII TERORETICE

Determinarea componentelor necunoscute în punctul P se face folosind componentele de transformare deja determinate anterior în patru noduri înconjurătoare ale gridului. Pentru a calcula componentele de transformare la punctul P, este folosită metoda biliniară de interpolare.

De exemplu, pentru a calcula componenta de latitudine la punctul P ($\delta\Phi_P$) (fig. 1) se utilizează următoarele relații:

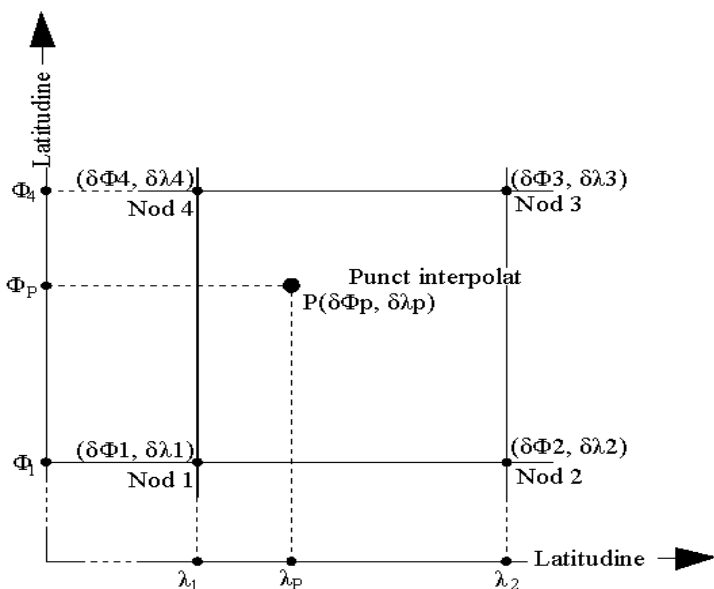


Fig. 1 Principiul de transformare pe baza unui gri

$$\delta\Phi_p = a_0 + a_1X + a_2Y + a_3XY$$

unde:

$$a_0 = \delta\Phi_1, \quad a_1 = \delta\Phi_2 - \delta\Phi_1,$$

$$a_2 = \delta\Phi_4 - \delta\Phi_1, \quad a_3 = \delta\Phi_1 + \delta\Phi_3 - \delta\Phi_2 - \delta\Phi_4$$

$$X = (\lambda_p - \lambda_1) / (\lambda_2 - \lambda_1)$$

$$Y = (\Phi_p - \Phi_1) / (\Phi_4 - \Phi_1)$$

Pentru a calcula componenta de transformare pe longitudine la P ($\delta\lambda_p$), termenii $\delta\Phi$ în ecuațiile de mai sus sunt pur și simplu în locuți cu componentele corespondente $\delta\lambda$ din nodurile gridului.

3. METODE ȘI ALGORITMI

În cadrul etapei de introducere a cadastrului general pe teritoriul Municipiului Iași, s-a proiectat și realizat o rețea geodezică de sprijin prin tehnologia GNSS, constând dintr-un număr de 84 puncte de îndesire, distribuite uniform pe întreaga suprafață a orașului (*figura 2*). Acestea au fost proiectate sub forma unor baze de sprijin pentru dezvoltarea drumuirilor poligonometrice ulterioare, fiind situate două câte două, la distanțe apropiate de până la 200 metri. Rețeaua a fost determinată în sistemul WGS-84 la nivelul anului 2005. În anul 2010, o parte din punctele rețelei de bază au fost redeterminate în sistemul ETRS-89, devenit oficial în România din anul 2009, astfel că toate coordonatele punctelor rețelei au fost transformate în datumul european cu o precizie sub centimetrică (*Chirilă, Mihalache, 2011*). Prin această transformare s-a obținut un set de date care conține altitudinile elipsoidale ale punctelor rețelei în sistemul ETRS-89. Datorită întinderii relativ mici a rețelei de aproximativ 600 kmp, precizia inițială de determinare a altitudinilor elipsoidale se încadrează, în general, în intervalul 2-3 cm. (*Chirilă, Mănușă, 2006*).

După încheierea execuției drumuirilor poligonometrice, s-a proiectat o rețea de nivelment geometric de precizie, care să conțină punctele rețelei planimetrice și deci implicit și cele din rețeaua geo-spațială a municipiului Iași. Determinările au

avut la bază reperi de ordinul I din rețeaua de nivelment de stat, astfel că în urma prelucrărilor geodezice, au rezultat altitudinile normale în sistemul național "Marea Neagră - 1975". În urma campaniei de măsurători au rezultat un număr de 37 de poligoane care au însumat 145 Km, statistica neînchiderilor evidențiind o precizie superioară celei obținută prin tehnologia GNSS, de ordin milimetric (Sălceanu, 2009).

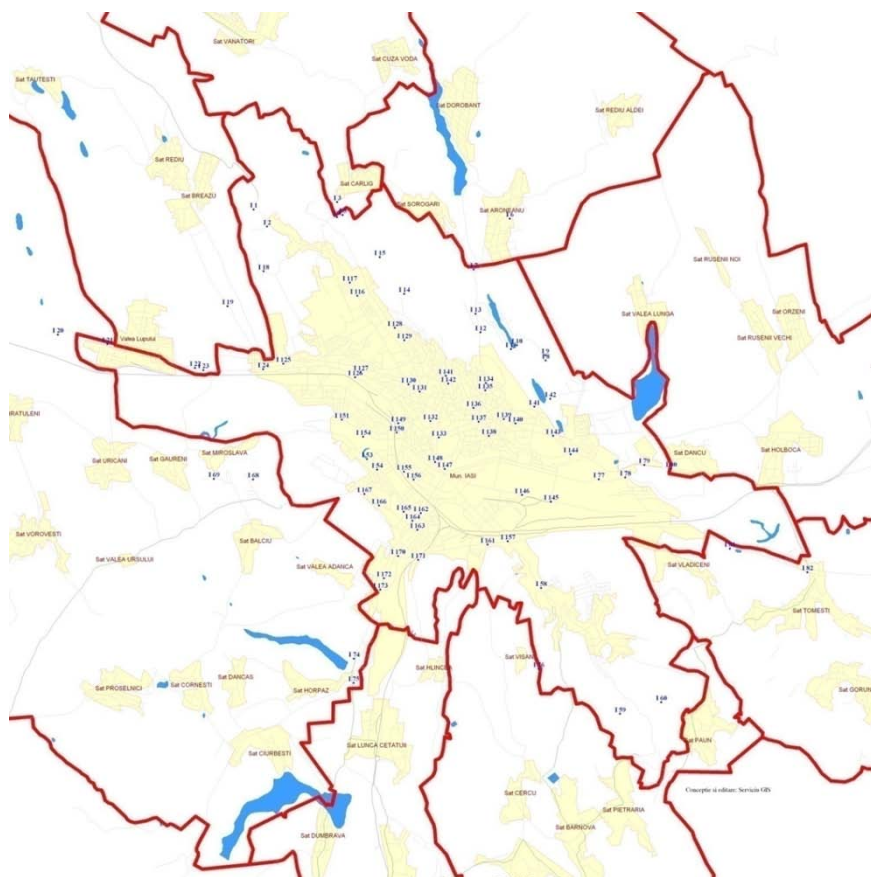


Figura 2 – Rețeaua geodezică de sprijin GNSS a municipiului Iași

Modelele globale ale cvasigeoidului au o acuratețe de câțiva decimetri. În cazul folosirii modelelor regionale și locale se pot obține erori medii pătratice ale diferențelor în comparație cu rețelele GNSS sau de nivelment geometric de ordinul centimetrelor pe distanțe de câteva sute de kilometri (Torge, 2001).

Pentru zonă urbană analizată cu dezvoltare de câteva zeci de kilometri, lipsa unui model regional / local al cvasigeoidului implică determinarea altitudinilor

relaționate la câmpul gravific, prin interpolări între punctele comune ale rețelelor GNSS și de nivelment, în diferite ipoteze de calcul (polinomiale, spline, etc).

Pentru o analiză preliminară a datelor obținute din cele două rețele existente se va proceda mai întâi la o transformare de coordonate în spațiul 1D, pe baza punctelor comune cu altitudini cunoscute în sistem elipsoidal și normal.

Algoritmul de lucru este următorul:

1. Se scrie ecuația de transformare din altitudinea elipsoidală în cea normală pentru un punct comun (i), pe baza coordonatelor rectangulare plane calculate în planul local geodezic al punctului central I132 (Moldoveanu, 2002):

$$H_i^N = H_i^E + dh - y_i da_1 + x_i da_2$$

unde:

dh reprezintă translația între sistemul de cote normal și cel elipsoidal;

da₁ și **da₂** reprezintă unghiurile de translație în jurul axei y (est) și x (nord);

H_i^N și **H_i^E** reprezintă altitudinea normală, respectiv elipsoidală a punctului (i).

2. Se scrie forma liniară a ecuației de corecție:

$$v_i = -dh + y_i da_1 - x_i da_2 + l_i$$

unde

l_i = (**H_i^N** - **H_i^E**) = - **Δζ_i** reprezintă anomalia altitudinii în punct (cu semnul -);

3. Se aplică principiul celor mai mici pătrate, pe baza surplusului de puncte față de minim 3, obținându-se parametri necunoscuți (**dh**, **da₁** și **da₂**)

4. Se calculează eroarea medie pătratică de transformare pentru altitudinea unui punct:

$$s_o = \sqrt{\frac{[vv]}{r - n}}$$

unde **r** reprezintă numărul de puncte comune (71) și **n** numărul parametrilor necunoscuți (3).

Abaterea standard obținută este de 21 cm pentru toate punctele introduse în algoritm. În cazul în care aceste puncte se filtrează se poate obține o eroare mai mică (10 – 16 cm), însă această operație este arbitrară întrucât cauza acestei acestor

erori poate fi variația anomaliilor altitudinii, pe care însuși modelul trebuie să o pună în evidență.

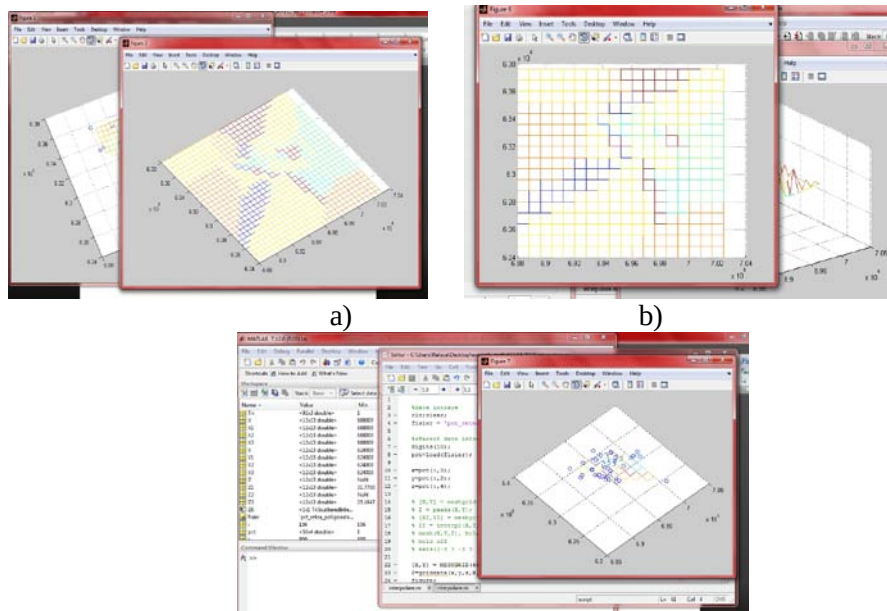
Interpolări pentru calculul anomaliilor altitudinii s-au efectuat și în programul Matlab, folosind pentru mai multe variante de spațiere a gridului, în cazul metodelor de interpolare liniară, interpolare apropiată, cubică.

4. REZULTATE ȘI DISCUȚII

Limbajul de programare MATLAB are predefinit, modul de interpolare prin cele 3 metode astfel încât operaturol trebuie doar să stabilească parametri de interpolare: pasul gridului, raza de interpolare (cercul de acțiune din care se iau în considerare punctele cunoscute folosite pentru determinarea nodurilor gridului).

Rezultatele interpolării punctelor cunoscute se concretizează în alcătuirea unui grid, pentru fiecare metodă în parte, inclusiv pentru fiecare exemplu în parte, fig. 3. a,b,c.

De asemenea, se poate face o comparație, între metodele de interpolare, din punct de vedere al preciziei de obținere al coordonatelor nodurilor gridului, folosind punctele de control, figura 4 și tabelele 1, 2.



c) Fig.3. Gridul de interpolare, cu pasul 500m a), 800m b) și 1200m c), obținut prin metoda liniară

Tab. 1 Precizii de determinare a punctelor noi, folosind funcția *Triscatering*

Natural Inter polation (m)	Linear inter polation (m)	Nearest inter polation (m)
-0.095	-0.0949	-0.070
-0.166	-0.162	-0.040
0.220	0.220	0.220
-0.514	-0.570	-0.380
-0.040	-0.038	-0.060
-0.458	-0.460	-0.440
0.038	0.0534	-0.020
-0.023	-0.0193	0.000

Tab. 2 Precizii de determinare a punctelor noi, folosind funcția *Griddata*

Linear inter polation (m)	Nearest inter polation (m)	Cubic (m)
-0.0949	-0.07	-0.102
-0.162	-0.04	-0.094
0.220	0.22	0.220
-0.570	-0.38	-0.568
-0.038	-0.06	0.0441
-0.460	-0.44	-0.459
0.0534	-0.02	0.0797
-0.0193	0	-0.027

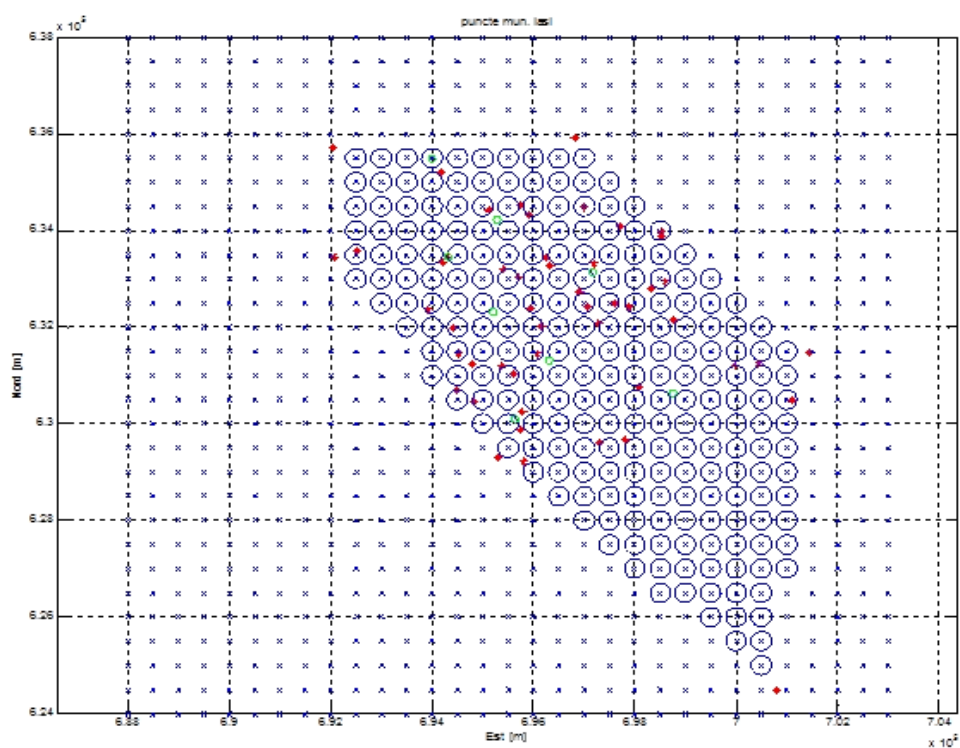


Fig. 4 Gridul de interpolare pentru Municipiul Iași

5. CONCLUZII

Dezvoltarea sistemelor de poziționare și cartografiere bazate pe sateliți, care au permis creșterea rezoluției datelor, tendința realizării infrastructurii datelor spațiale cu acoperire națională, regională sau globală, creează oportunitatea și necesitatea, pentru o țară, de a dezvolta o nouă infrastructură a datelor spațiale naționale, bazate pe sistemele de referință globale geocentrice, concomitent cu realizarea compatibilității cu seturile de date existente, bazate pe sistemele de referință locale.

Realizarea unui model de transformare a coordonatelor dintr-un datum în altul, în prezenta lucrare facându-se doar transformarea pe cote, bazat pe un grid de transformare reprezintă un pas în studiul mai amplu de realizare a unui grid de interpolare, pe teritoriul Mun. Iași, pe toate cele trei coordonate.

În mare parte, lucrarea prezintă o metodologie de realizare a unui grid de interpolare (model de transformare a coordonatelor dintr-un datum în altul).

În cazul aplicării metodelor de interpolare existente în programul Matlab, se recomandă alegerea unui interval al gridului cât mai mic, dar care să nu consume excesiv resursele de calcul. Deși abaterile medii de transformare pot fi foarte bune pentru punctele comune, este necesar ca testarea să fie realizată pe puncte de control.

Bibliografie

1. Chirilă C. & Mihalache R.M. (2011) "Coordinate transformations for integrating local map information in the new geocentric european system, for urban real-estate cadaster achievement", Scientific Journal "Mathematical modeling in civil engineering", Vol. 7 – Nr. 4, București, 159-165;
2. Chirilă C. & Mănuță A. (2006) "The realization of the GPS geodesic network necessary for the implementation of the real - urban building cadastre and the database formation on the administrative territory of the Iasi municipality", Simpozionul științific internațional GeoCad'06, 5-6 mai 2006, Alba Iulia : RevCAD nr. 6,35-43;
3. Moldoveanu C. (2002) Geodezie. Noțiuni de geodezie fizică și elipsoidală, poziționare, Editura Matrix Rom, București;
- [4] Torge W. (2001) Geodesy, 3 rd Edition, Berlin, Germania.

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUantumdoc „Studii doctorale pentru performanțe europene în cercetare și inovare” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Elastomeri pentru reazeme utilizate în izolarea seismică a bazei

Daniela Oanea (Fediuc)¹, Vlad Fediuc²

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, oaneadaniela@yahoo.com

²doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, fediucvlad@yahoo.com

Rezumat

Dezvoltarea științei și a tehnologiilor a determinat omul să caute soluții pentru a obține materiale din ce în ce mai performante. Elastomerii, în limbaj comun cauciucurile, ocupă un rol special în activitatea multor domenii, fiind materiale indispensabile și de neînlocuit.

În ingineria civilă, elastomerii se utilizează la izolarea seismică a clădirilor și la reazeme pentru poduri.

În această lucrare sunt prezentate proprietățile elastomerilor, conceptul izolării bazei și tipurile de reazeme din elastomeri.

Cuvinte cheie: elastomeri, izolarea bazei, reazeme din elastomeri.

1. INTRODUCERE

La sfârșitul secolului XV au apărut primele noțiuni despre cauciucul natural, arborii din care erau extrași, procedeul de obținere și utilizările acestuia. Pentru prima dată, termenul de cauciuc a fost menționat de Charles Marie de la Condamine. Cauciucul natural provine din diferite specii de arbori de cauciuc, cea mai mare producție realizându-se din specia *Hevea Brasiliensis* (Mirci, L. E., 2003).

Procedeul de obținere a elastomerilor constă în trei etape de bază: compunerea, prelucrarea și vulcanizarea. Compunerea constă în dozarea materiei prime de cauciuc cu substanțe chimice de vulcanizare, iar prelucrarea constă în amestecarea componentelor. Vulcanizarea reprezintă procesul de tratare la temperaturi înalte a cauciucului brut cu sulf pentru a obține un produs foarte elastic. De obicei, procedeul se realizează sub presiune în matrițe metalice la temperatură de aproximativ 284°F (140° C) și durează de la câteva minute la câteva ore în funcție de sistemul de vulcanizare utilizat și dimensiunea produsului (Arditzoglou, Y. Z.,

și alții, 1995). Acest procedeu oferă materialului stabilitate mecanică și termică. Înainte de vulcanizare elastomerul se amestecă cu diferiți aditivi:

- agenți de ranforsare (negrul de fum, silica activă) care au rolul de a îmbunătăți rezistența mecanică a materialului;
- agenți de vulcanizare (sulf, peroxizi, oxizi metalici);
- agenți de protecție care oferă protecție elastomerului la oxigen, ozon, etc.;
- materiale de umplutură (cretă, caolin, talc) care se folosesc pentru a obține un produs mai ieftin;
- acceleratori care măresc viteza și scad temperatura de reacție;
- plastifianți (substanțe din categoria uleiurilor) care îmbunătățesc procesul de prelucrare și proprietățile mecanice (<http://www.celebratingeqsafety.com/new-technologies.html>).

Prin urmare, un elastomer finit este un compus format dintr-un amestec între un polimer de bază și alte substanțe chimice. Acest amestec de componente este realizat pentru a obține caracteristici specifice necesare pentru a optimiza performanța unor produse. (<http://free4engineer.blogspot.ro/2011/11/seismic-protective-systems-seismic.html>).

2. PROPRIETĂȚI ALE ELASTOMERILOR

În practică, nivelul de performanță al elastomerilor se apreciază prin rezistența la diferite solicitări, rezistența la abraziune (uzură), rezistența la uleiuri, la crăpare, la îmbătrânire, după duritate, după modulul de elasticitate etc.

Elastomerii pot fi lipiți de o serie de materiale sintetice, prezintă calități bune de îndoire la temperaturi scăzute, sunt ieftini și se pot obține un domeniu larg de durități.

Elastomerii se deteriorează atunci când sunt expuși la uleiuri, combustibili, solvenți, lichide hidraulice, au rezistență slabă la produse petroliere și agenți chimici organici. Dacă nu se folosesc aditivi speciali, elastomerii au o rezistență redusă la lumina soarelui, oxigen, ozon și la temperaturi ridicate.

Dacă piesele din elastomeri sunt expuse foarte mult la soare, acestea devin decolorate, fragile și se formează fisuri și crăpături. Pentru a înlătura aceste efecte ultraviolete, se folosesc stabilizatori (spre exemplu, negru de fum care este un absorbant excelent) și măști (de exemplu, vopsea bazată pe uretan) (<http://nisee.berkeley.edu/lessons/kelly.html>).

Elastomerii sunt materiale care nu respectă legea lui Hooke (curba tensiune-deformație nu este liniară) și care prezintă proprietăți asemănătoare materialelor vâsco-elastice. Față de materiale clasice folosite în ingineria tehnică, mecanismul de deformare al elastomerilor diferă foarte mult.

Comportamentul mecanic al unui elastomer prezintă o serie de caracteristici complexe, printre care:

- la deformații mici se comportă ca un material liniar elastic, iar la deformații mari prezintă un comportament neliniar elastic;

- în condiții de încărcare ciclică, la deformații mari:

- apar curbe histeretice la descărcare;

- elastomerii cu adaos prezintă o înmuiere tipică a tensiunii în timpul primului ciclu de încărcare (efectul Mullins) (Vandenbroucke, A., și alții, 2010).

Fenomenul de oboseală a elastomerilor a fost cercetat și descris în multe publicații dezvoltându-se abordări diferite pentru a prezenta degradarea elastomerilor. Propunerile legate de mecanica ruperii au fost aplicate elastomerilor pentru prima dată în jurul anilor 1950. Efectul Mullins este foarte important în alegerea criteriului de rupere. Când se folosesc amplitudini constante de deformare, efectul Mullins duce la o schimbare a valorilor tensiunilor sau a energiei de deformare care sunt folosite de obicei ca și criteriu de rupere. O altă proprietate specială a elastomerilor este cristalizarea deformației care apare în special la deformațiile moderate și înalte. Când elastomerul este deformat, pot fi generate legături Van der Waals între moleculele lanțului. Acest lucru influențează în mod semnificativ proprietățile elastomerului și durata de viață a acestuia (Flamm, M., și alții, 2011).

3. IZOLAREA SEISMICĂ A BAZEI

Potențialul de a reduce pagubele cauzate de cutremure a condus la îmbunătățirea metodelor vechi de consolidare prin creșterea rigidității clădirilor. Dintre toate sistemele noi de protecție seismică, izolarea bazei este una dintre cele mai utilizate în momentul de față. Există în lume numeroase construcții noi sau reabilite la care s-a adoptat acest sistem.

Izolarea bazei constă în instalarea unui sistem de mecanisme care asigură desprinderea structurii de teren. Acest sistem permite structurii să se deplaseze liber față de fundație și are rolul de a reduce forțele seismice transmise în structură.

Sistemul de izolare a bazei mărește perioada fundamentală a structurii și disipă energia limitând suma forțelor care poate fi transferată la suprastructură.

Izolarea bazei oferă protecție atât clădirii, cât și conținutului său și ocupanților acesteia (fig. 1).

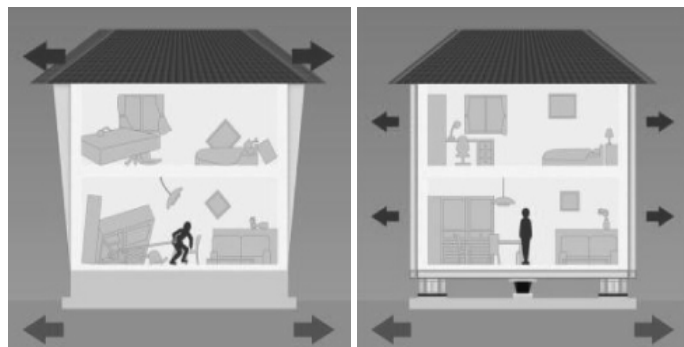


Fig. 1. Clădire neizolată, respectiv izolată seismic (http://www.hrd-s.com/pro_base.html)

În figura 2 se poate observa cum se comportă un sistem de izolare a bazei și modul în care forțele seismice acționează asupra unei clădiri cu baza fixă, respectiv asupra unei clădiri cu baza izolată. Ca urmare a unui cutremur, terenul de sub clădiri începe să se miște. În cazul deplasării terenului spre stânga fiecare clădire răspunde cu o deplasare care tinde spre dreapta. Deplasarea clădirii este în direcția opusă mișcării terenului datorită inerției (<http://baseisolation.blogspot.ro/>).

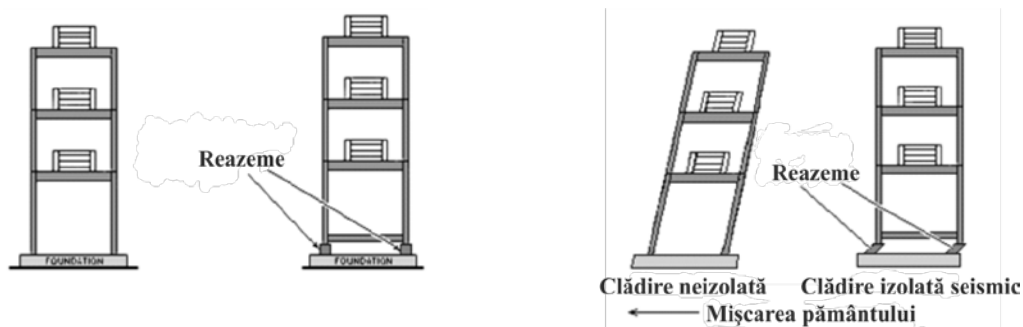


Fig. 2. Clădire neizolată, respectiv izolată seismic (<http://baseisolation.blogspot.ro/>)

4. TIPURI DE REAZEME DIN ELASTOMERI

S-au dezvoltat diferite tipuri de reazeme din elastomeri utilizate la alcătuirea sistemului de izolare a bazei. Dispozitivele din elastomeri se împart în (Ghindea, C. L, 2008):

- reazeme din cauciuc natural sau neopren;

- reazeme din cauciuc cu amortizare ridicată;
- reazeme din cauciuc cu miez de plumb;
- reazeme din cauciuc cu amortizare adițională;
- reazeme din cauciuc armate cu fibre.

Reazemele din cauciuc natural (fig.3) oferă rigiditate orizontală necesară unei structuri, dar capacitatea lor de disipare a energiei este de obicei insuficientă, deoarece amortizarea lor este limitată în intervalul 2-3% din amortizarea critică vâscoasă. Astfel acestea sunt, în general, utilizate în combinație fie cu reazeme de cauciuc cu amortizare ridicată sau reazeme de cauciuc cu miez de plumb sau cu dispozitive suplimentare de amortizare necesare pentru asigurarea amortizării suplimentare corespunzătoare structurii. Reazemele din cauciuc natural sunt caracterizate printr-un comportament liniar și mecanism de amortizare vâscoasă, în timp ce reazemele din cauciuc cu miez de plumb prezintă un comportament histeretic neliniar (Varvana, V., și alții, 2012).

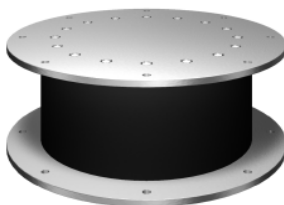


Fig. 3. Reazem de cauciuc natural
(http://www.kawakinct.co.jp/english/buildings/a_s01.html)

Reazemele din cauciuc cu amortizare ridicată (fig.4) sunt compuse din straturi de cauciuc alternative și plăci de oțel lipite împreună în timpul fazei de vulcanizare a elastomerului.

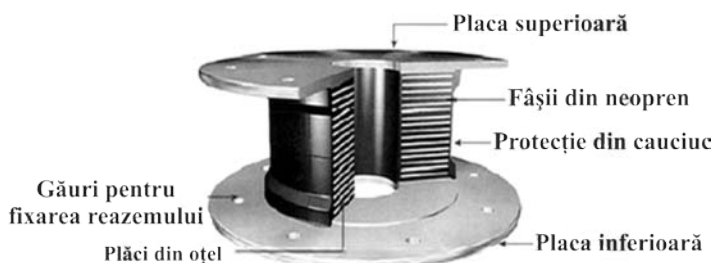


Fig. 4. Reazem de cauciuc cu amortizare ridicată (<http://ro.scribd.com/doc/78498246/Curs-7-Dispozitive-Speciale1>)

Reazemele din cauciuc cu miez de plumb (fig. 5) sunt reazeme în care unul sau mai mulți cilindri de plumb sunt inserați pentru a asigura un mecanism de disipare a energiei histeretice suplimentare. Cauciucul asigură forța de revenire necesară pentru a evita deplasările permanente relative la nivelul de izolare, în timp ce miezul de plumb crește capacitatea de disipare a energiei (Mavronicola, E., și alții, 2012).

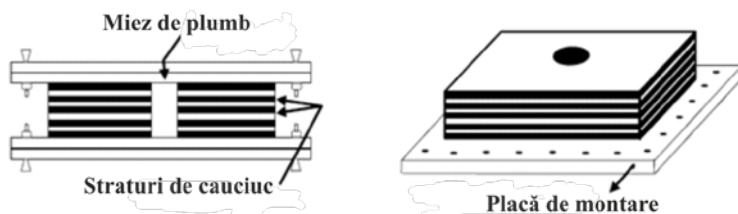


Fig. 5. Reazeme de cauciuc cu miez de plumb (Mavronicola, E., și alții, 2012)

De obicei implementarea izolării bazei este limitată la structurile de importanță majoră, în primul rând datorită costurilor semnificative asociate cu sistemul. Principalele componente ale costurilor provin din două surse: izolatorii, precum și sistemul structural necesar pentru a transfera greutatea structurii la izolatori. Ca o modalitate de a reduce costurile, armătura din oțel poate fi înlocuită cu armătura din fibre cu proprietăți mecanice similare (Van Engelen, N. C., și alții, 2012). În figura 6 se poate observa un izolator din elastomer armat cu fibre:

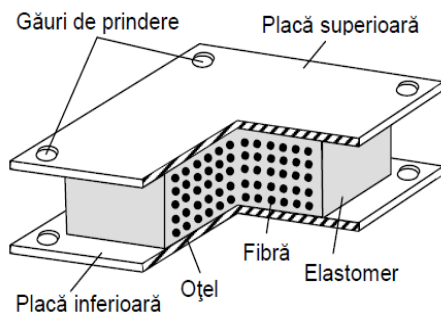


Fig. 6. Reazem din elastomer armat cu fibre

Utilizarea unui elastomer cu un modul de elasticitate transversal mai mic poate ajuta la reducerea rigidității orizontale, cu toate acestea, pot fi necesare modificări suplimentare. Prin eliminarea porțiunii din suprafața de încărcare a izolatorului, prin introducerea găurilor, rigiditatea orizontală poate fi redusă. Introducerea găurilor (fig. 7) oferă proprietăți îmbunătățite de amortizare și permite creșterea mișcării între fibre, rezultând o creștere a amortizării (Van Engelen, N. C., și alții, 2012).



Fig. 7. Reazem din elastomer armat cu fibre (Van Engelen, N. C., și alții, 2012)

În figura 8 sunt prezentate curbele forță - deplasare pentru diferite tipuri de reazeme din elastomeri: reazeme din cauciuc cu miez de plumb (LRB-Lead Rubber Bearings), reazeme din cauciuc cu amortizare ridicată (HDRB-High Damping Rubber Bearings), reazeme din cauciuc cu amortizare scăzută (LDRB-Low Damping Rubber Bearings).

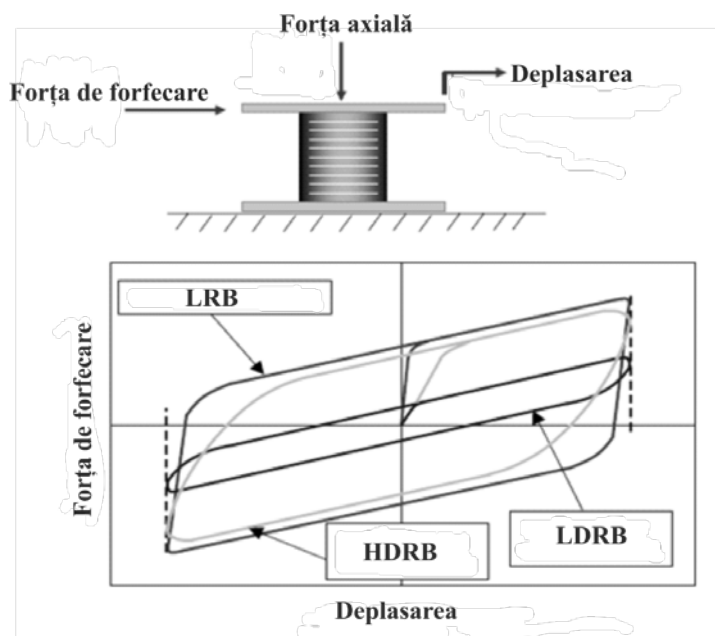


Fig. 8. Curbe histeretice forță – deplasare pentru diferite tipuri de reazeme din elastomeri
(<http://c.ymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC/Topic15-7-SeismicIsolation.pdf>)

5. CONCLUZII

În ultimii ani, cutremurele mari au provocat numeroase dezastre economice și pierderi de vieți omenești. Una dintre cele mai bune metode pentru a proteja clădirile de la forțele seismice este izolarea bazei.

Dezvoltarea diferitor tipuri de reazeme și tehnologii de implementare a condus la adoptarea acestui sistem în multe țări atât la clădirile noi, cât și la reabilitarea clădirilor existente.

Stabilirea principalelor proprietăți ale elastomerilor, cunoașterea unor aspecte teoretice cu privire la metoda izolării bazei și analiza tipurilor de reazeme din elastomeri permit dezvoltarea unor soluții eficiente de proiectare a sistemului de izolare a bazei.

Bibliografie

1. Arditoglou, Y. Z., Yura, J. A., Haines, A. H., Test methods for elastomeric bearings on bridges, The University of Texas at Austin, 1995.
2. Flamm, M., Spreckels, J., Steinweger, T., Weltin, U., Effects of very high loads on fatigue life of NR elastomer materials, International Journal of Fatigue, vol. 33, pg. 1189-1198, 2011.
3. Ghindea, C. L., Teză de doctorat: Studiul unor metode de atenuare a acțiunii seismice asupra structurii, Universitatea Tehnică de Construcții București, 2008.
4. Mavronicola, E., Komodromos, P., The effect of non-linear parameters on the modeling of multi-storey seismically isolated buildings, Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering, Lisabona, Portugalia, 2012.
5. Mirci, L. E., Elemente de fizica, chimia și tehnologia elastomerilor, Politehnică, Timișoara, 973-625-039-3, 2003.
6. Van Engelen, N. C., Tait, M. J., Konstantinidis, D., Horizontal Behaviour of Stable Unbonded Fiber Reinforced Elastomeric Isolators (SU-FREIs) with Holes, Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering, Lisabona, Portugalia, 2012.
7. Vandenbroucke, A., Laurent, H., Aït Hocine, N., Rio, G., A Hyperelasto-Visco-Hysteresis model for an elastomeric behaviour: Experimental and numerical investigations, Computational Materials Science, vol. 48, pg. 495-503, 2010.
8. Varnava, V., Komodromos, P., Analysis, design and techno-economic assessment of a base isolated steel building, Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering, Lisabona, Portugalia, 2012.
9. <http://baseisolation.blogspot.ro/>.
10. <http://c.ymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/BSSC/Topic15-7-SeismicIsolation.pdf>
11. <http://www.celebratingeqsafety.com/new-technologies.html>.
12. <http://free4engineer.blogspot.ro/2011/11/seismic-protective-systems-seismic.html>.
13. http://www.hrd-s.com/pro_base.html.
14. <http://nisee.berkeley.edu/lessons/kelly.html>.

Determinarea caracteristicilor geometrice secționale ale piloților de îndesare folosind interpretarea parametrilor de foraj

Scurtu Ioan Cosmin¹,

^{1r}doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, scurtu.cosmin@gmail.com

Rezumat

Spre deosebire de piloții prefabricați, piloții foraj de îndesare nu au secțiunea constantă pe toată lungimea fișei pilotului. Acest neajuns aduce un grad de dificultate sporit când este estimată capacitatea lor portantă, iar prin lucrarea de față se dorește evaluarea diametrului real al piloților foraj de îndesare folosind interpretarea energetică a procesului de forare. Pornind de la înregistrările utilajului de realizat piloți, coroborat cu aspecte teoretice studiate de autor în lucrări anterioare se propune un model teoretic succint pentru determinarea formei reale a secțiunii piloților foraj de îndesare.

Cuvinte cheie: capacitate portantă, consum specific, dimensiuni secționale, modul de elasticitate, pilot de îndesare

1. INTRODUCERE

Piloți de îndesare pot fi categoriti si în două mari categorii: piloții prefabricați și cei realizați in-situ (NP 123:2010).

Dacă pentru piloții prefabricați găsim o sumedenie de tipuri structurale și materiale din care aceștia sunt realizați(beton, beton-armat, metal sau lemn), cei realizați in-situ sunt realizați exclusiv din beton, fie beton simplu ori armat.

Piloții realizați in-situ sunt recomandați pentru o varietate de lucrări geotehnice cum ar fi: structuri de sprijin pentru stabilizarea alunecărilor de teren, incinte adânci la excavații în mediu urban, fundații de adâncime ori ca îmbunătățire a terenului de fundare. În cazul folosirii de piloți din beton armat devine importantă păstrarea unei acoperiri corespunzătoare cu beton a armăturilor, iar acest lucru este îndoielnic dacă punem preț pe observațiile operatorilor de utilaje ce au înregistrat consumuri de beton inferioare volumului nominal de beton necesar la betonarea elementelor fișate.

Determinarea unei metodologii capabile să estimeze dimensiunile geometrice reale a piloților este importantă, pentru că astfel proiectantul poate în primul rând

dispune o acoperire de beton suficientă, iar și mai important poate evalua mai precis aportul frecării laterale a pilotului la dezvoltarea capacității portante totale.

2. PILOȚII DE ÎNDESARE

2.1. Tehnologii de realizare a piloților de îndesare

În Figura 1și Figura 2 sunt prezentate imagini cu piloți forăți de îndesare și respectiv cu piloți prefabricați din beton, iar în Figura 3 este prezentat schematic procesul tehnologic de realizare al piloților forăți, de îndesare, studiați de autor. Se poate observa diferența dintre suprafața exterioară a piloților prefabricați, care au secțiunea constantă și lisă, spre deosebire de cei realizați prin forare, la care secțiunea și suprafața laterală variază. Asperitățile create pe suprafața laterală a piloților forăți de îndesare provin de la interacțiunea coloanei de beton proaspăt introdus sub presiune în interiorul forajului și mediul de fundare. Stratificația neomogenă a terenului de fundare, respectiv neuniformitatea caracteristicilor mecanice și de deformabilitate conduc la o variație a diametrului pilotului în lungul forajului.



Figura 1- Piloți forăți de îndesare



Figura 2 - Piloți prefabricați de îndesare

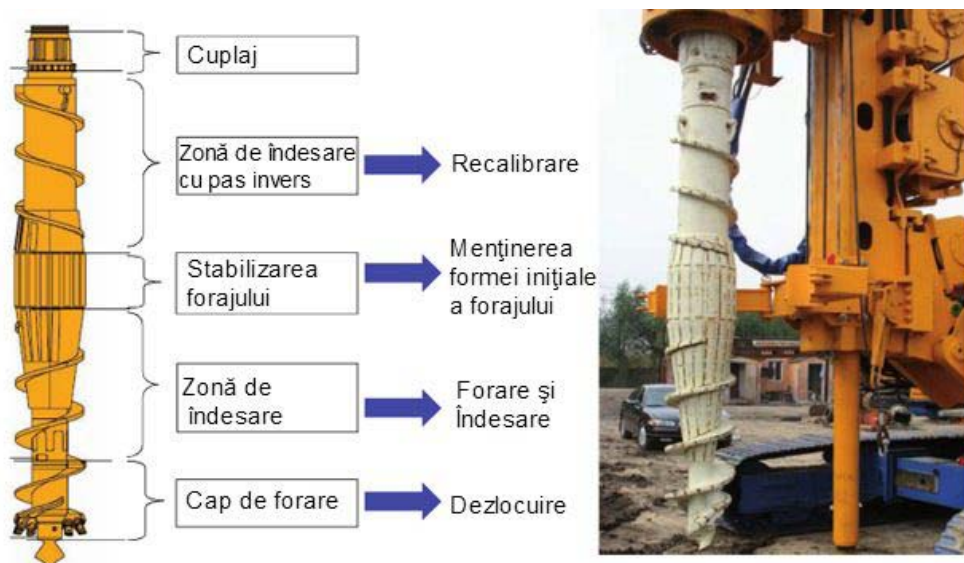


Figura 3 Etapele tehnologice de realizare a unui pilot forat de îndesare

2.2. Interpretarea datelor de foraj ori a parametrilor de batere

Dacă la piloții prefabricați experiența acumulată prin interpretarea testului de penetrare standard (SPT) a condus la o bună evaluare a capacității portante a piloților prin corelarea cu energia folosită la introducerea acestora prin batere în pământ, în ceea ce privește piloți foraj de îndesare lucrurile nu stau atât de simplu. Autorul propune de asemenea o abordare energetică a problemei capacități portante a piloților foraj de îndesare, pornind de la interpretarea datelor înregistrate de utilajul de forat piloți. Scurtu (Scurtu et.al.,2012) a calculat deformabilitatea terenului de fundare pornind de la ipotezele enunțate de Teale (Teale, 1965) privitor la energia folosită la excavarea tunelurilor și a obținut un profil al reacțiunii terenului supus procesului de deformare radială în jurul forajului pentru realizarea pilotului de îndesare.

Ecuția folosită la determinarea reacțiunii pilotului în lungul forajului este prezentată mai jos:

$$k_L = \frac{\sum (F_d \cdot d_{10} + M_t \cdot \theta_r)}{V_{cil}}, (kPa) \text{ unde,} \quad (1)$$

k_L este coeficientul lateral de reacție a forajului în kPa,

F_d este forța aplicată coloanei de foraj în kN,

M_t este momentul de răsucire aplicat coloanei de foraj în kNm,

d_{10} și θ_r sunt deplasarea verticală de 0,1m, respectiv rotirea corespunzătoare în rad,

V_{cil} este volumul teoretic al cilindrului de pământ deplasat.

Profilul reacțiunii terenului obținut prin aplicarea metodei energetice este prezentat în Figura 4.

3. CALCULUL SECȚIUNII REALE DE BETON A PILOȚILOR FORAȚI DE ÎNDESARE

3.1. Abordarea problemei prin prisma efectului de siloz după NP 124:2010

Terenul este modelat ca mediu neliniar elastic. Astfel pornind de la teoria silozului prezentată în NP 124:2010, (NP 124, 2010) constantele elastice ale terenului obținute pe intervale elementare la subcapitolul 3.7, sunt puse în

echilibru static cu efectele produse de caracteristicile mecanice ale betonului proaspăt turnat în foraj.

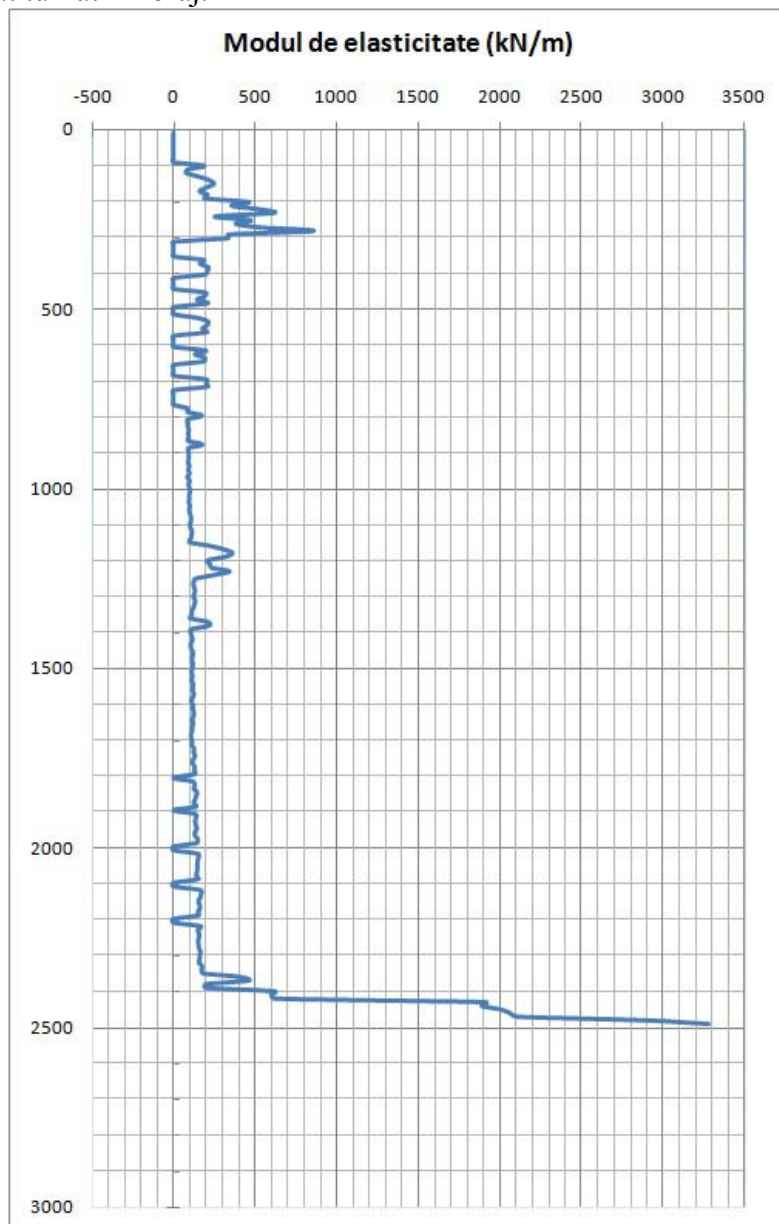


Figura 4 Modulul de reacție al terenului de fundare în lungul pilotului Brăila1

Tensiunea verticală maximă în spatele zidului de sprijin cu umplutură îngustă este dată de formula:

$$\sigma_v = p_{vz} = \gamma z_0 (1 - e^{-z/z_0}), \text{ unde} \quad (2)$$

$$p_{vz, \max} = \gamma z_0 \quad (3)$$

σ_v - tensiunea verticală maximă în foraj

γ - greutatea volumică a betonului proaspăt

z_0 - sdâncimea la care sarcina geologică este în echilibru cu presiunea maximă a betonului din siloz:

$$z_0 = \frac{ab}{2(a+b)k \tan \delta} \quad (4)$$

Având în vedere situația piloților circulari realizați in-situ, formula lui z_0 se modifică corespunzător:

$$z_0 = \frac{D^2}{2Dk \tan \delta} \quad (5)$$

unde,

D este diametrul pilotului.

Astfel se obține presiunea orizontală pe foraj, elementul nostru de interes în stabilirea formei finale a forajului și implicit a piloților de îndesare:

$$p_{hz} = kp_{vz} \quad (6)$$

unde k este coeficientul împingerii betonului proaspăt sau coeficientului presiunii de repaos:

$$k = \frac{\delta_d}{\varphi_{cv;d}} \quad (7)$$

δ_d - valoarea de calcul a unghiului de frecare la interfața beton proaspăt - teren

$\varphi_{cv;d}$ - valoarea de calcul a unghiului de frecare internă la starea critică

Experimental s-au obținut valorile lui φ ca fiind de circa 30° și a lui δ_d ca fiind de 5° (Gallego, 2011) pentru betoane cu aceeași clasă de lucrabilitate cu cea a betonului folosit la realizarea piloților de îndesare studiați.

Valoarea coeficientului k poate fi socotită și ca:

$$k = 1 - \sin \varphi \quad (8)$$

atunci când se folosesc betoane cu lucrabilitate redusă sau cu raport apa/ciment de asemenea redus.

3.2. Abordarea empirică a efectului de siloz

Cea mai simplă abordare a presiunii de siloz este propusă de Rodin (Rodin, 1953) care în urma interpretării datelor experimentale existente până la acea dată a tras niște concluzii ce își găsesc aplicabilitatea în problema determinării presiunii maxime a betonului în găurile de foraj pentru piloți de îndesare realizați in-situ. El a concluzionat că în cazul cofrajelor vibrat exterior acestea trebuiesc dimensionate astfel încât să preia toată încărcarea hidrostatică produsă de coloana de beton proaspăt. Pentru betonul vibrat în interiorul cofrajului presiunea maximă se dezvoltă la o adâncime ce a fost determinată empiric:

$$H_m = 1.63R^{1/3} \quad (9)$$

$$P_{max} = 23.4H_m \quad (10)$$

unde,

H_m este adâncimea în m unde se înregistrează presiunea hidrostatică în siloz

P_{max} este valoarea presiunii maxime exercitate de coloana de beton în siloz (kPa)

R viteza de turnare a betonului (m/h)

Formulele sunt valide pentru rețete de beton ce asigură o lucrabilitate corespunzătoare tasării conului de 150 mm. Greutatea volumică a betonului se prezumă 2400 kg/m^3 .

Câteva modele propuse pentru distribuția presiunii din siloz sunt prezentate în Figura 4.

Pentru analizele ce se vor efectua în continuare pentru determinarea caracteristicilor geometrice a piloților de îndesare și a proprietăților mecanice a forajului, va fi folosită ipoteza b de dezvoltare a presiunii betonului în siloz.

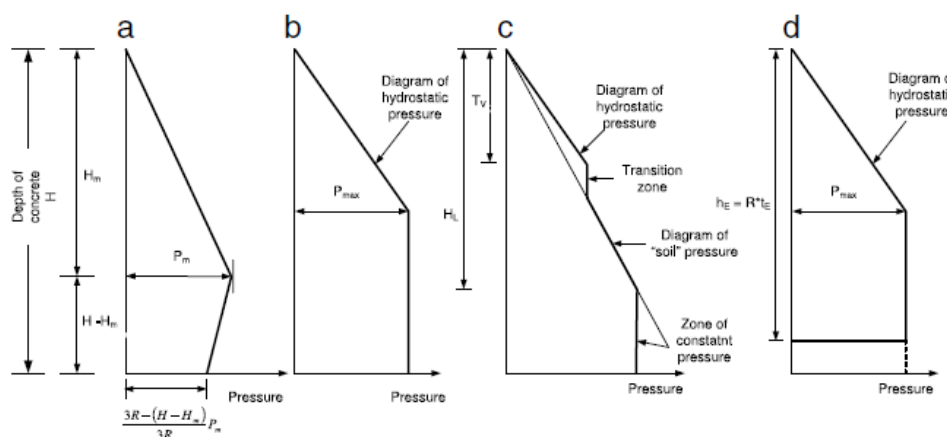


Figura 5 Diferite curbe experimentale pentru presiunea de siloz (după Rodin,1953)

Folosind formulele de mai sus s-au calculat valorile presiunii maxime în lungul fișei piloților studiați, iar rezultatele sunt prezentate sintetic în Tabelul 1. Valorile teoretice obținute la cota de presiune maximă sunt prezentate în ipoteza de coloană liberă de beton și în ipoteza folosind modelul Rodin. Astfel putem obține panta modificată a presiunii betonului din foraj.

Numele forajului	Lungimea fișei pilotului (m)	Durata realizării pilotului (min)	Viteza de betonare (m/h)	Adâncimea la care se înregistrează presiunea maximă (m)	Valoarea presiunii hidrostatice a coloanei de beton (kPa)	Valoarea presiunii maxime calculate în ipoteza de siloz (kPa)
Brăila 1	25	7' 38"	198	9.34	227.2	219.2
Brăila 2	25	9' 36"	156	8.62	215.2	201.7
Brăila 3	25	7' 35"	198	9.33	251.4	218.4
Brăila 4	25	7' 39"	198	9.33	224.8	218.4
Dorobanțu 1	24	10' 59"	131	8.14	198.1	190.54

Tabelul 1- Valorile presiunii maxime a betonului în foraj în diferite ipoteze

Prin calcul tabelar s-au pus în echilibru static presiunea hidrostatică a coloanei de beton cu împingerea elastică a terenului de fundare așa cum s-au calculat acestea mai sus și s-a obținut valoarea diferențiată pe intervale elementare a variației

diametrului pilotului. Grafic aceasta este prezentată în Figura 4 pentru pilotul Brăila 1.

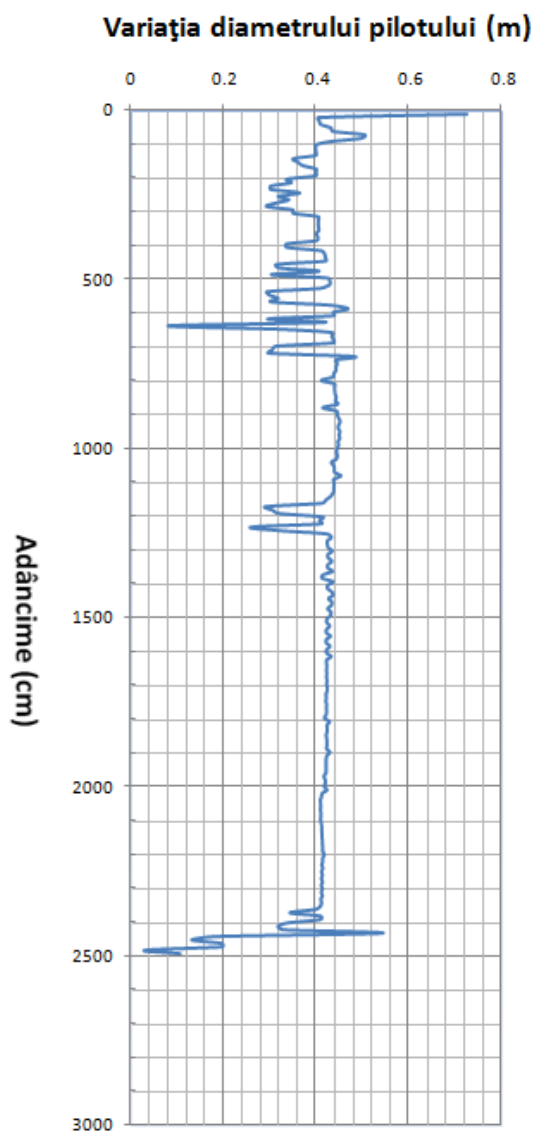


Figura 6- Variația diametrului pilotului Brăila 1

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Algoritmul de calcul dezvoltat de autori a permis obținerea unor rezultate coerente, în concordanță cu observațiile din amplasament. Obținerea caracteristicilor geometrice exacte a piloților foraj de îndesare constituie o etapă importantă în fundamentarea teoretică a procesului de evaluare a capacității portante reale a piloților, unul din obiectivele principale ale cercetării în domeniu.

Pentru validarea ipotezelor enunțate în articol se impun analize cu element finit. Acestea împreună cu interpretarea judicioasă și metodică a testelor de capacitate portantă realizate la scară naturală in-situ, promet o mai bună înțelegere a mecanismelor de dezvoltare a capacității portante axiale a piloților foraj de îndesare. Rezultatele obținute în urma aplicării algoritmilor de calcul propuși sunt prezentate grafic în Figura 6

Bibliografie

1. Gallego, E. (2011). Computer simulation of complex-shaped formworks using three-dimensional numerical models. *Autom. Constr* , 3-4.
2. NP 123:2010 (2010) "Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloți"
3. NP 124:2010 (2010) "Normativ privind proiectarea geotehnică a lucrărilor de susținere"
4. Scurtu I.C, Crețu A.M.G.(2012) " Evaluarea caracteristicilor elastice ale terenului de fundare în cazul piloților de îndesare folosind interpretarea parametrilor de foraj".Simpozionul Național "Creații Universitare 2012- Tendinte actuale în inginerie civila și instalații în constructii " Iași, România, 8 Iunie 2012, p 296-305, ISSN 2247-4161, ISSN-L 2247-4161, Editura Societatii Academice "Matei Teiu Botez"
5. Rodin, S. (1953). Pressure of concrete on formwork. *Inst Civil Eng* 1953;1 , 709-746.
6. Teale, R. (1964) "The concept of specific energy in rock drilling". *Rock Mechanics Mining Science*, vol. 2, pp 57 – 73.

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Influența rigidității în plan orizontal a planșelor la turnurile clopotniță din zidărie

Lucian Soveja¹,

^{1r}doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, LucianSoveja@yahoo.com

Rezumat

În acest articol se analizează influența efectului de șaibă rigidă în plan al planșelor asupra răspunsului structural la acțiuni seismice a unui turn cu pereți groși din zidărie. Sunt prezentate două variante ale modelului de calcul cu element finit: cu planșee din lemn și cu planșee din beton armat. Pe baza modelelor spațiale au fost rulate analize dinamice pentru identificarea modurilor de vibrație și analize statice liniare pentru evidențierea stărilor de eforturi și tensiuni în pereți. S-au comparat valorile forțelor tăietoare de nivel, ale momentelor de răsturnare și deplasările absolute la nivelul fiecărui planșeu și au fost evidențiate unele concluzii.

Cuvinte cheie: zidărie, planșee, șaibă rigidă, modele spațiale, element finit.

1. INTRODUCERE

Turnurile clopotniță vechi din ansamblurile bisericesti au structura de rezistență alcatuită din pereți portanți din zidărie și planșee din lemn sau bolți de zidărie. Vulnerabilitatea acestor tipuri de structuri la acțiuni seismice poate fi cauzată de rezistențele scăzute ale materialelor, de geometria nefavorabilă cu elemente de tipul bolților și arcelor care dezvoltă împingeri orizontale, de lipsa conlucrării spațiale ale elementelor structurii, de configurația în plan și elevație și de rigiditatea planșelor în plan orizontal. Înlocuirea planșelor din lemn sau bolți din zidărie cu planșee din beton armat îmbunătățește capacitatea de a asigura compatibilitatea deformațiilor pereților structurali și de a împiedica răsturnarea acestora pentru forțe seismice perpendiculare pe plan.

2. ANALIZE STATICE ȘI DINAMICE

2.1. Geometrie

Modelul de calcul a fost realizat pe baza unei geometrii aleatoriu aleasa cu elemente specifice turnurilor clopotniță. Structura de rezistență a turnului analizat este din cărămidă plină cu grosimea pereților de 60 și 80cm și are înălțimea de 13,6m. La nivelul de bază turnul este străbătut de o intrare boltită iar ferestrele din camera clopotelor și de la nivelul inferior sunt cu buiandrug în arc. Au fost considerate în calcul două variante ale structurii de rezistență: varianta I-a cu planșee din lemn care descarcă numai pe pereții longitudinali și varianta a II-a cu planșee din beton armat cu grosimea de 10cm.

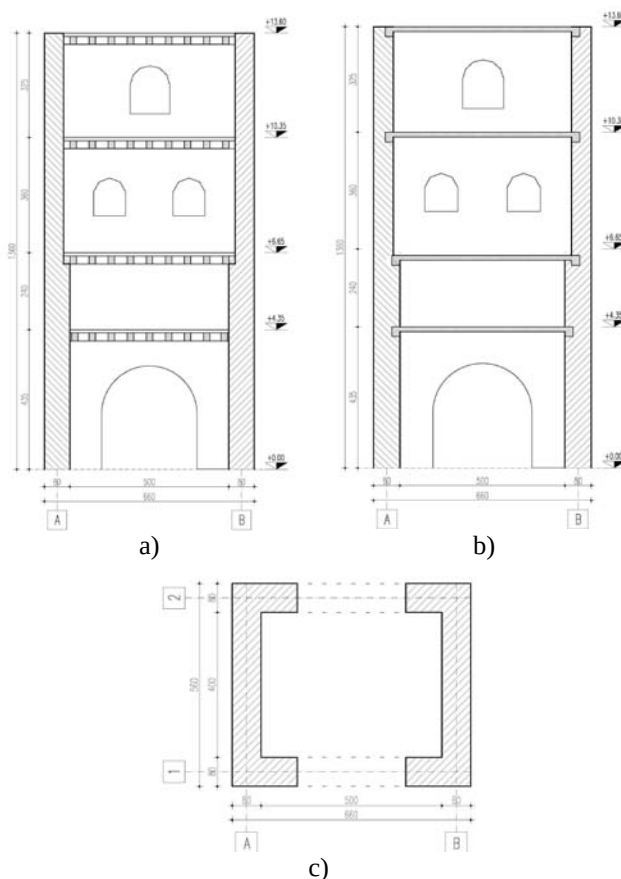


Fig. 1. Geometria modelului de calcul:
 secțiune longitudinală-varianta I; b) secțiune longitudinală-varianta II;
 c) secțiune transversală la nivelul de bază-variantele I, II

Sunt prezentate în figura 2 numerotarea spațelilor de la baza structurii și direcția de descărcare a încărcărilor gravitaționale la nivelul planșeelor.

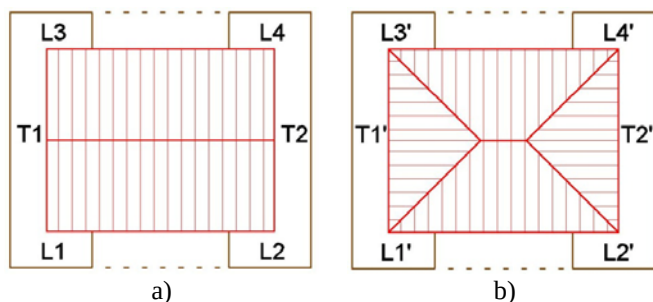


Fig. 2. Numerotarea spațiilor și direcția de descărcare a încărcărilor gravitaționale la nivelul planșeelor:

a) varianta I-a (planșee din lemn); b) varianta a II-a (planșee din beton armat)

2.2. Caracteristici mecanice ale zidăriei

Caracteristicile mecanice ale zidăriei se calculează în conformitate cu codul de proiectare pentru structuri din zidărie CR6-2006 [1] și a prevederilor pentru evaluarea seismică a clădirilor existente din normativul P100-3/2008 [2].

Rezistența unitară caracteristică la compresiune f_k a zidăriei pentru încărcări normale pe planul rosturilor orizontale este calculată în funcție de rezistențele la compresiune ale elementelor pentru zidărie și a mortarului cu relația:

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad (2)$$

Pentru calculul în domeniul liniar elastic rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei este dată de relația:

$$f_d = 1.3 f_k / \gamma_M C F \quad (1)$$

Valoarea modului de elasticitate al zidăriei necesar în stabilirea caracteristicilor dinamice ale structurii se consideră $E = 1000 f_k$.

Așadar, folosind relațiile precedente, rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei are valoarea de $0,94 \text{ N/mm}^2$ considerând coeficientul de încredere $C F = 1.35$ și coeficientul parțial de siguranță $\gamma_M = 3$ pentru zidării vechi cu cărămizi și mortar de var. Modulul de elasticitate al zidăriei este de 721 N/mm^2 , iar densitatea de 1800 kg/m^3 . În varianta 2 a modelului de calcul planșeele sunt din beton armat, clasa C20/25, cu rezistența de calcul la compresiune de $13,33 \text{ N/mm}^2$.

2.3. Încărcări

Încărcările variabile au fost considerate conform normelor tehnice în vigoare, iar greutatea elementelor structurale este generată automat de programul de calcul. În vederea evidențierii diferențelor dintre modelele de calcul, încărcările permanente ale planșeelor din lemn și ale planșeelor din beton armat au fost egale. Pentru evaluarea încărcărilor seismice în conformitate cu amplasamentul și tipul structurii analizate au fost luați în calcul coeficienții cu valorile din tabelul 1 și a fost definit spectrul de proiectare pentru accelerații conform fig.3

Tabel 1. Valorile coeficienților în calculul forțelor seismice

factorul de importanță	$\gamma_I = 1.2$
acelerația terenului pentru proiectare	$a_q = 0.20 \text{ g}$
perioada de colț	$T_c = 0.7 \text{ s}$
factorul de comportare pentru din zidărie simplă	$q = 1.5$

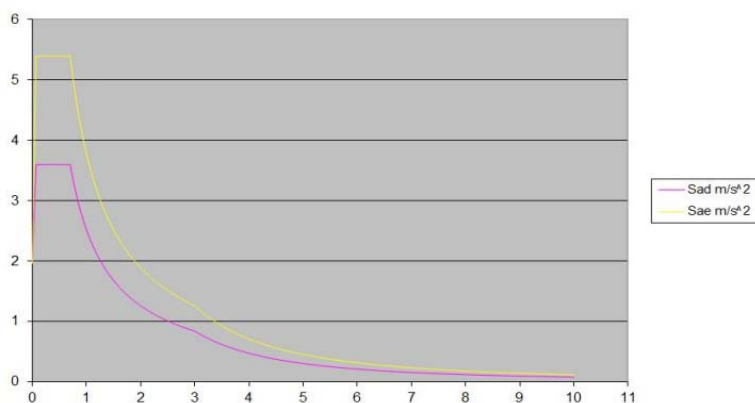


Fig. 3. Spectrul de proiectare pentru accelerații $S_d(T)$

În analizele statice liniare ale celor două modele de calcul au fost utilizate următoarele grupări de încărcări corespunzătoare stării limită ultime:

Tabel 2. Grupari de actiuni

Grupări de acțiuni pentru situații de proiectare permanente sau tranzitorii (grupări fundamentale)	$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{Q,i} Q_{k,i}$
Grupări de acțiuni pentru situații de proiectare seismice	$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$

2.4. Modelul de calcul

Pentru modelarea structurii de rezistență a turnului în cele două variante, cu planșee din lemn și cu planșee din beton armat monolit, a fost utilizat programul de calcul cu element finit ETABS V9.4. [3]. Modelul de calcul adoptat este unul spațial. Pereții din zidărie au fost modelați cu elemente de suprafață de tip “shell”. Eforturile în șpaleți rezultă prin integrarea tensiunilor.

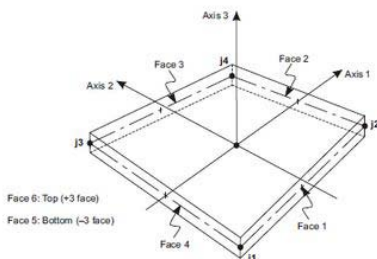


Fig. 4. Elemente de tip shell

Pe baza modelelor cu element finit (fig. 5) ale structurii de rezistență a turnului în cele două variante, au fost rulate analize dinamice pentru identificarea modurilor de vibrație și analize statice liniare pentru evidențierea stărilor de eforturi și tensiuni în pereți.

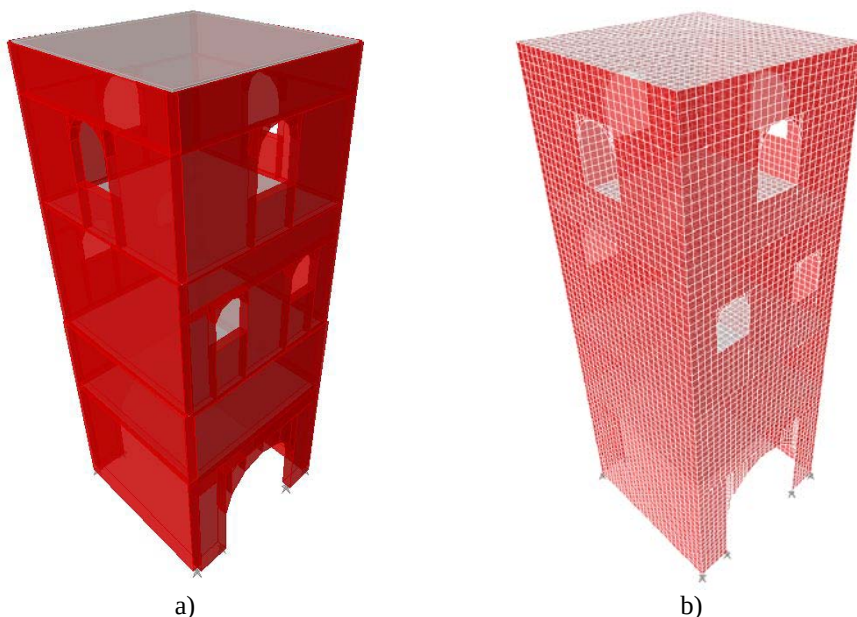


Fig. 5. Modelarea structurii de rezistență a turnului cu elemente finite de tip shell:
a) modelul de calcul; b) discretizarea modelului de calcul

3. REZULTATE

3.1. Analiza modurilor de vibrație

În calcul au fost considerate 10 moduri proprii de vibrație astfel încât suma coeficienților de participare modală să fie mai mare de 0.9. În figura 6 și figura 7 sunt prezentate primele trei moduri de vibrație și perioadele corespunzătoare pentru fiecare dintre cele două variante ale modelului de calcul cu element finit.

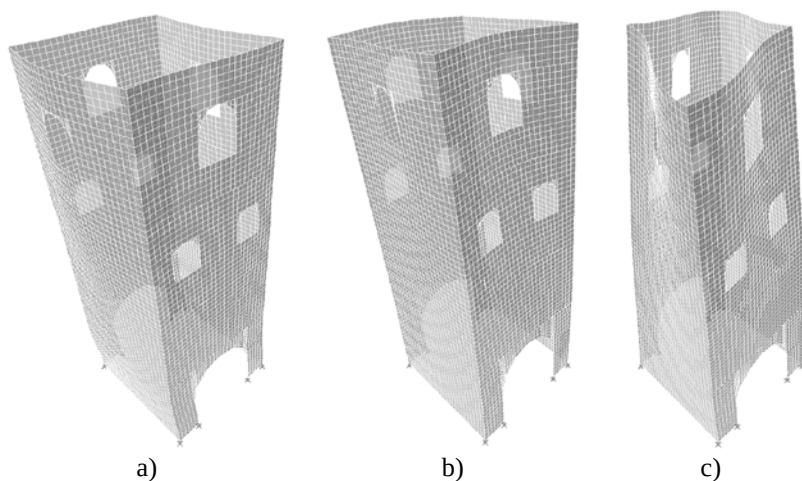


Fig. 6. Moduri și perioade de vibrație în varianta I de calcul:
a) modul 1, $T=1.387s$; b) modul 2, $T=1.254s$; c) modul 3, $T=1.220s$

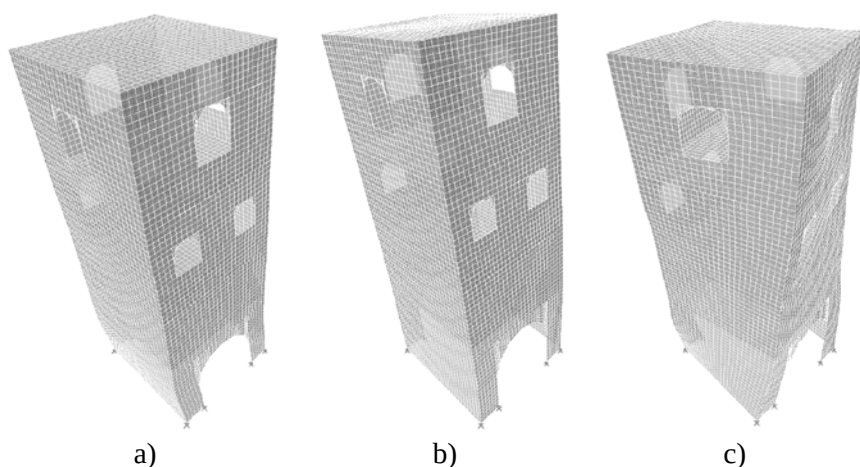


Fig. 7. Moduri și perioade de vibrație în varianta II de calcul:
a) modul 1, $T=1.361s$; b) modul 2, $T=1.209s$; c) modul 3, $T=0.609s$

3.2. Analiza statică liniară

În urma analizelor statice liniare au rezultat valorile și distribuția după fiecare direcție principală a forțelor tăietoare de nivel (fig. 8), a momentelor de răsturnare (fig. 9) și a deplasărilor absolute la nivelul fiecărui planșeu (fig.10).

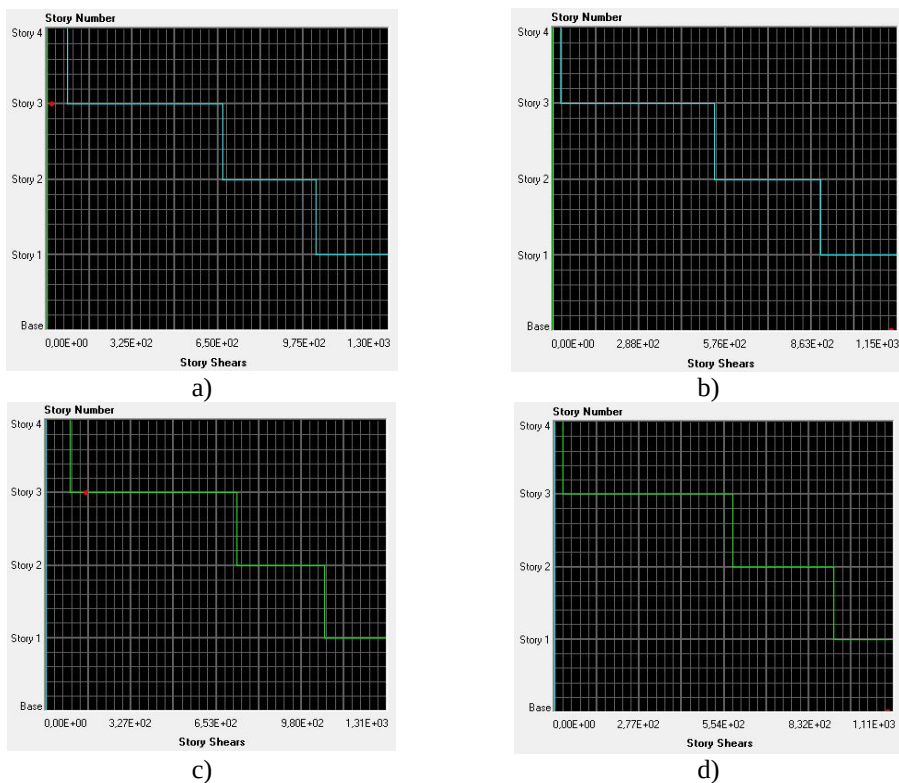
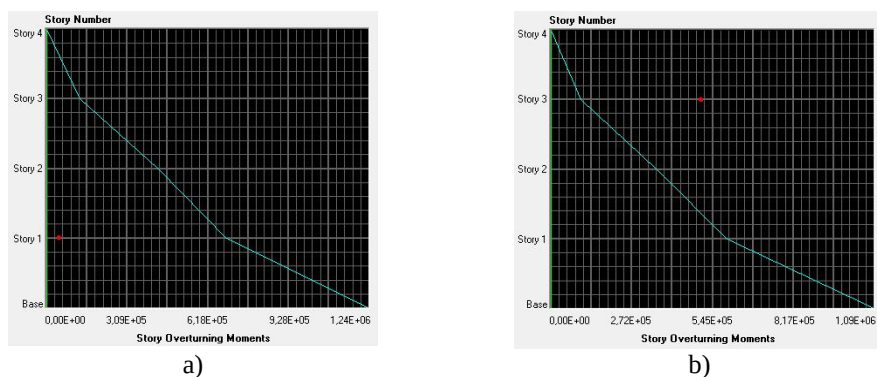
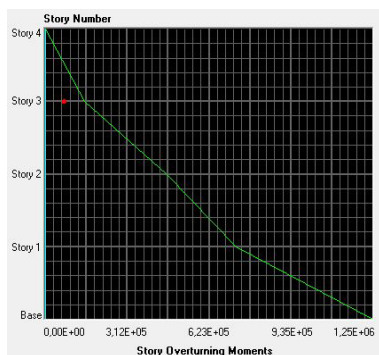


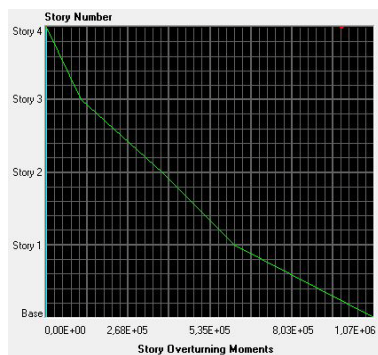
Fig. 8. Forțe tăietoare de nivel:

a) varianta I dir.x; b) varianta II dir.x; c) varianta I dir.y; d) varianta II dir.y





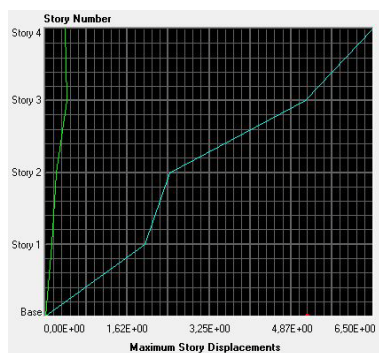
c)



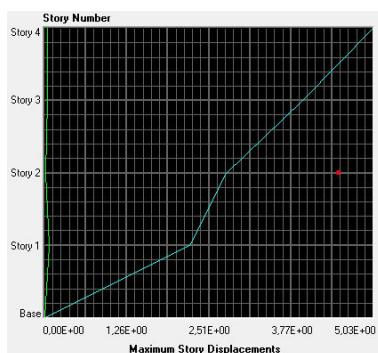
d)

Fig. 9. Momente de răsturnare pe nivel:

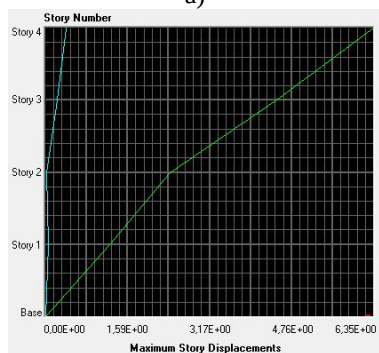
a) varianta I dir.x; b) varianta II dir.x; c) varianta I dir.y; d) varianta II dir.y



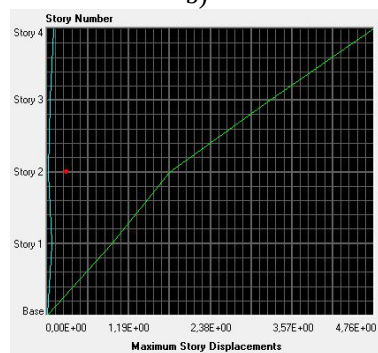
a)



b)



c)



d)

Fig. 10. Deplasări:

a) varianta I dir.x; b) varianta II dir.x; c) varianta I dir.y; d) varianta II dir.y

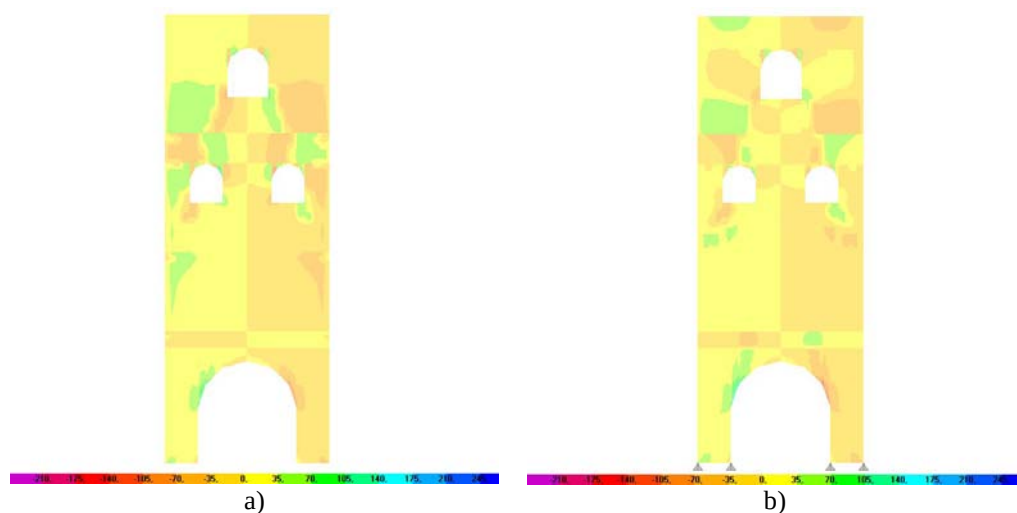


Fig. 11. Hărți de tensiuni tangențiale:
a) varianta I; b) varianta II

3.CONCLUZII

În acest articol se analizează influența efectului de șaibă rigidă în plan a planșeelor asupra comportării structurale a unui turn cu pereți groși din zidărie. Sunt prezentate două variante ale modelului de calcul cu element finit: cu planșee din lemn și cu planșee din beton armat.

Din compararea analizelor dinamice rezultă că primele două moduri de vibrație, cu deplasări în direcția axei x respectiv în direcția axei y, sunt asemănătoare la cele două modele de calcul cu perioade sensibil mai mari în varianta modelului cu planșee din lemn. În modul trei de vibrație (torsiune) rezultă diferențe mari între perioade și deplasări ($T=1.220s$ la modelul 1 față de $T=0.609$ la modelul 2).

Valorile forțelor tăietoare de nivel, ale momentelor de răsturnare și ale deplasărilor în dreptul fiecărui planșeu sunt mai mari cu aproximativ 13%, 16% respectiv 30% în cazul structurii de rezistență cu planșee din lemn față de structura cu planșee din beton.

Din analiza hărților de tensiuni se observă valori mai mici ale tensiunilor și ale eforturilor din pereți la modelul 2 de calcul datorită distribuției uniforme a încărcărilor prin intermediul planșeelor din beton armat față de varianta structurii de rezistență cu planșee din lemn, în care încărcările gravitaționale de la nivelul planșeelor sunt transmise numai pereților longitudinali.

Bibliografie

1. **** - CR6-2006, Cod de proiectare pentru structuri din zidărie
2. **** - P100/3-2008, Cod de proiectare seismică-Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente
3. **** - Computers and Structures (CSI), Structural Analysis Program-ETABS v9.4.

Metodologie de calcul pentru determinarea capacității de producție a unui sistem de încălzire cu pompe de căldură

Gabriel Teodoriu¹,

¹doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, e-mail: gabrielteodoriu@yahoo.com

Rezumat

Articolul abordează problematica integrării pompelor de căldură în cadrul sistemului de încălzire al unei clădiri de locuit ca unic generator termic și urmărește evaluarea capacității de producție funcție de parametrii tehnici specificați de producător, al sarcinii termice calculate după condițiile climatice specifice amplasamentului și nivelul optim al izolației termice ce ar trebui aplicată suprafețelor opace ale anvelopei clădirii funcție de orientare și înclinație pentru a garanta funcționarea instalației în condiții de maximă eficiență.

Cuvinte cheie: pompe de căldură, coeficient de performanță, model de calcul, eficiență energetică, capacitate de producție

1. INTRODUCERE

O pompă de căldură constituie un ansamblu care, în urma efectuării unui lucru mecanic, transferă căldură de la un mediu cu temperatură mai joasă la altul cu temperatură mai înaltă, astfel încât cantitatea de căldură transmisă mediului cald să depășească lucrul mecanic consumat. Funcționarea pompelor de căldură se bazează pe principiul ciclului Carnot inversat și proprietățile unui fluid la schimbarea stării de agregare, mai precis la lichefiere și vaporizare la temperaturi cât mai scăzute conform fig.1.

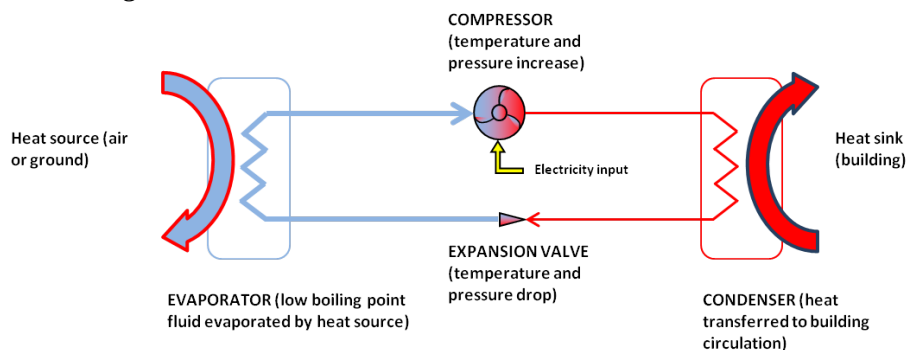


Fig.1 – Principiul de funcționare al unei pompe de căldură [1]

2. METODOLOGIA CERCETĂRII

2.1. Criterii privind utilizarea pompelor de căldură

Implementarea unei pompe de căldură într-un sistem de încălzire este determinată de următoarele criterii:

- ✓ energetice – performanța efectivă la variațiile de temperatură, cantitatea și calitatea energiei de acționare solicitată, energia suplimentară de vârf necesară, disponibilitatea resurselor energetic regenerabile în cadrul amplasamentului;
- ✓ economice – costul investiției, costul exploatării, costuri de mentenanță, durata de amortizare;
- ✓ diverse – tipul sistemului emisiv, posibilitatea de recuperare a căldurii reziduale, parametrii agentului termic, fiabilitatea instalației, capacitatea de reglare, nivelul de zgomot, gabaritul etc).

Există o anume limită referitor la scara la care se pot implementa astfel de sisteme, dat fiind faptul că, în perioada rece, rețelele electrice pot deveni suprasolicitate. În astfel de condiții critice, apare necesitatea reorientării către un generator convențional – centrală termică cu combustibil solid, lichid sau gazos, pentru a contribui la exploatarea rațională a sistemului energetic.

2.2. Clasificarea pompelor de căldură

Clasificarea pompelor de căldură este esențială pentru a contura decizia de implementare a unui sistem de încălzire și se realizează conform criteriilor enunțate mai jos:

a. modul de realizare a ciclului de funcționare și forma de energie de antrenare utilizată conform tab.1.

Tab.1 – Parametri de performanță funcție de sursă a unei pompe de căldură

Tip pompă de căldură	Caracteristici
Pompe de căldură (PAC) cu comprimare mecanică de vapori sau gaze	➤ cuprinde compresoare cu piston, turbocompresoare etc. ➤ permite atingerea unor temperaturi ridicate în sisteme cu mai multe trepte ➤ accesibilitate redusă însă în trend ascendent datorită complexității instalației transpusă în costuri de investiție ridicate.
Pompe de căldură cu comprimare	➤ includ compresoare cu jet ce valorifică energia

cinetică	cinetică a unui jet de abur ➤ sunt puțin utilizate din cauza randamentului foarte scăzut al ejectoarelor și al consumului ridicat de abur de antrenare.
Pompe de căldură cu comprimare termocinetică sau absorbție	➤ valorifică energia termică, electrică sau solară ca sursă de căldură deșeu sau recuperabilă ➤ prezintă dezavantajul că fluxul de căldură provenit de la sursa de căldură motoare trebuie să fie mai mare decât fluxul de căldură cedat sursei calde.
Pompe de căldură cu compresie-resorbție	➤ combină avantajele sistemelor cu compresie cu cele ale sistemelor cu absorbție ➤ disponibilitate încă redusă.

b. natura surselor de căldură valorificate de pompa de căldură și parametrii specifici conform tab.2.

Tab.2 – Parametri de performanță funcție de sursă a unei pompe de căldură [2]

Tip sursă pompă de căldură	Unitate exterioară [°C]	Unitate interioară [°C]	COP_{min} (PAC electrică)
Aer – Aer	$t_{uscat, admisie} = 2$ $t_{umed, admisie} = 1$	$t_{uscat, admisie} = 20$ $t_{umed, admisie} = 15$	2,90
Aer – Apă	$t_{uscat, admisie} = 2$ $t_{umed, admisie} = 1$	$t_{admisie} = 30$ $t_{evacuare} = 35$	3,10
		$t_{admisie} = 40$ $t_{evacuare} = 45$	2,60
Sol – Aer	$t_{admisie} = 0$ $t_{evacuare} = -3$	$t_{uscat, admisie} = 20$ $t_{umed, admisie} = 15$	3,40
Sol – Apă	$t_{admisie} = 0$ $t_{evacuare} = -3$	$t_{admisie} = 30$ $t_{evacuare} = 35$	4,30
		$t_{admisie} = 40$ $t_{evacuare} = 45$	3,50
Apă – Apă	$t_{admisie} = 10$ $t_{evacuare} = 7$	$t_{admisie} = 30$ $t_{evacuare} = 35$	5,10
		$t_{admisie} = 40$ $t_{evacuare} = 45$	4,20
Apă – Aer	$t_{admisie} = 15$ $t_{evacuare} = 12$	$t_{uscat, admisie} = 20$ $t_{umed, admisie} = 15$	4,70
	$t_{admisie} = 20$ $t_{evacuare} = 17$	$t_{uscat, admisie} = 20$ $t_{umed, admisie} = 15$	4,40

c. modul de funcționare și integrarea în cadrul sistemului de încălzire prezentate în tab.3 conform datelor tehnice ale producătorului [3].

Tab.3 – Modalități de acționare a unei instalații de încălzire cu generator primar pompă de căldură

Tip montaj	Mod de operare
Monovalent	➤ Pompa de căldură funcționează ca unic generator de căldură ➤ Nivelul maxim de performanță se înregistrează doar dacă temperatura maximă pe turul sistemului de distribuție $t_{tur} \sim 35^{\circ}\text{C}$. ➤ <i>Modul de acționare răspunde cu succes cererii doar dacă se satisface condiția $t_{tur} < 60^{\circ}\text{C}$</i>
Mono-energetic	➤ Sistemul de încălzire nu necesită un supliment energetic. ➤ Pompa de căldură aer-apă lucrează până la o temperatură exterioară de -20°C cu aer din exterior. ➤ În caz de necesitate, la temperaturi exterioare foarte scăzute, se cuplează suplimentar încălzirea cu rezistență electrică.
Modulare în două trepte	➤ Pentru clădiri de locuit cu necesar mai mare de încălzire soluția în două trepte, pe principiul Master/Slave, este cea potrivită. ➤ Poate fi configurată pentru sursa sol sau apă. ➤ Obiectivul constă în obținerea unor puteri termice mai mari cât și o creștere a siguranței în exploatare a întregii instalații. ➤ Construcția modulară cu circuite de compresor separate asigură o eficiență ridicată la funcționarea în sarcină parțială și permite funcționarea simultană a pompei de căldură pentru încălzire și preparare de apă caldă menajeră.¹
Bivalent-alternativ	➤ Pompa de căldură furnizează întreaga cantitate de energie termică până la o temperatură exterioară determinată (de ex. 0°C). ➤ Dacă temperatura scade sub limita de performanță, pompa de căldură este decuplată și al doilea generator de căldură preia întreaga sarcină. ➤ <i>Acest mod de acționare se aplică la toate sistemele de încălzire pentru a satisface condiția $t_{tur} < 90^{\circ}\text{C}$.</i>
Bivalent-paralel	➤ Până la o temperatură exterioară determinată, pompa de căldură funcționează ca unic generator. ➤ La temperaturi scăzute se cuplează al doilea generator de căldură. ➤ În comparație cu modul de acționare bivalent alternativ, aportul pompei de căldură la contribuția anuală este mai mare deoarece în momentul sarcina termică este depășită, pompa de căldură este ajutată de către generatorul secundar, funcționând în paralel tot timpul. ➤ <i>Acest mod de acționare este adecvat pentru încălzirea pardoselilor și a radiatoarelor pentru $t_{tur} < 60^{\circ}\text{C}$.</i>
Bivalent-parțial paralel	➤ Până la o temperatură exterioară prestabilită pompa de căldură produce singură căldura necesară. ➤ Generatoarele termice lucrează periodic în paralel astfel că la temperaturi ale sursei sub valoarea prestabilită se cuplează al doilea generator de căldură. ➤ Dacă temperatura pe nu pot fi satisfăcuți de pompa de căldură, aceasta decuplează și generatorul termic secundar preia întreaga

	sarcină. ➤ Acest mod de acționare este adecvat pentru toate sistemele de încălzire ce necesită $t_{tur} > 60\text{ }^{\circ}\text{C}$.
--	--

2.3. Metodologie de cuantificare a performanței unei pompe de căldură

Coefficientul de performanță (COP) poate fi definit ca raportul dintre energia termică livrată de pompa de căldură și energia consumată pentru acționarea compresorului. Acest indicator este utilizat pentru aprecierea performanțelor termice ale unei pompe de căldură ce funcționează în regim de încălzire.

Este necesar a se preciza faptul că pentru a estima performanțele unei pompe de căldură nu este îndeajuns a se cunoaște doar valoarea COP indicată de producător ci este necesar a se utiliza un model de calcul de corecție pentru determinarea valorii COP operaționale (COP_{op}) (în cazul de față estimat ca medie lunară), pentru a cuantifica performanțele unei pompe de căldură supusă variațiilor climatice.

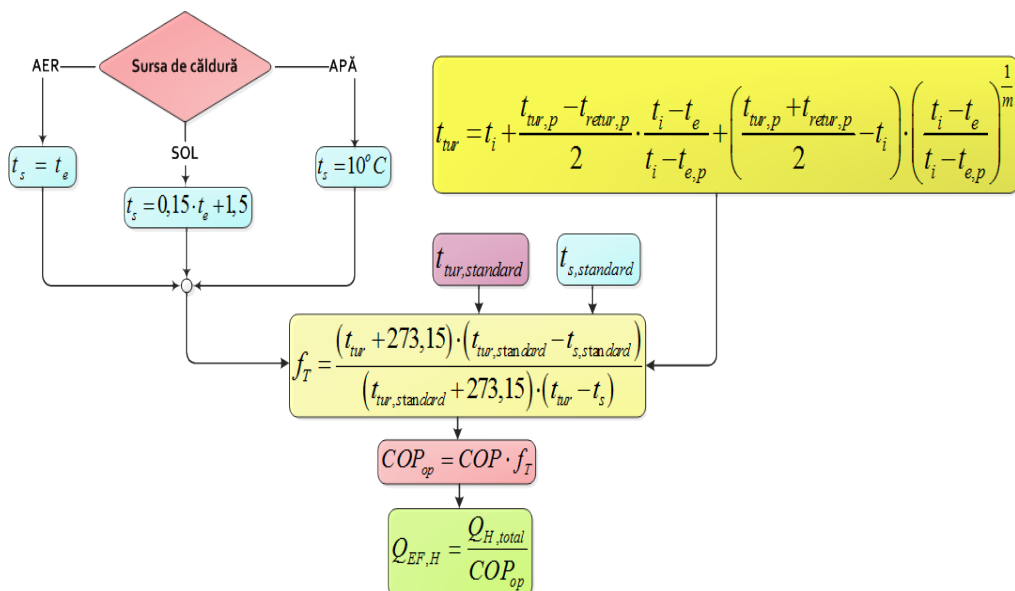


Fig.2 – Modelul matematic utilizat pentru determinarea capacității de producție a unui sistem de încălzire cu generator unic pompă de căldură

Modelul de calcul, prezentat succint în fig.2, valorifică principiile enunțate în standardul EN ISO 15316-4-2 în condițiile în care are loc un proces termodinamic constant calitativ pe întreaga perioadă de funcționare a pompei de căldură, și înglobează următorii parametri de calcul:

t_{tur} – temperatura efectivă a agentului termic pe circuitul tur [$^{\circ}\text{C}$];

t_i – temperatura interioară funcțională [$^{\circ}\text{C}$];

t_e – temperatura medie lunară a aerului exterior [$^{\circ}\text{C}$];

$t_{e,p}$ – temperatura aerului exterior de calcul pentru stabilirea sarcinii termice [$^{\circ}\text{C}$];

$t_{tur,p}$ – temperatura agentului termic proiectată pe circuitul tur [$^{\circ}\text{C}$];

$t_{retur,p}$ – temperatura agentului termic proiectată pe circuitul retur [$^{\circ}\text{C}$];

$t_{tur,standard}$ – temperatura standard de test a pompei de căldură pentru sursa caldă conform tab.2 sau specificațiilor producătorului [$^{\circ}\text{C}$];

$t_{s,standard}$ – temperatura standard de test a pompei de căldură pentru sursa rece conform tab.2 sau specificațiilor producătorului [$^{\circ}\text{C}$];

m – exponent specific sistemului de emisie [-];

Tab.4 – Parametrii curbei de încălzire pentru diverse elemente ale sistemului de emisie [4]

Tipul elementelor sistemului de emisie	Temperaturi tur/retur proiectată	m
Radiatoare	55/45	1,2...1,4
Convectoare	55/45	1,2...1,4
Încălzire prin pardoseală	40/30	1

Q_H – necesarul de energie termică al clădirii de locuit exprimat lunar [kWh];

$Q_{EF,H}$ – consumul de energie finală pentru satisfacerea cererii de energie termică [kWh_{el}]

Performanța unei pompe de căldură depinde de condițiile climatice ale amplasamentului, de coeficientul de performanță, parametri fizico-chimici ai agentului frigorific, respectiv parametri funcționali (temperatura agentului termic) și din acest motiv este necesară evaluarea lunară a coeficientului de performanță operațional (COP_{op}).

3. REZULTATE CANTITATIVE, CALITATIVE ȘI INTERPRETĂRI

Ipotezele în care modelul de calcul propus permite aprecierea performanțelor unei pompe de căldură ca generator de energie termică în cadrul clădirilor de locuit sunt:

- funcționare în regim monovalent sau mono-energetic ca primă opțiune, în cazuri de necesitate se adoptă varianta modulară în două trepte.

- parametrii standard de test ai pompei de căldură se extrag conform specificațiilor tehnice ale producătorului sau conform tab.2.
- puterea termică nominală se alege funcție de temperatura interioară de calcul ($t_i=20^\circ\text{C}$), temperaturii exterioară de calcul conform parametrilor climatici specifici amplasamentului, suprafață, respectiv rezistența termică a peretelui exterior considerat.
- se optează pentru sistem de încălzire prin pardoseală pentru a facilita funcționarea în condiții de maximă eficiență a pompei de căldură.

Considerând faptul că beneficiarul dispune de sumele necesare elaborării investiției fără a accesa un credit bancar, valorile de calcul considerate sunt următoarele:

- Protecția termică suplimentară a pereților exteriori opaci se realizează cu polistiren expandat cu $\lambda=0,038 \text{ W/mK}$ și costul unitar al materialului de 180 Lei/m^3 . Costul manoperei și al materialelor auxiliare termosistemului se consideră 50RON/m^2 , având un indice de creștere a costului proporțional cu grosimea materialului.
- Instalația de încălzire considerată este constituită din generator termic pompă de căldură AER-APĂ cu COP 4 la parametrii standard de test 7/30, ce funcționează racordat la un sistem de emisie – pardoseală radiantă, având un cost mediu de investiție orientativ de $4200 \text{ Lei/kW}_{t(t_e=-20^\circ\text{C})}$ putere instalată, incluzând și manopera.
- Costul operațional se determină funcție de prețul energiei electrice, considerat în anul inițial de calcul de $0,5 \text{ Lei/kWh}$, și indicele de inflație de 4% , luat în considerare pentru actualizarea anuală a prețului la energie, în ipoteza unor perspective macroeconomice optimiste.
- Perioada de calcul se consideră 20 de ani, în concordanță cu durata de viață maximă a sistemelor considerate, conform normelor europene.
- Costul global este estimat în Lei/m^2 suprafață opacă a anvelopei în plan vertical, orientată Nord, Sud, Est sau Vest, respectiv în plan orizontal.

Valorile rezistențelor termice inițiale $R_{\text{inițial}}$ (cazul 0 – fără investiție în reabilitarea fațadei) sunt prelevate după datele rezultate în urma recenziei efectuate de către IPCT (Institutul de Proiectare în Construcții Tipizate) în anul 2005, conform [5].

Rezultatele obținute în urma simulărilor sunt prezentate în fig.3, fig.4, fig.5 și pot fi interpretate astfel:

- pentru caz inițial – zidărie B.C.A., grosimea optimă a izolației termice suplimentare corespunde intervalului 20-25cm (S-N) pentru zona climatică III - Iași, respectiv 15-20cm (S-N) pentru zona I - Constanța.
- pentru caz inițial – zidărie Porotherm 38, grosimea optimă a izolației termice suplimentare corespunde intervalului 20-25cm (S-N) pentru zona climatică III - Iași, respectiv 10-15cm (S-N) pentru zona I - Constanța.
- pentru caz inițial – beton+vata minerală+beton, grosimea optimă a izolației termice suplimentare corespunde intervalului 20-25cm (S-N) pentru zona climatică III - Iași, respectiv 10-15cm (S-N) pentru zona I - Constanța.

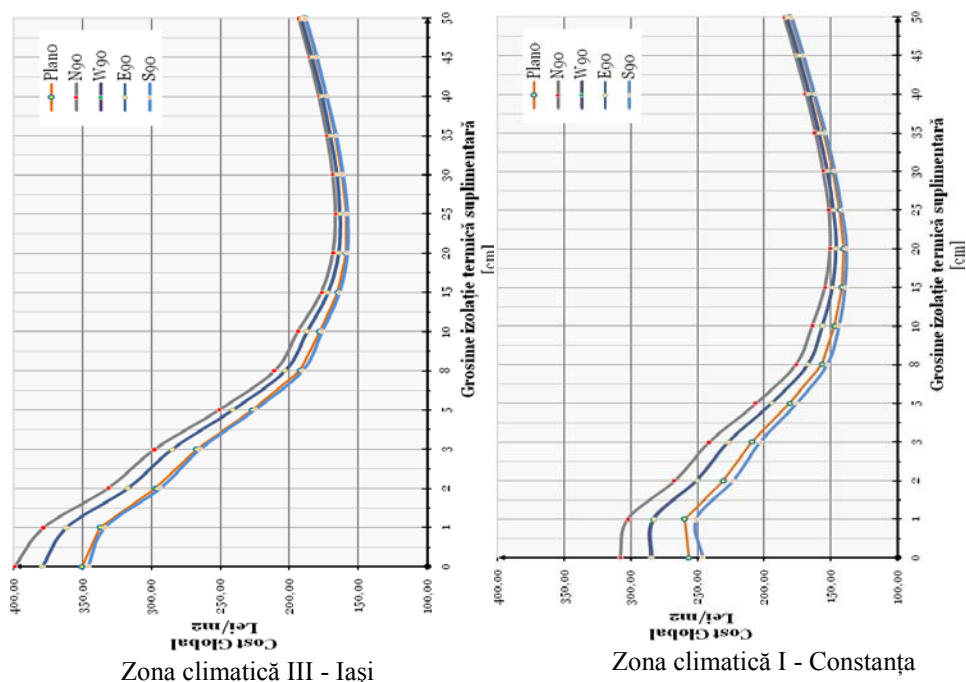


Fig.3 – Rezultate obținute pentru caz inițial – zidărie B.C.A. ($R_{\text{initial}} = 1,28 \text{ m}^2\text{K/W}$, $\alpha_{\text{abs}}=0,5$, masivitate termică medie-ridică)

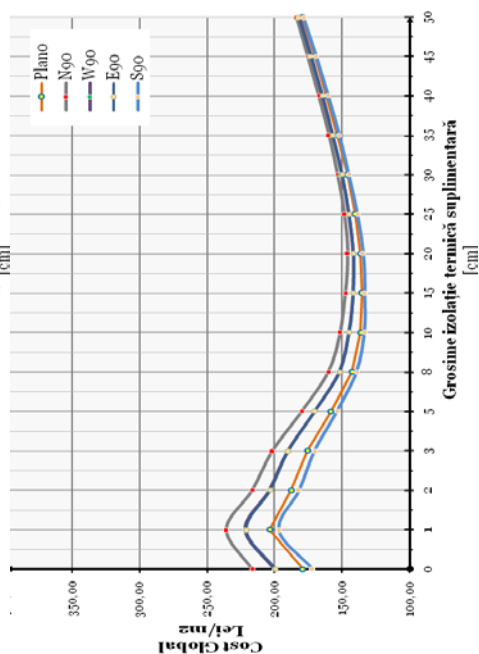
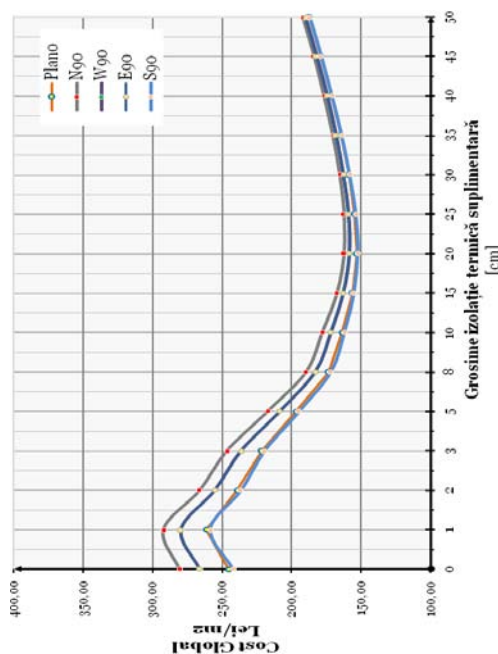
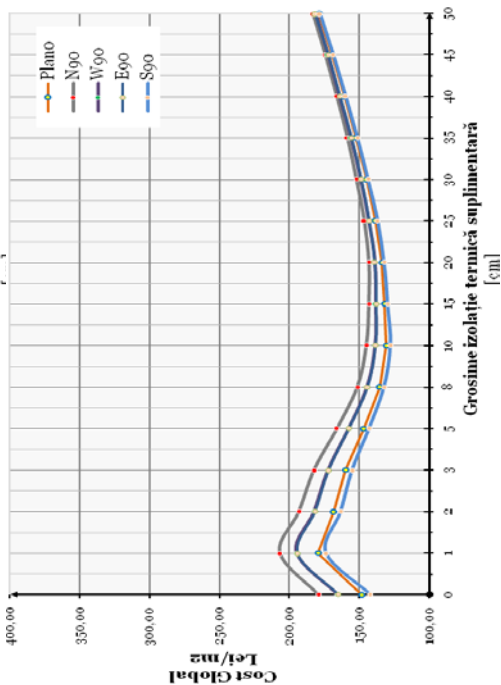
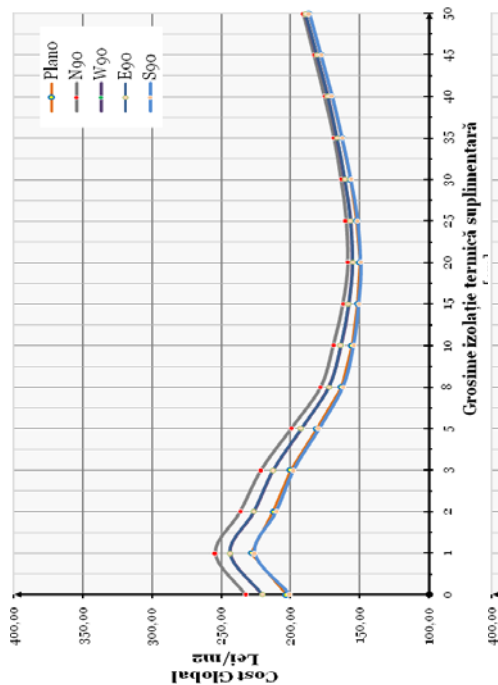


Fig.4 – Rezultate obținute pentru caz inițial – zidărie Porotherm 38 ($R_{\text{initial}} = 1,82 \text{ m}^2\text{K/W}$, $\alpha_{\text{abs}}=0,5$, masivitate termică foarte ridicată)



Zone climatică III - Iași

Zone climatică I – Constanța

Fig.5 – Rezultate obținute pentru caz inițial – beton+vata minerală+beton
 ($R_{\text{initial}} = 2,2 \text{ m}^2\text{K/W}$, $\alpha_{\text{abs}}=0,5$, masivitate termică foarte ridicată)

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

Obiectivul major al studiului îl constituie identificarea condițiilor în care o pompă de căldură poate funcționa independent, conservând parametrii de confort termic în spațiile încălzite ale unei locuințe, fără a suprasolicita sistemul energetic.

Interpretarea analitică a rezultatelor confirmă faptul că este posibilă integrarea unor pompe de căldură aer-apă în cadrul clădirilor de locuit în condițiile în care se are în vedere diminuarea sarcinii termice prin creșterea gradului de izolare termică a anvelopei clădirii. Din punct de vedere al beneficiarului, costurile de implementare a acestor sisteme le recomandă doar ca soluție de compromis în ipoteza în care alte surse de energie, mai ieftine, nu sunt disponibile sau greu accesibile. Costurile de investiție și cele operaționale scad odată cu ameliorarea condițiilor climatice.

Pentru a crește acuratețea rezultatelor și pentru a asigura o bază solidă pentru elaborarea deciziei de a concretiza o investiție se are în vedere modelarea tuturor parametrilor specifici determinării sarcinii termice a clădirii și a necesarului net de energie termică pentru încălzire și compararea cu alte tipuri de generatoare termice ce valorifică fie combustibili convenționali, fie sursa solară.

Bibliografie

1. <http://www.wattcraft.com/wp-content/uploads/2011/02/Heat-pump-schematic-2011-11-24.2.png>
2. ***, 2007/742/EC COMMISSION DECISION of 9 November 2007 establishing the ecological criteria for the award of the Community eco-label to electrically driven, gas driven or gas absorption heat pumps
3. ***, Manual tehnic Viessmann <http://www.viessmann.ro/etc/medialib/internet-ro/prospecte.Par.92626.File.File.tmp/Vitocal300-GRO.pdf>
4. ***, EN ISO 15316-4-2:2008, Heating systems in buildings — Method for calculation of system energy requirements and system efficiencies — Part 4-2: Space heating generation systems, heat pump systems
5. ***, Caracteristici termoeconomice ale anvelopei clădirilor <http://instalatii.utcb.ro/site/proiectecoordonare/serefen/ctec.pdf>

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Modalități de îmbunătățire a modului de comportare al îmbinărilor la elemente din materiale compozite

Sergiu Popoei¹, Paul Ciobanu²

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, sergiu_popoei@yahoo.com

²doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, paul.ciobanu84@yahoo.com

Rezumat

În ultimii ani, oamenii de știință au realizat studii experimentale și numerice cu privire la modul de comportare al îmbinărilor elementelor compozite polimerice armate cu fibre (CPAF). Necesitatea utilizării materialelor compozite în industrie și ingineria civilă a captat atenția cercetătorilor asupra posibilităților de îmbunătățire a performanțelor îmbinărilor acestor elemente structurale. Au fost utilizate diverse metode pentru sporirea rezistenței, rigidității și reducerea concentrărilor de tensiuni din jurul găurilor dar și pentru un transfer mai bun al încărcării de la o componenta la cealaltă. În acest articol sunt prezentate principalele tehnici utilizate pentru îmbunătățirea modului de comportare al îmbinărilor elementelor fabricate din materiale compozite.

Cuvinte cheie: CPAF, îmbinări hibride, îmbinări mecanice, îmbinări adezive.

1. INTRODUCERE

În ultimul deceniu, oamenii de știință au efectuat diverse studii experimentale și numerice folosind metoda elementului finit cu privire la modul de comportare al îmbinărilor și posibilitățile de îmbunătățire a performanțelor acestor sisteme de îmbinare. Aceste studii au fost focusate asupra următoarelor aspecte:

- influența parametrilor geometrici;
- influența orientării fibrelor;
- efectul momentelor de strângere;
- îmbunătățirea comportării îmbinărilor adezive prin armarea adezivului cu fibre tocate;
- îmbunătățirea comportării prin consolidarea găurilor cu inserții metalice lipite;
- îmbunătățirea comportării prin substituția fibrelor din zona de îmbinare cu alte materiale;
- îmbinări hibride realizate prin combinarea a două metode de îmbinare;

În acest studiu sunt prezentate principalele tehnici utilizate pentru îmbunătățirea performanțelor îmbinărilor la materiale compozite polimerice armate cu fibre.

În ultimul capitol este prezentat un program experimental care propune testarea a două serii de îmbinări mecanice consolidate în zona de îmbinare prin lipirea unor țesături din fibre de sticlă cu orientarea fibrelor $[0^\circ/90^\circ]$, respectiv $[45^\circ/-45^\circ]$.

2. TEHNICI UTILIZATE PENTRU ÎMBUNĂȚIREA MODULUI DE COMPORTARE AL ÎMBINĂRILOR LA MATERIALE COMPOZITE POLIMERICE ARMATE CU FIBRE

Un studiu experimental cu privire la efectul orientării straturilor și parametrilor geometrici asupra modului de comportare al îmbinărilor cu suruburi a fost realizat de către Alaattin Aktas[1]. Rezultatele experimentale au arătat că pentru laminatele cu orientarea straturilor $[0^\circ/45^\circ-45^\circ/90^\circ]$ și $[90^\circ/45^\circ-45^\circ/0^\circ]$, parametrii geometrici optimi au fost identificați pentru rapoartele $E/D \geq 4$ și $W/D \geq 4$. Capacitatea portantă a laminatele cu orientarea straturilor $[90^\circ/45^\circ-45^\circ/0^\circ]$ a fost identificată mai mare cu 12% în comparație cu $[0^\circ/45^\circ-45^\circ/90^\circ]$.

Luând în considerare forțele și deplasările ultime, un raport de $W/D=4$ ar fi alegerea optimă pentru îmbinările mecanice la materiale compozite. Alegerea unor parametrii geometrici generoși nu înseamnă neapărat o creștere a rezistenței îmbinărilor mecanice[2]. În Figura 1 sunt prezentați parametrii geometrici utilizați în acest studiu.

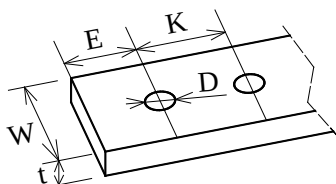


Fig. 1. Parametri geometrici : D = diametrul găurii; W = lățimea specimenului; E = distanța până la capatul specimenului; K = distanța dintre găuri; t = grosimea;

Un studiul experimental cu privire la capacitatea portantă a îmbinărilor mecanice cu unghiuri mici al orientării fibrelor a fost realizat de către Cesim Atas[3]. Rezultatele au dovedit că utilizarea orientării fibrelor cu unghiuri mici nu este optimă pentru îmbinările mecanice iar orientarea identică poate genera moduri de rupere nedorite și o capacitate portantă mai mică.

Influența orientării straturilor asupra capacității portante și a forței ultime pentru îmbinări mecanice a fost investigată de către Khashaba[4]. Pentru speciemenle cu orientarea fibrelor $[0^\circ/90^\circ]$ au fost identificate cele mai mari forțe și deplasări

ultime. Specimenele $[45^0/-45^0]$ au fost identificate cu modulul și forța de forfecare în plan cea mai mare.

Khasba a mai studiat și efectul dimensiunii șabilelor și a momentelor de strângere asupra performanțelor îmbinărilor cu șuruburi la materiale compozite[5]. Rezultatele experimentale au arătat că forța capabilă maximă s-a obținut pentru specimenele cu șaibe de 18mm și moment de strângere 15Nm.

Un alt studiu experimental cu privire la modul de comportare al îmbinărilor mecanice la materiale compozite a fost realizat de Faruk Sen[6]. Rezultatele au arătat că capacitatea portantă a îmbinărilor mecanice la materiale compozite crește odată cu creșterea parametrilor geometrici, iar specimenele fără momente de strângere au forțele capabile mai mici decât cele pretensionate cu 3Nm, respectiv 6Nm.

S.M.R. Khalili a realizat un studiu experimental în 2008 cu privire la influența armării adezivului la îmbinările materialor compozite lipite cu adezivi. Rezultatele obținute au arătat că armarea adezivului cu praf din fibre de sticlă crește capacitatea portantă a îmbinării. Utilizarea unei fracțiuni volumetrice de 30% a dat performanțele cele mai bune [7].

O tehnică pentru îmbunătățirea performanțelor îmbinărilor mecanice prin introducerea unor inserții metalice în găuri (Fig. 2) a fost utilizată în câteva studii experimentale. În lucrarea realizată de Camanho[8] s-a constatat o creștere a forței ultime cu 24,4% pentru specimenele cu un inserții lipite în găuri. Această creștere este justificată prin crearea unei noi zone de transfer al încărcării și prin reducerea eforturilor din jurul găurilor.

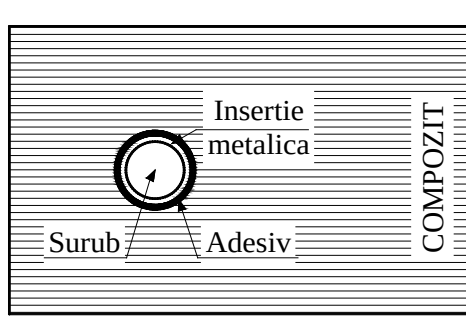


Fig. 2. Inserții metalice lipite în găuri

În studiul condus de Soren Nilsson[9], forțele de rupere au crescut cu 55% pentru specimenele cu inserții din aluminiu, respective cu 30% când au fost folosite inserții din oțel. Pedro Herra și Gary Cloud [10] au realizat un experiment în care au folosit inserții din aluminiu și inserții din rășini epoxidice. S-a constatat pentru ambele variante o reducere a concentrărilor de eforturi din jurul găurilor, iar cea mai bună comportare s-a obținut la specimenele cu inserții din aluminiu.

O altă tehnică pentru îmbunătățirea performanțelor îmbinărilor mecanice la material compozite o reprezintă substituția straturilor de fibră din zona de îmbinare cu alte materiale (Fig. 3). Camanho [11] a condus un studiu experimental și numeric cu privire la răspunsul structural al îmbinărilor mecanice utilizând un material compozit hibrid bazat pe substituția straturile de fibre de carbon cu fibre de titan. Rezultatele experimentale au arătat o creștere a capacității portante cu 158% pentru speciemenele cu un conținut mare de titan, respectiv 29% pentru speciemenele cu un conținut de 50%. S-a constatat că hibridizarea locală a zonei de îmbinare este o soluție fezabilă și sporește capacitatea portantă a îmbinărilor mecanice la material compozite [12].

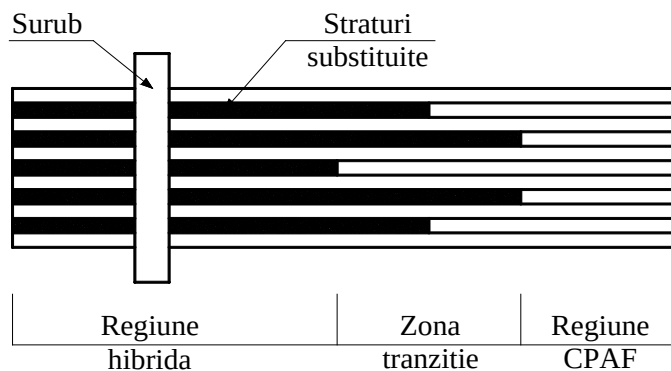


Fig. 3. Hibridizarea zonei de îmbinare

O tehnică utilizată în special pentru aplicații structurale este combinarea metodei adezive cu cea mecanică (Fig. 4).

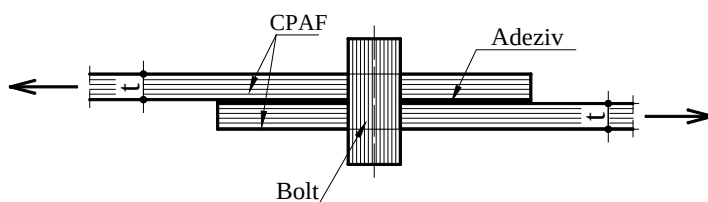


Fig. 4. Îmbinare hibridă

Gordon Kelly [13] a condus două studii experimentale cu privire la modul de comportare al îmbinărilor hibride (adezive – mecanice) la materiale compozite. În urma experimentului s-a constatat că încărcarea transferată prin intermediul șuruburilor crește atunci când crește grosimea adezivului și a aderențelor și scade o dată cu creșterea lungimii de suprapunere. Comparativ cu îmbinările adezive, sistemele hibride au arătat o rezistență la oboseală mai mare și oferă o creștere a forței capabile a îmbinării. S-a constatat că adezivul cedează după un număr mare de

cicluri pentru o forță dată. Rezistența la oboseală a îmbinărilor hibride este mai mare decât pentru îmbinările mecanice[14], [15].

3. PROIECTAREA EXPERIMENTULUI

3.1. Pregătirea și instrumentarea specimenelor

Pentru programul experimental au fost propuse două serii de îmbinări mecanice consolidate în zona de îmbinare cu țesături din fibră de sticlă, fiecare serie fiind constituită din patru specimene cu una, două și patru găuri. Configurațiile acestor îmbinări sunt prezentate în Figurile 5 și 6.

Pentru seria A zona de îmbinare v-a fi consolidată cu țesături din fibră de sticlă lipite orientate la $[0^0/90^0]$, respectiv $[45^0/-45^0]$ pentru seria B.

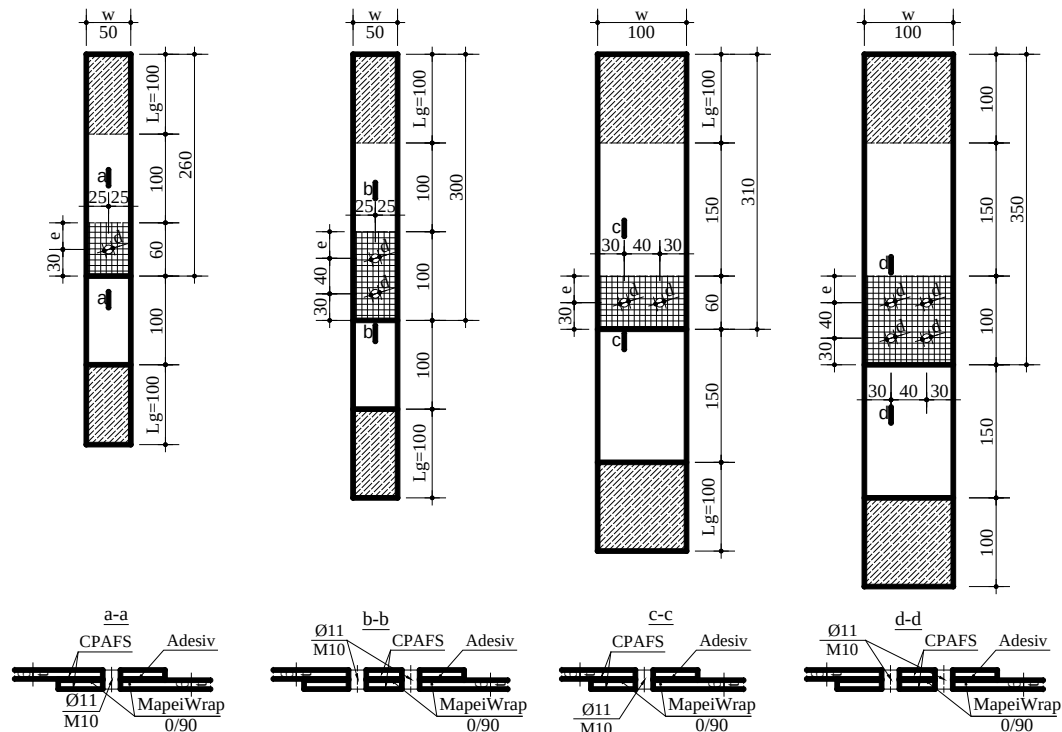


Fig. 5. Configurația specimenelor din seria A

program experimental care propune testarea a două serii de epruvete în vederea obținerii unei comportări mai bune a îmbinărilor mecanice.

Prin acest program experimental se vor putea identifica modurile de cedare, forțele și deplasările la rupere dar și defectele care pot apărea în urma execuției. Această soluție este recomandată în special pentru îmbinările mecanice la materiale compozite unidirecționale în vederea îmbunătățirii proprietăților mecanice pe direcție transversală.

Bibliografie

1. A. Aktas, M. H. Dirikolu., “The effect of stacking sequence of carbon epoxy composite laminates on pinned-joint strength”, *Composite Structures*, 62, 2003, pp. 107-111.
2. Song Zhou, Zhenquing Wang, Jiansheng Zhou, Xiaodi Wu., “Experimental and numerical investigation on bolted joint made by vacuum assisted resin injection”, *Composites: Part B*, 45, 2013, pp. 1620-1628.
3. Cesim Atas., “Bearing strength of pinned joints in woven fabric composites with small weaving angles”, *Composite Structures*, 88, 2009, pp. 40-45.
4. U.A. Khashaba, T.A. Sebaey, K.A. Alnefaie., “Failure and reability analysis of pinned-joints composite laminates: Effect of stacking sequences”, *Composites: Part. B*, 45, 2013, pp. 1694-1703.
5. U.A. Khashaba, H.E.M. Sallam, A.E. Al-Shorbagy, M.A. Seif., “Effect of washer size and tightening torque on the performance of bolted joints in composite structures”, *Composite Structures*, 73, 2006, pp. 310-317.
6. Faruk Sen, Murat Pakdil, Onur Sayman, Semeih Beuli., “Experimental failure analysis of mechanically fastened joints with clearance in composite laminates under preload”, *Materials and Design*, 29, 2008, pp. 1159-1169.
7. M.R. Khalili, A. Shokuhfar, S.D. Hoseini, M. Bidkhori, S. Khalili, R.K. Mittal., “Experimental study of the influence of adhesive reinforcement in lap joints for composite structures subjected to mechanical loads”, *I. Journal of Adhesion & Adhesives*, 28, 2008, pp. 436-444.
8. P.P. Camanho, C.M.L. Tavares, R. de Oliveira, A.T. Marques, A. M. Ferreira., “Increasing the efficiency of composite single-shear lap joints using bonded inserts”, *Composites: Part. B*, 36, 2005, pp. 372-383.
9. Soren Nilsson. “Increasing strength of graphite/epoxy bolted joints by introducing an adhesively bonded metallic insert”, *Journal of Composite Materials*, 23, 1989, pp. 642-650.
10. Pedro J. Herrera-Franco, Gary L. Cloud. “Strain-relief inserts for composite fasteners - An experimental study”, *Journal of Composite Materials*, 26, 1992, pp. 751-768.
11. P.P. Camanho, A. Fink, A. Obst, S. Pimenta. “Hybrid titanium-CFRP laminates for high-performance bolted joints”, *Composites: Part. A*, 40, 2009, pp. 1826-1837.
12. Fink A., Kolesmikov B., “Hybrid titanium composite materials improving composite structure coupling”, *European conference on spacecraft structures, materials and mechanical testing*, Noordwijk, The Netherlands, 2005.
13. Gordon Kelly., “Load transfer in hybrid (bonded/bolted) composite single-lap joints”, *Composite Structures*, 69, 2005, pp. 35-43.
14. Gordon Kelly., “Quasi-static strength and fatigue life of hybrid (bonded/bolted) composite single-lap joints”, *Composite Structures*, 72, 2006, pp. 119-129.
15. Cat-Tan Hoang-Ngoc, Eric Paroissien., “Simulation of single lap bonded and hybrid (bolted/bonded) joints with flexible adhesive”, *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 30, 2010, pp. 117-129.

Studiu referitor la proprietățile stucturilor din beton armat utilizând cauciuc reciclat

Țaran Rareș-George

doctorand. ing., Facultatea de Construcții și Instalații Iași, taranraresgeorge@yahoo.com

Rezumat

Cercetări importante au avut loc pentru a înțelege mai bine caracteristicile și potențialul comercial al rezidurilor extrase din anvelope și rolul de a fi utilizate ca o alternativă la agregatele convenționale care intră în componența betoanelor. Înlocuind agregatele naturale cu granule de cauciuc reciclat rezultă un beton simplu cauciucat, folosit îndeosebi la lucrări nestructurale. Această lucrare însumează unele comparații și relevă unele concluzii după consultarea studiilor publicate în domeniu, referitor la betoane cauciucate aflate atât în stare proaspătă cât și întărit, dar și a caracteristicilor de material. Au mai fost prezentate și unele recomandări cu privire la direcțiile viitoare de cercetare în acest domeniu.

Cuvinte cheie: beton cauciucat, reciclare, agregate cauciucate, anvelope uzate.

1. INTRODUCERE

Reutilizarea deșeurilor rezultate din construcții în același domeniu poate ajuta la prevenirea poluării mediului și în același timp contribuind la realizarea unor construcții având costuri mai reduse. În consecință, folosirea agregatelor din cauciuc în beton a devenit mai importantă și a devenit un subiect de cercetare încă de acum 20 de ani [1]. În Europa, anual, sunt produse cam trei milioane de cauciucuri și 70% dintre ele sunt aruncate după ce nu mai pot fi folosite. Majoritatea țărilor evită stocarea sau aruncarea anvelopelor uzate în spațiile de depunere a deșeurilor, oferind un important stimul de a căuta noi metode de reutilizare [2]. În ultimele două decenii cercetările referitoare la proprietățile și potențialul de folosire a betonului simplu cauciucat a crescut constant. Betonul simplu cauciucat poate fi definit ca un beton convențional unde agregatul fin sau grosier este înlocuit cu granule sau pudră de cauciuc [3].

Scopul acestei lucrări este de a însuma studiile anterioare ce au fost realizate în precedenții douazeci de ani și de a trasa unele concluzii generale referitoare la betonul simplu cauciucat atât în stare proaspătă cât și întărit.

2. MODUL DE OBȚINERE ȘI CLASIFICARE

Agregatele din cauciuc sunt realizate prin reciclarea și prelucrarea anvelopelor uzate, rezultând granule cu diferite dimensiuni sau fibre. De obicei, prelucrarea se produce mecanic la temperaturi normale, mai existând o metodă, cea a prelucrării la temperaturi foarte scăzute. Prelucrarea la temperaturi normale se realizează prin măcinarea anvelopei uzate sau folosind tehnici de granulare. În cazul prelucrării la temperaturi scăzute, anvelopa este înghețată în nitrogen lichid și apoi sfărmată cu ajutorul unor ciocane automate. La amândouă tehnici partea de metal (sârmele) ce intră în componența anvelopei este înlăturată folosind câmpuri magnetice.

Pentru a putea fi folosit în componența betonului ca și agregat, cauciucul reciclat este clasificat mai ales după cum a fost produs:

a) Cauciuc mărunțit grosier

În alcătuirea betonului este folosit pentru a înlocui agregatul. Pentru a produce acest tip de agregat, este necesară prelucrarea cauciucului în mai multe etape, astfel încât la final acesta să aibă dimensiunea agregatului pe care urmează să îl înlocuiască (fig. 1).



Fig. 1. Granule grosiere de cauciuc reciclat

b) Cauciuc granulat

Acesta este folosit pentru a înlocui fracțiunea fină din agregat (nisipul), fiind produs prin măcinare. Depinzând de tipul de moară folosit, diferă și dimensiunea granulei. Este o metodă simplă de a obține agregate acestea variind în dimensiune de la 0,425 mm până la 4,75 mm (Fig. 2).



Fig. 2. Frațiune fină cauciuc

c) Pudră de cauciuc

Pudra este folosită ca înlocuitor al liantului în rețeta betonului (cimentului). Pentru a se obține aceasta cauciucul este măcinat foarte fin, până ajunge la dimensiuni ale granulei între 0,075 mm și 0,475 mm (Fig. 3).



Fig. 3 Pudră de cauciuc reciclat

3. COMPONENTA REȚETEI

Impactul utilizării cauciucului reciclat ca și agregat parțial în componența betonului a fost îndelung documentat prin testări la compresiune, tracțiune și încovoiere [4]. În numeroasele studii anterioare, toate au raportând că rezistența la compresiune, la întindere și modulul elastic au o scădere semnificativă, cu cât este mărită cantitatea de cauciuc din agregat. Cele două mecanisme responsabile pentru reducerea rezistenței sunt discrepanța semnificativă între modul de elasticitate pentru agregatele de cauciuc și pasta întărită de ciment și slaba dezvoltare a zonei de transmitere interfacială. Aceste două mecanisme sunt în mare măsură interdependente din moment ce legătura din zona de transmitere interfacială duce la apariția și propagarea microfisurilor care se dezvoltă pe lângă particulele de cauciuc și, sub încărcare, stările de tensiune dintre cauciuc și pasta de ciment întărită agravează problema [12].

Microstructura matricei betonului este unul din factorii cruciali în vederea controlării dezvoltării caracteristicilor de rezistență. Aceasta poate fi o problemă specială în cazul agregatelor din cauciuc reciclat, cum au declarat mulți cercetători, unde a fost sugerat ca îmbunătățirea conlucrării în zona de transmitere interfacială să fie realizată prin modificarea atât a proprietăților suprafeței cât și a structurii porilor agregatelor reciclate [17].

Cantitatea maximă de agregat din cauciuc care să poată să fie înlocuit trebuie să fie determinată, deși studiile anterioare au arătat că atât în stare proaspătă, cât și întărit, cantitatea ideală de agregat cu dimensiunea sub 4 mm trebuie să fie de maxim 180 kg/m³ [13]. Unii cercetători au reușit să producă beton cu un aport de 30 % din volumul agregatului fin, folosind granule cauciucate, pe când alții au înlocuit agregatul grosier și au obținut o reducere a rezistenței la compresiune de 33 % (înlocuind 10 %) și 73 % (înlocuind 25 %) [14].

În practică, pentru a evita reducerea semnificativă a proprietăților mecanice, o parte din cercetători au recomandat conținutul maxim de agregat pe bază de cauciuc 20 % până la 30 % din volumul total de agregat.

4. DUCTILITATEA ȘI REZISTENȚA LA IMPACT

Deși rezistența la tracțiune a betonului cauciucat scade odată cu creșterea procentajului de agregate din cauciuc, gradul de tensiune crește considerabil în raport cu conținutul de cauciuc până la un anumit procent. Duritatea betonului crește odată cu mărirea procentului de agregat din cauciuc adăugat în volumul de agregat din piatră, cu maxim 25 %, după care o descreștere este observată ca urmare a declinului la rezistența la compresiune finală [16] (Fig. 4) .

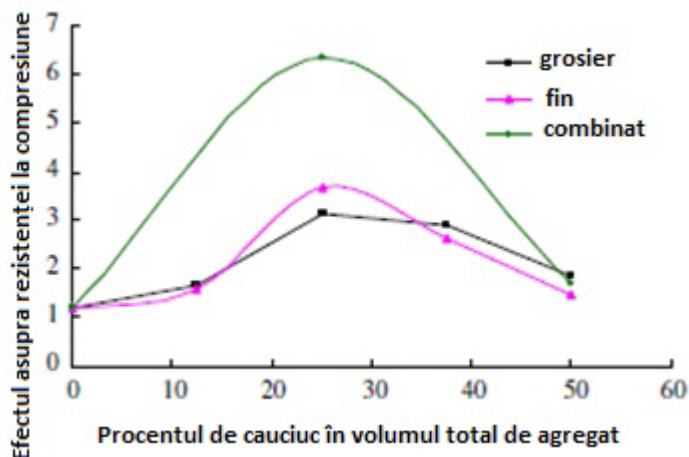


Fig. 4. Evoluția la compresiune în raport cu cantitatea de cauciuc reciclat [16]

Cantitatea de agregat cauciucat grosier poate deasemeni să crească substanțial rezistența la impact la prima fisură (microfisură). Totuși, lățimea fisurii și propagarea ei sunt mai mari în comparație cu cea a betonului cu agregat natural. Această comportare se presupune a fi datorată vitezei de deformare mai mare care duce în schimb la o creștere a absorbției de energie. În mod previzibil, modulul de elasticitate, determinat prin pulsații ultrasonice, a betonului cauciucat descrește în contrast cu mărirea cantității de agregat cauciucat înlocuit, ceea ce presupune o creștere a ductilității betonului astfel obținut.

Atahan și Sevim [15] au cercetat utilitatea înlocuirii agregatelor normale cu granule de cauciuc reciclat cu dimensiuni de 11 - 22 mm pentru a produce bariere de beton. Potrivit rezultatelor testelor statice și dinamice, s-a concluzionat ca betonul conținând până la 40 % din volumul de agregat grosier înlocuit poate fi folosit la producerea de bariere de siguranță. Betonul cu un procentaj mare de agregate cauciucate în componență ar fi pretabil pentru construirea de bariere de siguranță pentru autostrăzi cu o rezistență îmbunătățită la zgomotul produs de trafic și la impact.

5. PROCEDEE DE AMESTECARE ȘI PREPARAREA AGREGATELOR

Momentan nu este nici o metodă standardizată de amestecare a betonului caucicat. Opinii despre ce mai bună abordare variază considerabil în literatura de specialitate, mai mult bazată pe observații empirice a încercărilor de amestecare. Una dintre principalele probleme referitoare la adăugarea de granule de cauciuc în componența betonului este aceea a creșterii tendinței de segregare. Acest lucru a condus la unele adaptări neconvenționale ale procesului de amestecare pentru a fi evitată această problemă. Unii cercetători au concluzionat că ar fi de preferat ca amestecul uscat din componența betonului ar trebui amestecat întâi între 1 min [6] și 5 min [7] înainte de a adăuga apa, plus un super plastifiant, dacă este nevoie.

Amestecarea ar trebui să continue între 3 min și 5 min sau până compoziția devine omogenă. Alți cercetători propun amestecarea agregatelor și a cimentului, urmat de adăugarea graduală a cauciucului, agregatului fin, apa și 75 % din super plastifiant. Cei 25 % din super plastifiantul rămas sunt adăugați în ultimele 3 minute de amestecare [1]. A mai fost sugerată adăugarea de apă în etape unde agregatul fin și cel grosier și jumătate din agregatul cauciucat sunt amestecate inițial cu un sfert din volumul de apă. Cimentul este adăugat apoi la amestec plus încă o jumătate din cantitatea de apă, înainte de a adăuga gradual apa rămasă și de a amesteca pentru încă 3 până la 5 min.

Rezultate satisfăcătoare au fost întâlnite și prin amestecarea uscată a agregatelor și cimentului jumătate de minut, înainte de a adăuga apa și o treime din super

plastifiant, amestecând încă un minut jumătate. În final se adaugă restul de super plastifiant și se amestecă încă 3 minute jumătate [8].

Unii cercetători au studiat pretratarea rezidurilor provenite din anvelope pentru a îmbunătăți aderența dintre agregate și ciment [9]. Imersarea în soluție de hidroxid de sodiu (NaOH) este considerată a fi o abordare. În betonul cauciucat întărit, unde granulele de cauciuc au fost tratate în soluție de NaOH timp de 20 min, rezistența la abraziune, absorbția de apă, rezistența la încovoiere și disiparea energiei, toate s-au îmbunătățit, împreună cu o importantă reducere a pierderii de rezistență la compresiune care de obicei are loc.

Acoperirea înainte de a fi încorporate în amestec a granulelor din cauciuc cu pastă de ciment și lăsate să se întărească, poate mări rezistența la compresiune între 30% și 50%, cu unele îmbunătățiri și la rezistența la încovoiere [10, 11] (Fig. 5) .

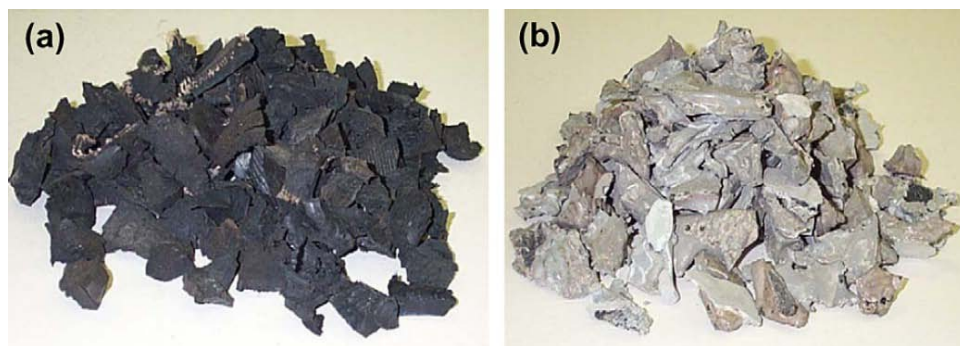


Fig. 5. Agregate din cauciuc
a) simple b) înglobate în pastă de ciment

6. CONCLUZII

Cercetările curente au arătat că sunt două domenii unde se apreciază că betonul cu agregate din cauciuc în defavoarea amestecurilor normale pentru beton, pot oferi avantaje în stare plastică cât și atunci când este întărit.

În primul rând, unde agregatele din cauciuc micșorează greutatea specifică a amestecului având un aport mai mare a aerului care face ca pomparea să fie mai ușoară și oferă o mai bună izolare termică și/sau acustică. Viitoare cercetări experimentale se vor putea concentra pe efectul la izolare, unde pomparea rapidă, bune proprietăți termice și rezistență moderată sunt necesare. Utilizări adiționale pot include structuri de dimensiuni reduse cu izolare termică și acustică mărită ce ar putea adăposti unele mașinării ce produc zgomot, și de asemenea la clădirile existente ar putea fi folosit ca strat suplimentar pentru izolare.

În al doilea rând, betonul cauciucat oferă o creștere importantă a încărcărilor variabile pe planșeu și a caracteristicilor de absorbție la impact și vibrații. Cercetările ulterioare s-ar putea concentra asupra utilizării betonului cu cauciuc reciclat pentru realizarea de pardoseli amortizante la montarea de utilaje grele, autostrăzi și căi de rulare pentru macarale, buncăre, în domeniul maritim pentru realizarea de docuri și ziduri de protecție a falezei [5], în vederea creării unei strat uniform pentru absorbția vibrațiilor și a efectelor produse la impact.

Concluzionând, este nevoie de o definiție clară a betonului realizat cu agregate din cauciuc și de a-l introduce în standardele și procedurile actuale. Având în vedere cercetările, pot fi observate unele generalități:

- Utilizarea de cauciuc mărunțit grosier (agregate de dimensiuni mari) sau pudră de cauciuc, ar trebui minimizată sau evitată în favoarea cauciucului granulat care are implicații reduse la cost și la rezistență.
- Rata de înlocuire a agregatului nu trebuie să depășească 30 % din volumul acestuia, pentru a menține un nivel acceptabil de rezistență și rigiditate pentru ca betonul cauciucat să fie utilizabil.

Deși proprietățile referitoare la rezistență și durabilitate ale betonului cu agregate din cauciuc reciclat nu sunt favorabile, acesta poate prezenta și unele avantaje. Acestea rezultă din caracteristici de amortizare favorabile, și o bună izolare termică și fonică a betonului, după cum a fost prezentat în studiile efectuate. Cu atât mai mult, sunt de subliniat avantajele asupra protecției mediului adus de reciclarea anvelopelor uzate care, este bine știut, au un grad de neutralizare naturală scăzut.

Bibliografie

- [1] Ganjian E, Khorami M, Maghsoudi AA. "Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete" *Construction and Building Materials*, 2009; 23(5):1828–36;
- [2] Najim KB. "Modulus of elasticity and impact resistance of chopped worn-out tires concrete" *Iraq J. Civil Eng* 2005, 1(6):83–96;
- [3] Bignozzi MC, Sandrolini F. "Tyre rubber waste recycling in self-compacting concrete" *Cement Concrete Res*, 2006, 36(4):735–9;
- [4] Sukontasukkul P. "Use of crumb rubber to improve thermal and sound properties of pre-cast concrete panel" *Construction and Building Materials* 2009;23(2):1084–92;
- [5] K.B. Najim, M.R. Hall "A review of the fresh/hardened properties and applications for plain (PRC) and self-compacting rubberised concrete (SCRC)" *Construction and Building Materials* 24 (2010) 2043–2051;
- [6] Turgut P, Yesilata B. "Physico-mechanical and thermal performances of newly developed rubber-added bricks" *Energy Build* 2008;40(5):679–88;
- [7] Sukontasukkul P. Use of crumb rubber to improve thermal and sound properties of pre-cast concrete panel. *Constr Build Mater* 2009;23(2):1084–92;
- [8] Turatsinze A, Garros M. "On the modulus of elasticity and strain capacity of self-compacting concrete incorporating rubber aggregates" *Resour Conserv Recycl* 2008;52(10):1209–15;
- [9] Guoqiang L, Michael AS, Gregory G, John E, Christopher A, Baoshan H. "Development of waste tire modified concrete" *Cement Concrete Res* 2004;34(12):2283–9;
- [10] Cairns R, Kew HY, Kenny MJ. The use of recycled rubber tyres in concrete

construction“ The University of Strathclyde, Glasgow; 2004;

[11] F. Pacheco-Torgal, Yining Ding, Said Jalali “Properties and durability of concrete containing polymeric wastes (tyre rubber and polyethylene terephthalate bottles): An overview“ Construction and Building Materials 2012;30 717;

[12] Güneyisi E, Gesoglu M, Özturan T. “Properties of rubberized concretes containing silica fume. Cement Concrete Res 2004;34(12):2309–17;

[13] Topçu IB, Bilir T. Experimental investigation of some fresh and hardened properties of rubberized self-compacting concrete“ Mater Des 2009;30(8):3056–65;

[14] Turatsinze A, Garros M. “On the modulus of elasticity and strain capacity of self-compacting concrete incorporating rubber aggregates“ Resour Conserv Recycl 2008;52(10):1209–15;

[15] Atahan AO, Sevim UK. “Testing and comparison of concrete barriers containing shredded waste tire chips“ Mater Lett 2008;62(21–22):3754–7;

[16] Khaloo AR, Dehestani M, Rahmatabadi P. Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire-rubber particles. Waste Manage 2008;28(12):2472–82;

[17] Yun G, Geert S, Guang Y, Haoliang H, Zhijun T, Kai W. “Characterization of ITZ in ternary blended cementitious composites: Experiment and simulation“ Construction and Building Materials 2013.41:742-750.

Locuințele protejate de pământ – o alternativă neconvențională viabilă

Horia Țundrea,

doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, tundrea@yahoo.com

Rezumat

Faptul că arhitectura de azi tinde să fie tot mai mult inspirată de formele naturii și geniul ei structural nu este întâmplător, la fel cum nici tendința noastră tot mai mare de a căuta în trecut soluții pentru un viitor mai bun nu este deloc illogică. Cele mai simple soluții sunt cel mai probabil și cele mai bune iar întoarcerea la origini, atunci când un habitat era sincer și eficient, construit doar pentru a-și servi scopul de adăpost confortabil proprietarilor săi, parvine firesc. Urmând tipologia adăpostului primar de tip pteră, descoperim o locuință eficientă energetic cu premise foarte promițătoare, niciodată pe deplin acceptată și aproape întotdeauna considerată ca o utopie hippie a zilelor noastre: casa protejată de pământ.

Scopul nostru este de a urmări evoluția conceptului, pentru a realiza o clasificare a caselor protejate de pământ și de a analiza problemele structurale, morfologice și de construcție care trebuie să fie luate în considerare atunci când se optează pentru această variantă neconvențională de locuire. De la poziționare la orientarea fațadelor vitrate și exploatarea optimă a climatului, a harzii vânturilor din zonă și a punctelor cardinale, de la alegerea de materiale de construcție până la a găsi modalități eficiente de a proteja locuința în timpul perioadei de exploatare de factori dăunători specifici, proiectul trebuie să analizeze toate aceste caracteristici dacă se vrea un succes.

Cuvinte cheie: locuințe protejate de pământ, eficiența energetică, bordei, locuințe ecologice

1. CASA PROTEJATĂ DE PĂMÂNT – SCURT ISTORIC, TIPOLOGII ȘI CLASIFICARE

Departă de a fi o noutate, conceptul de viață subterană este unul deloc intrusiv, dovedindu-și eficiența în mai dure condiții climatice și oferind un adăpost durabil și confortabil pentru locuitorii săi. Ca toate lucrurile de valoare care s-au dovedit a fi un succes în îndeplinirea scopului lor, această formă neconvențională de adăpost a fost produsul unui proces logic dictat de nevoia omului de a se adapta la mediu și de a supraviețui.

Unic în forma lui de abordare a spațiului de locuit, aceasta casa folosește energia solului de a menține o temperatură aproape constantă în interiorul structurii de partial sau total se îngroapă în peisaj sub cota de îngheț specifică anumitor regiuni geografice. Aceste regiuni diferă foarte mult, utilizarea acestui concept de locuire fiind populară atât deșertul tunisian arid cât și în peisajul islandez rece sub diferite forme și abordări logice și contextuale. Un alt exemplu notabil este cel al a -numitului bordei, o formă mai primitivă de adăpost, o locuință săpată în pământ și acoperită cu pământ care încă mai există rareori în satele românești, dar este comună în Europa sub diferite forme și mărimi. Aceste soluții arhitecturale oferă protecție într-un climat variabil, cu diferențe mari de temperatură pe tot parcursul celor patru anotimpuri ale anului.

Studiind aceste exemple putem veni cu o clasificare morfologică. Casele tradiționale subterane berbere din Matmata, Tunisia (Fig. 1) se constituie în principal dintr-o groapă mare săpată în pământ ce îndeplinește rolul de atrium pentru spațiile de locuit principale ce se deschid înspre această curte de lumină, oferind umbră pe timpul verii fierbinți și adăposturi contra vânturilor reci și temperaturilor scăzute din timpul iernii. Vechi de peste 1000 de ani, aceste case au fost săpate în pământ într-un efort de a scăpa de soarele puternic al deșertului și sunt similare cu labirintele subterane, bazându-se structural exclusiv pe capacitatea portantă a pământului.



Figura 1. Locuintele troglodite din Matmata, Tunisia

O altă rudă a locuinței îngropate cu atrium este cea supraterană acoperită artificial cu pământ, de fapt o structură simplă construită deasupra solului și apoi izolată cu un strat gros de pământ și gazon sau orice alt tip de flora locală. Celebre pentru abordarea lor cu privire la combaterea climatului dur islandez, casele acoperite cu gazon local folosesc orice material disponibil în imediata apropiere a sitului: lemn, piatră și pământ (Fig. 2). Aceste clădiri simple folosesc lemn moale de mesteacan pentru elemente structurale și rezumă volumetric la forme rectangulare de bază, acoperite în două ape. Ele sunt cele mai potrivite pentru a-și servi scopul asigurării unui adăpost eficient. Aceste așa numite „case lungi” vikingie au o fundație solidă din pietre plate zidite uscat pe care s-a construit o structură de lemn ce suportă sarcina încălzirii stratului izolator de pământ, montat în blocuri și acoperit de un strat verde de gazon sălbatic.



Figura 2. Turf House

Bordeiul este un rezultat simbiotic între cele două exemple precedente, o structură care parțial se îngropă și parțial se ridică deasupra pământului, fiind izolată cu un strat gros de paie și lut. Profitând de avantajele ambelor abordări, acest tip de casă trebuie să asigure o temperatură constantă confortabilă în climatul complex european, cu veri toride și ierni geroase, cu vreme aridă, ploie și ninsoare. Fiind construit din materiale locale ieftine sau chiar gratuite, bordeiul se ridică deasupra pământului pentru a profita de lumina naturală, fiind predecesorul celui mai întâlnit tip de casă protejată de pământ, *locuința semi-îngropată în*

versant existent. Este cel mai des întâlnit în interpretările moderne, folosind forme primare simple și linii fluide ce ies din convențional, sau o sinteză între cele două.

Locuința semi-ingropată în versant existent are un acoperiș verde care se integrează foarte bine în peisaj, trei din cele patru ziduri îngropate în pământ, și o latură vitrată, singura expusă la exterior, către care sunt orientate toate spațiile interioare.

Plasată într-un versant sudic sau vestic, acest tip de casă devine extrem de eficientă din punct de vedere energetic, în timp ce oferă standarde moderne de viață, prin spații bine ventilate și iluminate. Soluții diferite de construcție pot fi găsite în următoarele exemple, dar unul constant trebuie să fie luat în considerare: pe lângă orientarea favorabilă și dimensionarea rațională a spațiilor interioare, izolarea trebuie gândită în detaliu, și aplicată pe toate cele patru ziduri ale casei și pe acoperișul acesteia. De asemenea, trebuie luate în considerare și măsurile de prevenire a infiltrațiilor de apă, în apropierea sau chiar în interiorul zidurilor îngropate.



Figura 3. Bordei

2. O ABORDARE MODERNĂ A UNEI SOLUȚII ANTICE

Încă de când arhitectul american și eco-activist Malcolm Wells a început să aducă acest concept nou în peisajul mondial al construcțiilor, noțiunea de locuit în subteran a încercat să demonteze prejudecățile care o clasificau drept o utopie hippie. După ce a scris 20 de cărți pe această temă, Wells a murit lăsând în urmă o vastă cercetare teoretică despre un mod de construcție și de viață încă necunoscut și privit cu scepticism de către publicul american.

Dar restul lumii a fost dornic de a redescoperi că "suprafața Pământului a fost făcută pentru plante vii, nu plante industriale" așa cum Wells afirmă în biografia sa, iar fiecare cultură și naționalitate are propriile ei exemple antice de trai eficient energetic, respectând contextul natural și proiectând în funcție de acesta. Abordările și imaginea de ansamblu a designului interior și exterior diferă de la o cultură la alta, în funcție de patrimoniul arhitectural, climatul și înclinatia spre noi soluții neconvenționale pentru rezolvarea problemelor presante referitoare la economisirea energiei. Arhitecții își folosesc întreaga energie creatoare și resursele tehnice pentru a reinventa acest tip de spațiu extrem de eficient energetic, folosind abordări

arhitecturale bioclimatice, creând spații deschise, bine ventilate și luminate, folosind materiale moderne ce satisfac exigențele locuirii moderne și respectând contextul natural ce ne găzduiește.

Pentru ca această experiență a spațiului neconventional să fie una fericită, întreg procesul de proiectare și construcție trebuie atent gândit și monitorizat, materialele folosite trebuie să fie de înaltă calitate iar punerea lor în operă impecabilă, fiind necesară angajarea forței de lucru specializate pentru a evita erorile de construcție ce pot duce la eșecul unui astfel de proiect. După alegerea poziționării perfecte a locuinței protejate de pământ, analiza proprietăților geotehnice ale solului și a nivelului de umiditate, capilaritate și adâncimea de îngheț al acestuia, proiectul va fi gândit în funcție de nevoile și doleanțele clientului păstrând în prim plan simplitatea formei și reducerea la minim a artificierilor arhitecturale ce pot periclita eficiența energetică a locuinței. La fel ca și în cazul exemplelor antice ale locuirii subterane, arhitectura modernă ne oferă exemple viabile în zonele unde există o tradiție în folosirea acestui tip de spațiu, tradiție născută din nevoia de a lupta cu climatul aspru, fie el arid sau extrem de friguros. La fel, principiul inerției termice a solului ce le acoperă face din locuințele protejate de pământ o soluție eficientă în zonele cu climat temperat continental în care extremele se succed în antimpurile reci și calde.

Primul exemplu de arhitectură subterană modernă vine din Suedia din partea arhitectului Peter Vetsch de la Vetsch Architektur, o firmă ce se specializează în crearea de spații unice și fluide ce dezvoltă în subteran o senzație inedită de locuire. Termenul folosit de Vetsch este de „Earth House” (Fig. 4) și ideea generală este de a încuraja un stil de viață ce „nu se dezvoltă sub pământ ci împreună cu el”, gândind spațiul ca fiind țesut în jurul fiecărui beneficiar, asemenea unei epiderme suplimentare a acestuia, perfect adaptată la personalitatea și nevoile sale. Organică în concept, registru formal și principii de conservare a energiei, „Earth House” folosește totuși materiale moderne precum betonul armat monolit, capabil să suporte încărcarea pământului și expresiv prin multitudinea de modalități de punere în operă.



Figura 4. Earth House – Vetsch Architektur, Suedia

Folosind și ferestre cu tamplărie termoizolantă de tip triple glazing și luminatoare zenitale de tip dom, casele aduc aminte de structurile labirintice ale locuințelor berbere antice. Abordarea nu este însă una subterană ci încurajează protejarea structurii cu pământ, profitând de inerția termică a acestuia pentru a crea un spațiu neconventional puternic și eficient, gata să servească beneficiarului extravagant ce dorește apropierea de natură fără a renunța la confortul unui trai modern. Așa cum însuși arhitectul punctează, Earth House dezvoltă experiența de locuire dincolo de pereții rectangulari, profitând de formele naturale și în același timp dezvoltându-se în funcție de acestea, încercând să nu invadeze ci să încurajeze dezvoltarea firească a contextului.

Un alt exemplu de locuire într-un spațiu semi-îngropat modern vine din Portugalia, unde arhitectul Luis Pereira Miguel din Lisabona reinterpretează locuința protejată de pământ într-o expresie minimalistă extrem

de reușita. Conceptul de „a-ti crea propria duna de nisip” face din casa de vacanta un spațiu unic și perfect integrat în relieful nisipos al Granolei.

Casa Monte na Comporta (Fig. 5) este incorporată între două dune artificiale ce cresc și descresc ușor integrând construcția în peisajul sălbatic arid, folosind plastica cruda și minimalista pe care Alvaro Siza o cultiva pe tot cuprinsul Portugaliei, lăsând betonul aparent să contrasteze cu vitrajele simple și generoase protejate de obloane exterioare din lemn masiv. În ciuda aspectului său modernist, casa pare să fi coexistat cu peisajul dintotdeauna, profitând în compoziția ei de materiale locale aflate în imediata vecinătate a sitului. Planul în formă de X distribuie fiecărei aripi o funcțiune separată și delimitează în același timp o mică plajă privată. Datorită nisipului adus constant de vântul oceanic peste tot în jurul casei și chiar pe casa, aceasta va ajunge în scurt timp să arate ca o duna de nisip, un microclimat ce asigură refugiul împotriva verilor călduroase. Un concept organic, casa de pe plajă se bazează pe ciclicitatea elementelor de vegetație și pe expresia lor plastică pentru a integra perfect construcția ce își schimbă forma și atmosfera odată cu trecerea timpului, îndeplinindu-și cu brio scopul principal: contemplarea naturii și relaxarea prin intermediul ei într-un spațiu ce devine practic o extensie de bun gust a acesteia.



Figura 5. Casa Monte na Comporta, Grandola, Portugalia

Dacă în exemplul precedent vedem o reinterpretare a caselor vikingie într-un cu totul alt climat și manieră plastică, cel ce urmează ne aduce clar aminte de bordeiul tradițional românesc, îngropat pe jumătatea înălțimii și expunându-și cealaltă jumătate prin suprafețe vitrate mari ce îneacă spațiul interior în lumina naturală, făcându-l să para mult mai mare decât este de fapt în realitate. Arhitecții olandezi de la dezvoltarea „Dutch Mountain House” (Fig. 6), o clădire de mici dimensiuni cu o planimetrie deschisă de tip open plan, înglobată perfect în peisaj, de această dată un peisaj protejat de lege, o rezervație forestieră naturală în care reușește să se dezvăluie respectuos și cu stil, coexistând arborii înalți și vegetația din zonă. Ca o analogie la profilele zvelte ale copacilor, casa folosește structura ușoară din metal ce permite deschideri mari într-un spațiu relativ mic, mutând sistemul de referință înafara obiectului și conferindu-i o altă dimensiune, fizică și metaforică, direct legată de locuitorii unui astfel de spațiu și de modul lor de viață.

Aceeași estetică minimalistă ce folosește betonul aparent angajează imaginea industrială a unui Țemineu simplu ce devine axis-mundi pentru spațiul de zi complet deschis pe care mobila din lemn natural ușor finisat în pune într-o legătură strânsă cu spațiul exterior, asigurând continuitatea materială și cromatică a spațiului în contextul său în care lemnul domina fără echivoc. Izolație eficientă realizată cu materiale moderne și performante, finisaje moderne și suprafețe vitrate termoizolante de tip triple glaze fac din această imagine străveche o alternativă viabilă a traiului modern ce promovează alte valori decât cele urbane, oferind întreg confortul locuirii moderne într-un context natural tratat cu respectul cuvenit, devenind o experiență de o calitate unică și cu influențe clare asupra modului de viață rezultat din alegerea unei astfel de soluții.



Figura 6. Dutch Mountain House, Rezervația naturală din Olanda

Concluzii

Trăim în era soluțiilor temporare rapide ce se vor decide pentru probleme ce nu pot decât să evolueze scăpând de sub control, o era în care majoritatea zdrobitoare ignora soluțiile personalizate pe un context aparte și aplica în virtutea inerției patenuri învățate și încercate de sute de ori, mimând aceeași situație în diverse contexte și nesocotind în totalitate nevoile individului. Într-o era în care prețul energiei nu poate decât să crească, astfel de soluții nu îți mai găsesc justificarea logică, iar conștiința colectivă trebuie să accepte faptul că un proiect eficient înseamnă o investiție durabilă, un proces anevoios și costisitor ca timp și resurse umane și financiare în care proiectarea, explorarea soluției oprește pentru fiecare sit în parte, punerea în opera a lucrării sub atenta supraveghere a specialiștilor și în fine materialele de înaltă calitate menite să eficientizeze soluția, nu pot lipsi. O investiție inițială inteligentă va asigura exploatarea în condiții de cheltuieli minime, va oferi inhabitanților spațiului o experiență valoroasă de locuire ce îți va păstra integritatea și calitatea un timp mai îndelungat.

Locuința ecologică protejată de pământ este doar o ramificație tipologică a locuinței eficiente energetic, rezistentă la condițiile climatice și geografice cele mai aspre, inspirată din inteligența nativă, interpretată într-o manieră proaspătă modernă și, foarte important, capabilă să se auto-susțină energetic aproape în totalitate, dacă proiectul este gândit și realizat așa cum trebuie. Aspectele ce se referă la eficiența energetică nu mai sunt de mult un mit, iar a trăi într-un spațiu de acest fel nu mai este de mult un trend dictat de extravagante ecologiste. Aceste aspecte ne costă mult mai puțin decât ne putem permite să cheltuim pe soluții prost gândite și lucruri făcute în pripă ce se vând la duzină și costă exact atât cât valorează: aproape nimic. O astfel de soluție are toate premisele dezvoltării sănătoase în România, unde climatul, materialele și contextul natural o recomandă ca fiind perfectă, dezvoltând imaginea unui stil de viață sănătos ce ne va ajuta să apreciem valoarea resurselor de care dispunem.

Bibliografie

1. <http://www.erldhaus.ch>
2. <http://en.wikipedia.org>

3. <http://www.trendir.com>
4. Baggs, Sydney A., Baggs, Joan C. & Baggs, David W., Australian Earth-Covered Building IP Publishers, QLD, Aus, 2005
5. Farwell, R. Y. (1981), "Pit Houses: Prehistoric Energy Conservation?", *El Palacio* 87: 43–47
6. Wagner, E./ Schubert-Weller, C., (1994), *Earth and Cave Architecture* Peter Vetsch, Sulgen 1994, S. 31
7. Harrall, J. 2007. Demonstrating the Viability and Growing Acceptability of Earth-Sheltered Buildings in the UK

Măsurile de control a riscurilor asociate răspunsului dinamic al sistemelor de utilități urbane la acțiunile seismice

Bogdan UNGUREANU¹, Victoria COTOROBAI²

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, b.ungureanu@yahoo.com

²conferențiar doctor, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, cotorobai.victoria@gmail.com

Rezumat

Sistemele de utilități urbane, sisteme vitale pentru metabolismul urban, pot fi afectate în diferite grade și moduri de efectele unor eventuale cutremure, existând riscuri legate de pierderea integrității acestora. În prezent, reglementările tehnice în domeniu nu acoperă toată aria de manifestare a posibilelor riscuri de generare a dezastrelor datorate efectelor cutremurelor asupra sistemelor de utilități urbane. Până în prezent au existat unele preocupări majore în acest sens, printre care amintim "sistemul de avertizare seismică în timp real, în caz de cutremure majore vrâncene, a obiectivelor industriale și a altor instalații de interes național"(INFP2008) dar acestea vizează numai parțial abordările posibile legate de prevenirea riscurilor asociate cutremurelor. Devine absolut necesară dezvoltarea cercetărilor în scopul promovării unor măsuri eficiente de concepție și exploatare, respectiv de management eficient al riscurilor de dezastre legate de sistemele urbane. În lucrare sunt abordate în mod special probleme de identificare a posibilelor riscuri asociate pierderii etanșeității sistemelor de alimentare cu apă, canalizare, gaze pe durata producerii cutremurului și post-cutremur, până la refacerea etanșeității, cu evidențierea unor măsuri posibile de prevenție a acestora.

Cuvinte cheie: analiza riscului seismic, soluții de management al dezastrelor, rețele de utilități urbane.

1. SISTEME URBANE DE UTILITĂȚI. STRUCTURĂ FUNCȚIONAL-CONSTRUCTIVĂ. RISCURI DE GENERARE A DEZASTRELOR ASOCIATE ÎN CAZUL UNOR CUTREMURE.

Sistemele de utilități urbane reprezintă o componentă importantă a infrastructurii urbane, care contribuie la buna funcționare a aglomerației urbane deservite. Acestea asigură necesarul de apă, de gaze, de energie termică, de energie electrică la nivelul clădirilor deservite și de asemenea drenează apele neutilizabile și deșeurile de pe arealul deservit. Pierderea aptitudinii de funcționare a acestora, pentru o anumită perioadă, poate genera diferite efecte asupra vieții oamenilor și a mediului înconjurător cu care sistemele sau componente ale sistemelor pot interacționa în mod direct sau indirect, cu consecințe mai mult sau mai puțin grave în raport cu starea de defect apărută și durata acestuia.

Structura generală a sistemelor de utilități urbane este prezentată în figura 1.

Toate sistemele urbane sunt sisteme complexe, dinamice, care trebuie să fie etanșe pentru fluidul de lucru dar care sunt deschise din punct de vedere al interacțiilor cu mediul. Ele sunt alcătuite din componente interconectate fizic, aflate în interacțiune directă cu mediul înconjurător (sol, aer, mediu construit) și care pot interacționa în mod indirect cu mediul înconjurător și omul.

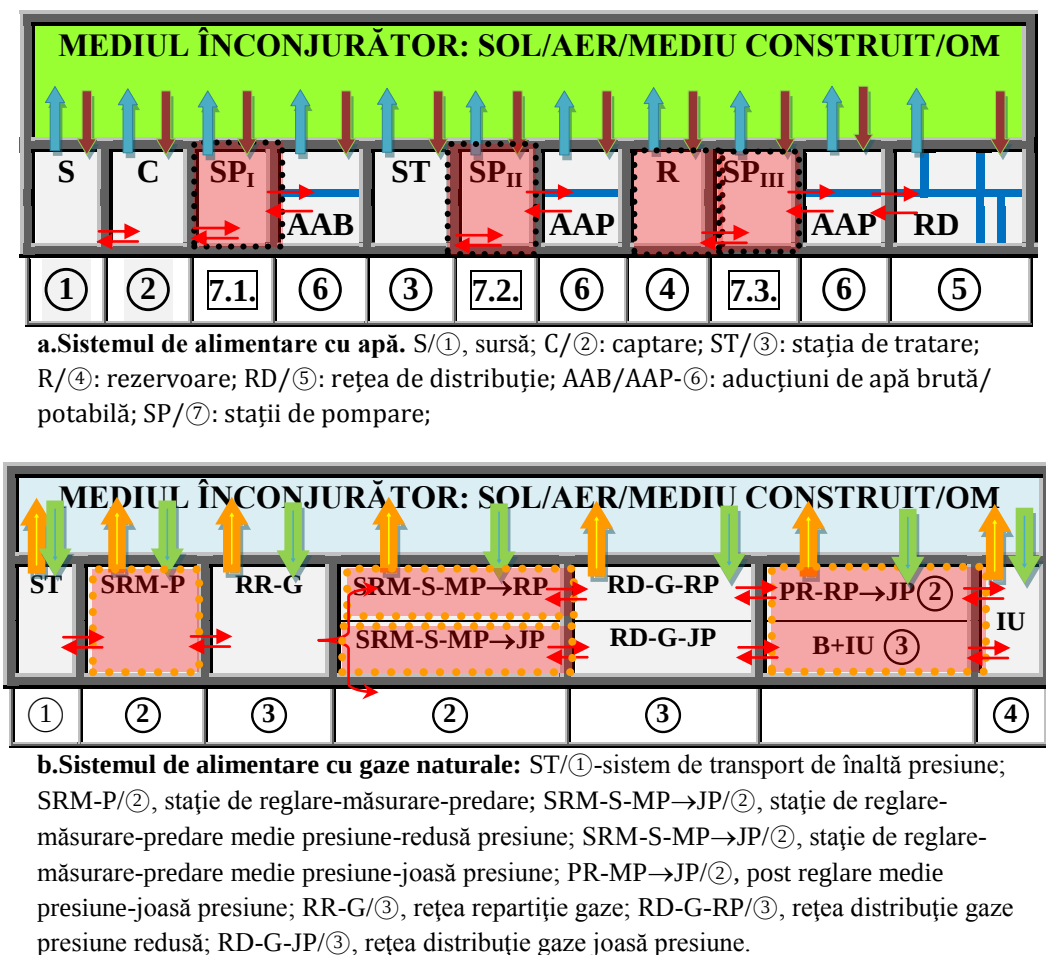


Figura 1.

Riscurile de generare a dezastrelor datorită pierderii integrității unor componente din sistem — construcții plus instalații — **cu impact major în protecția civilă sau asupra siguranței naționale sau asupra unor obiective de importanță majoră** sunt multiple. Sunt vizate în mod special rezervoarele de apă și stațiile de pompare cu rol în apărarea civilă (pentru stins incendii), stațiile de generare și distribuție a energiei, construcțiile/clădirile în care se află/se lucrează cu gaze toxice, substanțe

explozive, etc...., la care pierderea integrității conduce la scoaterea din funcțiune, totală sau parțială a sistemului, cu efecte clare de neîndeplinire a funcțiilor de protecție/apărare/asigurare civilă sau cu impact negativ asupra obiectivelor/bunurilor de importanță deosebită.

Alte riscuri de generare a dezastrelor sunt asociate pierderii etanșeității unor componente ale sistemelor (în special a rețelilor de transport/distribuție) ca urmare a acțiunilor seismice (în timpul și ulterior producerii acestuia). Pot fi determinate de interacțiunea fluidelor cu mediul înconjurător, natural sau construit, în mod direct sau indirect și, prin efectul de propagare din aproape în aproape și în anumite condiții, pot avea un impact major asupra mediului construit din vecinătate și respectiv asupra populației.

Fluidele de lucru (apa, apa caldă, agentul termic de încălzire/răcire, apa de canalizare, curentul electric) pot afecta mediul înconjurător (sol/ aer/ mediu construit) și omul în cazul pierderii etanșeității sistemului, în multiple moduri:

- apa (rece, caldă, agentul de încălzire, de canalizare) din componente ale sistemului amplasate în terenuri dificile de fundare care și-au pierdut etanșeitătea, se poate acumula în sol, acesta poate ajunge în stare critică, își poate pierde stabilitatea și poate conduce la pierderea integrității construcțiilor din vecinătatea defectului; unele dintre acestea pot fi din clasa de importanță 1 (conform codului de proiectare P-100/2006, cap. 4.4.5 tabel 4.2);
- apa potabilă se poate infecta și poate avea un impact major asupra sănătății umane;
- apa de canalizare poate afecta pânza de apă freatică din proximitatea surselor și poate avea consecințe asupra acestora;
- apa, oricare ar fi proveniența, destinația și caracteristicile sale, poate intra în combinație cu diferite substanțe cu care intră (accidental) în contact și poate conduce la reacții cu efecte majore asupra sănătății umane, a mediului sau a clădirilor;
- gazele se pot infiltra printr-un sol permeabil și pot penetra, prin diferite neetanșeități, în spațiile închise ale construcțiilor, unde se pot acumula, creând premisele unei posibile explozii și incendii;

Pentru a putea identifica cât mai corect riscul de dezastre asociat sistemelor de utilități urbane este necesară o caracterizare a acestora în raport cu aspectele determinante în pierderea integrității sau etanșeității acestora și respectiv în propagarea efectelor acestor tipuri de avarii asupra obiectivelor de importanță majoră din vecinătate cu consecințe în pierderea integrității acestor obiective și/sau a pierderilor de vieți omenești. Din acest punct de vedere, pentru tema abordată este important a se preciza următoarele aspecte:

- Sistemele de utilități urbane existente au vechimi diferite (unele dintre ele au peste 50 de ani); au fost realizate în etape, cu materiale și tehnologii diferite; au fost supuse efectelor unor seisme importante (din anul '40, '77, '86, '90); unele dintre efecte e posibil să fi afectat diverse componente ale sistemului dar starea reală nu poate fi identificată ușor;

- În cadrul aceluiași sistem pot fi prezente materiale cu caracteristici mult diferite în ceea ce privește comportamentul acestora la seism. Exemplu: la sistemele de alimentare cu apă pot fi utilizate materiale cu caracteristici și tehnologii de îmbinare net diferite: materiale metalice (fontă ductilă, oțel zincat); tuburi din beton (simplu, precomprimat); materiale plastice (PVC-KG, PP, PE-ID, PB); materiale compozite (tuburi multistrat, poliesteri armați cu fibră de sticlă, PAFSIN, ...), tuburi ceramice...; unele dintre acestea prezintă un grad de preluare a abaterilor de la starea normală de funcționare (deplasări, diferite eforturi...) mai ridicat iar altele dimpotrivă.
- La unele dintre componente se poate interveni facil, fără eforturi importante (financiare, tehnologice, umane...) în scopul creșterii performanțelor de preluare a efectelor acțiunilor seismice, în timp ce la altele intervențiile sunt dificile și oneroase;
- Metodele de concepere utilizate, specifice momentului realizării, au permis sau nu luarea unor măsuri preventive, prin soluțiile de concepere promovate; în general, acestea s-au îmbunătățit în timp și componentele realizate în ultimul timp au beneficiat de astfel de măsuri, dar multe dintre componentele mai vechi nu au beneficiat;
- Vecinătățile sistemului au evoluat în timp, în general prin modificarea mediului construit, care s-a îmbogățit continuu și s-a extins, uneori cu clădiri din categorii de importanță majoră, dar, asupra sistemelor nu s-au aplicat măsurile necesare prevenirii riscurilor legate de seism;

Câteva concluzii de interes pentru tema abordată:

- la sistemele de utilități existente: sunt prezente riscuri de pierdere a integrității componentelor cu impact major asupra protecției civile; la sistemele de fluide sunt prezente riscuri de pierdere a etanșeității sistemului ca urmare a efectelor acțiunilor seismice și, ca urmare, în anumite condiții pot conduce la pierderea stabilității terenului, a integrității mediului construit din vecinătate și respectiv a vieților omenești.

⇒ **se impun măsuri de intervenție eficace în vederea evitării riscurilor majore;**

- la sistemele de utilități noi: pot fi luate măsuri de prevenție adecvate care să limiteze riscul de generare a dezastrelor.

2. MĂSURI UZUALE DE PREVENIRE A DEZASTRELOR.

2.1. Măsuri de prevenire. Reglementări.

Pentru prevenirea riscului de producere a dezastrelor majore, în codurile de proiectare se impun măsuri specifice în acest sens. Măsurile de proiectare la cutremur urmăresc satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranță, a două cerințe fundamentale (niveleuri de performanță): cerința de siguranță a vieții și cerința de

limitare a degradărilor. Diferențierea siguranței este introdusă prin clasificarea structurilor în diferite clase de importanță și de expunere la cutremur. Importanța construcțiilor depinde de: consecințele pierderii aptitudinii pentru care au fost proiectate și consecințele acestui efect asupra vieții oamenilor; importanța lor pentru siguranța publică și protecția civilă în perioada cutremurului și imediat după cutremur; consecințele sociale și economice ale prăbușirii sau avarierii grave. Fiecărei clase de importanță i se atribuie un factor de importanță. Reglementările în care sunt indicate măsurile de proiectare pentru prevenirea riscului de generare a dezastrelor ca urmare a acțiunilor seismice pentru sistemele de utilități/componente ale acestora vizează atât construcțiile noi cât și construcțiile existente. În România acestea au fost proaspăt revizuite și armonizate cu normele europene. Acestea sunt:

- Codul de proiectare seismic P100 cu fasciculele specifice pentru diferite tipuri de construcții: 1 (clădir, 3(consolidări), 4 (rezervoare și conducte), 5 (fundații, terenuri), 7 (pereți de sprijin,...).¹
- SR EN 1998-4: Eurocod 8, Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur: partea 4- rezervoare, ... conducte.
 - Sunt indicate: principiile generale și regulile de aplicare precum și principiile specifice și regulile de aplicare pentru rezervoare și conductele îngropate și aeriene.
 - Sunt precizate: cerințele referitoare la siguranță (stările de limitare a degradărilor, nivelurile de siguranță, recomandări pentru raportul dintre siguranța componentelor și a sistemului); acțiunile seismice necesare proiectării (sunt definite); metodele de analiză indicate; modul de stabilire a factorilor de comportare și verificările de siguranță necesare;
 - Abordarea este de tip sistemic, fiind abordate atât aspectele globale cât și parțiale, ale diferitelor componente (pentru rezervoare: manta, conducte, ancoraje, fundații; pentru conducte: reazemele, îmbinările, comportarea în raport cu natura terenului).
 - Metodele de analiză vizează atât aspectele statice cât și cele dinamice, sistemul în ansamblu cât și interacțiunea dinamică cu solul și fluidul.
- SR EN 1998-1; SR EN 1998-2;
Trebuie precizat faptul că, chiar dacă aceste coduri includ un ansamblu major de măsuri de prevenire a riscului, totuși, există o mare parte de probleme nerezolvate.

¹P100-1:2011, Prevederi de proiectare pentru clădiri; P100-3 Prevederi pentru evaluarea și pentru proiectarea consolidării construcțiilor vulnerabile seismic; P100-4, Prevederi pentru proiectarea rezervoarelor, silozurilor și conductelor; P100-5, Prevederi pentru proiectarea fundațiilor, pereților de sprijin și pentru proprietățile geotehnice ale terenurilor. P100-7 Prevederi pentru proiectarea barajelor, pereților de sprijin, lucrărilor portuare;

2.2. Măsuri de prevenire. Soluții tehnice.

Pe lângă măsurile indicate în codurile de proiectare precizate anterior pentru prevenirea pierderii etanșeității sistemelor de conducte (noi și existente) pentru prevenirea pierderii etanșeității sistemului, pe lângă măsurile indicate în codurile de proiectare precizate anterior se pot adopta și măsuri de: îmbinări cu piese speciale, cu capacitate ridicată de preluare a deplasărilor liniare și unghiulare; trecere elastică a conductelor prin elementele de construcție.

*Pentru componentele sistemelor de utilități existente, la care există riscul pierderii integrității în urma unui seism și în consecință riscul de generare a dezastrelor se propune utilizarea unei foarte recente soluții, care să poată fi implementată ușor și care să conserve structura componentelor, prin devierea undelor seismice. Această soluție este **scutul antiseismic**.*

3. GENERAREA ȘI TRANSMITEREA UNDELOR SEISMICE. NOȚIUNI TEORETICE DE BAZĂ.

Cutremurul este riscul natural, cu potențial mortal, care generează cele mai mari pagube din lume. În ultimul deceniu, dezastrele naturale generate de cutremur au provocat cele mai multe pierderi de vieți omenești.

Riscul seismic este diferit în lume. Din harta prezentată în figura 2 se poate observa faptul că România se află într-o zonă cu risc seismic ridicat, care poate fi accentuat de concentrația populației și a infrastructurii în zonele de risc.

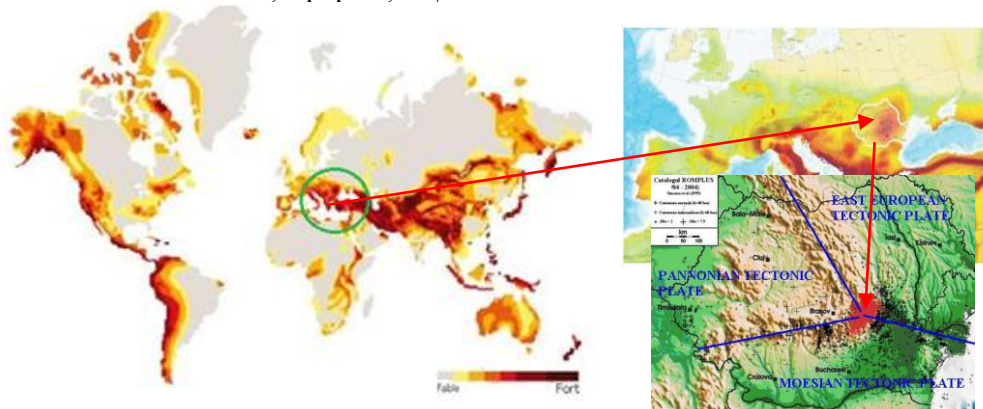


Figura 2.

Astfel, putem vedea toate problemele legate de protecția seismică: probleme umane, factorii economici și de mediu, care sunt accentuate de concentrarea populației și a infrastructurii în zonele cu risc.

Cutremurul este un fenomen geologic care se datorează în mare parte mișcările

relative a două plăci tectonice în creșterea tensiunilor care provoacă o acumulare de energie. Când platformele au atins limita lor de elasticitate, se rup, apare o falie generatoare de cutremur: energia acumulată este eliberată brusc.

Există trei tipuri de falii (figura 3):

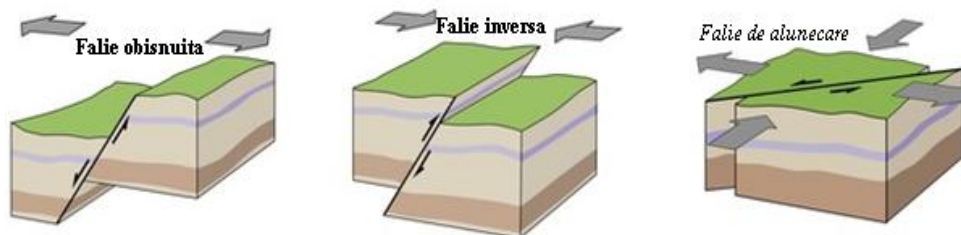


Figura 3.

- *Falie obișnuită*: o placă situată deasupra faliei coboară în timp ce cealaltă urcă.
- *Falie inversă*: placa de deasupra faliei urcă, în timp ce cea de dedesubt coboară. Aceste două tipuri de falii determină cutremure de magnitudini mari.
- *Falie de alunecare*: plăcile alunecă, culisând una față de cealaltă, fără să genereze o mișcare verticală.

Energia nu se descarcă deodată, motiv pentru care cutremurele majore sunt urmate de replici. Locația cutremurului (figura 4) este determinată de hipocentru² și epicentru³.

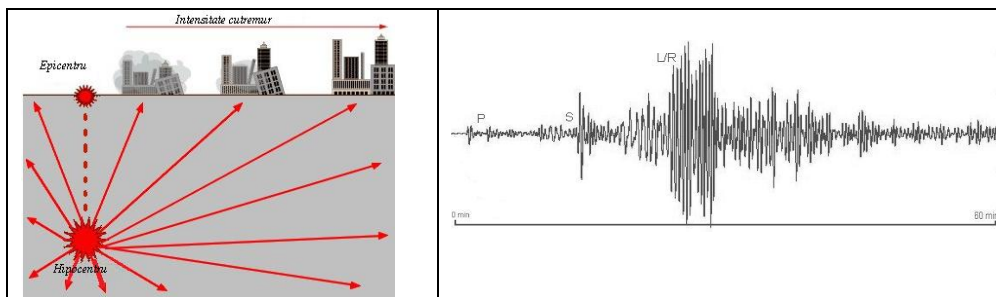


Figura 4.

Viteza undelor P și S		
Material	viteza undei P	Viteza undei S
Crustă	5,0 / 7,0 m / s	3.0 - 4.0 m / s
Mantaua superioară	8 km / s	4.5 km / s
Mantaua inferioară	13 km / s.	8 km / s

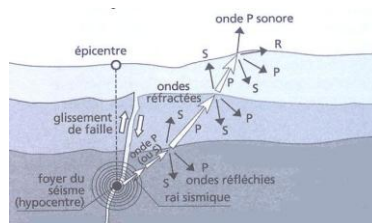


Figura 5.

² Este numit și focarul cutremurului este locul unde s-a produs ruptura, respectiv eliberarea de energie

³ proiecția hipocentruului la suprafață.

4. O SOLUȚIE EFICIENTĂ DE PREVENIRE A RISCULUI DE DEZASTRE LA COMPONENTE IMPORTANTE DIN SISTEMELE DE UTILITĂȚI EXISTENTE.

Riscul de pierdere a integrității unor componente din clasa de importanță 1 aparținând diferitelor sisteme de utilități ar putea fi manageriat printr-o soluție tehnică revoluționară, descoperită și studiată în ultimii 13 ani, anunțată în 2006 și demonstrată în august 2012 de un grup de specialiști europeni [1], [2], [3], [4].

4.1. Soluții de ascundere a undelor seismice. Principiu funcțional.

Scutul antiseismic are la bază principiul de deviere a undelor, promovat la început pentru devierea undelor electro-magnetice. Modelul scutului și schema de funcționare a acestuia este prezentată sintetic în figura 9. Ideea acestui scut aparține lui Sebastien Guenneau, care după ce s-a familiarizat cu principiile de bază care pot genera efectul de invizibilitate (la Colegiul Imperial din Londra) prin devierea undelor electro-magnetice a încercat să demonstreze ideea susținută de Sir John Pendry și colegii săi de la Universitatea Duke (S.U.A.) referitoare la faptul că principiul de deviere a undelor luminoase poate fi aplicat similar pentru devierea oricărui tip de unde (mareice, sonore, termice, mecanice). Primul proiect experimental al scutului de deviere a undelor seismice a fost realizat la Grenoble, Franța, în 2012 de către un grup de cercetători de la Institutul Fresnel din Marsilia, specializați în optică, compania Ménard și un specialist în densificarea solului.

Procesul de invizibilitate se poate realiza cu ajutorul unei „cape” sau a unei „țesături” de invizibilitate și constă în general în devierea undelor de către materiale special concepute/proiectate, numite metamateriale.

Principiul „capei invizibile” implică transparența totală a acesteia: dacă aceasta acoperă un obiect situat între doi observatori, acesta dispare din câmpul lor vizual. Deci „capa” trebuie să forțeze un fascicul luminos incident să ocolească zona pe care o protejează, ceea ce ar însemna că viteza luminii în grosimea capei tinde spre infinit.

Principiul țesăturii/covorului constă în ascunderea unui obiect situat în fața unei suprafețe plane: în acest caz, reflexia luminii pe această suprafață nu este modificată de prezența obiectului. În mod normal, o suprafață care nu este plată, trimite lumina în multiple direcții. În acest caz, principiul de invizibilitate constă în varierea vitezei luminii astfel încât, la ieșire, frontul undelor de reflexie să fie cât mai plane posibil, respectiv, să nu fie distorsionate de prezența obiectului. În acest caz se încetinește lumina.

4.2. Meta-materiale.

Pentru a alcătui țesătura de invizibilitate, materialele trebuie proiectate iar principiile care stau la baza metodei de proiectare îmbină diferite cercetări fundamentale asupra propagării

undelor în scopul obținerii unor rezultate previzionate. S-au exploatat principiile opticii transformazionale, și cele ale metodei matematice de realizare a transformărilor geometrice ale spațiului (transformări conforme) care permite aducerea pe un disc a tuturor undelor care se propagă la infinit. Ideea invizibilității se poate exprima astfel: dacă se deformează o regiune din spațiu se deformează de asemenea și traiectoria undelor luminoase care o traversează. Astfel că, dacă se deviază radiațiile pentru a evita o zonă, tot ceea ce se află în zonă devine inaccesibil, deci invizibil. Transformările spațiului se pot realiza prin modificări ale proprietăților fizice ale mediului⁴, respectiv prin intervenția asupra indicelui de refracție. Materialele naturale nu posedau proprietățile necesare în acest scop, motiv pentru care s-a încercat, cu ajutorul nanotehnologiilor, realizarea unor materiale compozite cu caracteristici cât mai apropiate de cele căutate. Nu s-a reușit proiectarea unui metamaterial care să permită realizarea unei cape perfect invizibile, dar s-a reușit obținerea unor metamateriale care să permită devierea undelor sonore, valurilor mareice și undelor seismice.

Meta-materialele sunt materiale artificiale compuse care includ proprietăți electromagnetice ce nu se găsesc în mod normal în materialele naturale. Structura nou formată poate fi o structură periodică, dacă aceleași "model" se repetă identic de mai multe ori.

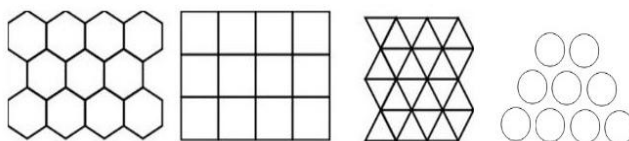


Figura 6. Diferite tipuri de meta-materiale

Pot fi structuri periodice, dielectrice (care nu conduc electricitatea) sau metalice, care se comportă ca și materialele omogene, dar care nu există în natură.

Meta-materialele au atât permitivitatea (răspunsul unui mediu la un câmp electric aplicat) și permeabilitate (capacitatea unui material de a schimba un câmp magnetic) negative. Sunt numite *materiale de mâna stângă*, adică cu *indice de refracție negativ*:

Consecințele acestui comportament sunt:

- Propagarea undelor
- Legea lui Snell-Descartes pentru materialele cu *indice de refracție negativ*.

În cazul în care o undă intra în contact cu un meta-material acesta capătă un indice de refracție negativă. În acest caz unda va fi refractată, fără să traverseze materialul în direcția normală. Ea schimbă în același timp și mediul.

Meta-materialele, după cum s-a precizat anterior, au indici de refracție negativi. Acesta se datorează periodicității materialului. Periodicitatea determină unda să schimbe mediul.

⁴ asupra permitivității, care descrie răspunsul materialului la câmpul electric exterior și a permeabilității, care descrie reacția la câmpul magnetic.

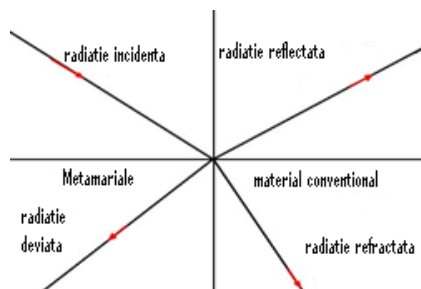


Figura 7.

➤ Comportamentul posibil al unei seismice la întâlnirea cu un meta-material

La întâlnirea cu un meta-material, undele seismice pot suferi procese de:

Reflecție: Dacă se schimbă mediul de propagare, reflecția este fenomenul de schimbare bruscă a direcției unei la interfața dintre cele două medii.

Refracție: Este un fenomen de deviație a undelor dacă viteza de propagare se schimbă între medii.

Interferență: Fenomenul de interferență este o demonstrație interesantă și utilă a fizicii undelor. Ea se produce atunci când două unde se întâlnesc în cursul propagării lor. Combinarea efectelor undelor provoacă rezultate neașteptate. Undele trebuie să aibă aceeași frecvență și aceeași amplitudine și trebuie să provină din aceeași sursă.

Există interferențe:

- **Constructive:** în acest caz, cele două unde se "adună".
- **Distructive:** în acest caz, cele două unde se "anulează", se spune că sunt defazate.

Constructive		Distructive:
$\delta = K \times \lambda$ K este o constantă, λ lungimea de undă, δ este diferența de timp între varfurile celor două unde.		Acest lucru se întâmplă atunci când: $\delta = (K + 1/2) \times \lambda$

Figura. 8

Cel mai simplu mod de a interacționa cu o undă seismică este de a modifica proprietățile generale ale mediului de propagare, acționând asupra densității solului și implicit asupra vitezei unei. Soluția propusă a constat în a modifica caracteristicile solului în zona din jurul obiectivului protejat, cu un anume aranjament al materialelor. Aranjamentul este conceput de unele tipare numerice care rezolva ecuațiile emisiilor de unde seismice de la epicentru spre obiectiv, testarea diferitelor soluții și configurații.

Conceperea meta-materialelor pentru devierea undelor seismice se poate realiza cu softurile: Gmhs, GetDP, COSOL, MULTIPHYSIC...

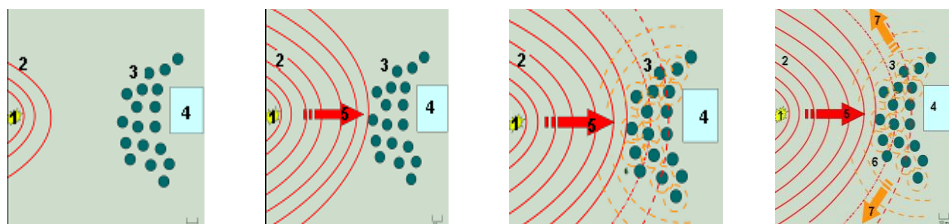
5. CONCLUZII.

Utilizarea scutului antiseismic poate deveni în viitorul cel mai apropiat o soluție generală de prevenire a riscurilor de generare a dezastrelor datorită impactului cutremurului asupra sistemelor de utilități urbane. Dar pentru aceasta sunt necesare studii de proiectare a țesăturilor/covoarelor de deviere a undelor.

Studiile autorilor urmează a se dezvolta în sensul găsirii unui meta-material care să protejeze componente diverse ale sistemelor de utilități urbane.



Figura 9. Modelul scutului de protecție antiseism (Sursa: www.gazette-du-sorcier.com).



1. epicentru/zona de șoc; 2. unde de șoc; 3. cap anti-seismic (găuri protectoare); 4. obiectiv protejat; 5. propagare unde seismice; 6. interferența undelor; 7. deviația undelor.

Figura 10. Schema de prezentare a principiului de alcătuire și funcționare a scutului antiseismic (Sursa: Sciences et Avenir /// Azar Khalatbari)

Bibliografie

- S. Brule, E.H. Javelaud, S. Enoch, S. Guenneau, *Seismic metamaterial*.
Mohamed Farhat, Sebastien Guenneau, Stefan Enoch, and Alexander B. Movchan, *Cloaking bending waves propagating in thin elastic plates*, PHYSICAL REVIEW B 79, 033102 _2009.
Andre Nicolet, F. Zolla, S. Guenneau, Eur. Phzs. J. –Appl. Phzs., 28, 153 (2004)
F. Zolla, S. Guenneau, A. Nicolet, Eur. Phzs. J. , j. p. Pendrz, Opt. Lett., 32, 1069 (2007)
A. Nicolet, et al, IEEE Trans. Mag., 46, 2975 (2010)
J. Adkjaer, *Wave manipulation by topology optimisation*, DCAMM Special Report No. S140, January 2012
CNRS, *Une cape d'invisibilité pour les vagues*, 2008
Bruno Gallas, *Introduction aux métamatériaux*, Métrologie des indices pour les matériaux massifs, couches minces et liquides », Paris, lundi 23 – mercredi 25 novembre 2009

Încercări experimentale pe un model structural din zidărie nearmată la scara 1:2

Raluca Pleșu¹

¹doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, plesuraluca@yahoo.com

Rezumat :

Această lucrare prezintă rezultatele preliminare ale unei investigații experimentale privind modul de comportare la acțiunea seismică a structurilor din zidărie nearmată de tip monument istoric, specifice secolelor trecute în România. Astfel s-a construit un model experimental la scara 1:2 din zidărie de cărămidă ceramică și mortar de var și pufar, care a fost testat la diferite tipuri de acțiuni dinamice, pe platforma seismică din cadrul Facultății de Construcții și Instalații din Iași. Pentru o mai bună evaluare a caracteristicilor vulnerabilității structurilor din zidărie s-au efectuat de asemenea o serie de încercări experimentale pe materiale în vederea determinării caracteristicilor mecanice ale acestora.

Încercările experimentale au condus la apariția a diferite tipuri de degradări, de la simple fisuri până la desprinderi ale materialelor componente, cu toate acestea modelul experimental nu a intrat în colaps. În concluzii, comportarea generală a modelului testat este analizată și interpretată evidențiindu-se aspectele vulnerabile pe baza rezultatelor obținute.

Cuvinte cheie: zidărie nearmată, încercări experimentale, model structural

1. INTRODUCERE

Zidăria este unul dintre principalele materiale de construcție folosit la scară largă la nivel mondial în industria construcțiilor. Acest lucru explică existența unui număr atât de ridicat de clădiri de patrimoniu cu însemnată valoare arhitecturală, ce au la bază un sistem structural din zidărie nearmată. Un lucru ce s-a constatat ulterior, mai exact în momentul apariției nevoii de a proteja, conserva această moștenire istorică, a fost faptul că majoritatea construcțiilor de acest tip au fost executate fără a se ține cont de cerințele de performanță seismică. Urmările cutremurele recente au confirmat vulnerabilitatea acestora și a zidăriei nearmate în general. Consecințele privind colapsul acestor structuri fiind importante, de la pierderi de vieți omenești, pierderi economice, până la pierderea irecuperabilă a unor adevărate capodopere arhitecturale.

Evaluarea corectă a performanțelor seismice și identificarea posibilelor deficiențe existente în cazul structurilor din zidărie nearmată constituie un prim pas în evaluarea intervențiilor necesare pentru reabilitarea structurală a monumentelor. Acestea au o importanță majoră în vederea asigurării „siguranței” în ceea ce privește fenomenul de „avarii culturale” ce ar putea apărea în cazul unor eventuale măsuri de consolidare necorespunzătoare.

În vederea obținerii unor evaluări pertinente privind modul de comportare a structurilor din zidărie nearmată, în literatura de specialitate există o serie de teste experimentale ce au fost efectuate pe elemente, subansambluri și ulterior asupra unor clădiri integrale. Investigații de acest tip au condus la elaborarea unor proiecte de cercetare de mare anvergură, cu rezultate finale satisfăcătoare în ceea ce privește predicțiile comportării structurale a diferitelor tipuri de construcții din zidărie nearmată, [1], [2].

Pentru a înțelege modul de comportare dinamic al structurilor vechi (clădiri de patrimoniu) din zidărie nearmată reprezentative pentru România, cu precădere pentru zona Iașului, a fost executat, în cadrul laboratorului de Mecanica Structurilor al Facultății de Construcții și Instalații din Iași, un model experimental la scara 1:2 al unei clădiri din zidărie nearmată din cărămidă plină și mortar de var - pufar după care a fost testat ulterior pe platforma seismică. Modelul structural propus a fost realizat din 4 pereți portanți din zidărie de cărămidă nearmată, pe un singur nivel, având inclus un planșeu flexibil pe grinzi din lemn și un acoperiș de tip șarpantă din același material, fig. 1.



Fig. 1 Modelul experimental montat pe platforma seismică

Programul experimental a vizat trei obiective principale: determinarea caracteristicilor mecanice ale zidăriei; identificarea caracteristicilor dinamice ale modelului și investigarea modului de comportare seismică al clădirilor din zidărie nearmată.

Pentru prima etapă, în ceea ce privește determinarea caracteristicilor mecanice ale zidăriei, au fost efectuate o serie de teste pe materiale, realizate cu ajutorul mașinii universale de încercat ZWICK/ROELL, care are capacitatea de încărcare de 1000kN și posibilitatea de control a încercării prin deformații, deplasări și forță.

În cea de-a doua etapă, ce presupune identificarea caracteristicilor dinamice ale modelului a fost montat un excitator dinamic pentru producerea vibrațiilor, cu ajutorul căruia au fost efectuate o serie de determinări.

În ceea ce privește ultima etapă, pentru investigarea răspunsului structural la acțiunile seismice, modelul experimental construit a fost montat pe platforma seismică ANCO R3123 din dotarea Facultății de Construcții și Instalații din Iași în vederea simulării unor acțiuni de tip „Sinus-Beat” caracterizat de frecvențe constante atât pe direcție longitudinală cât și transversală.

2. ÎNCERCĂRILE EXPERIMENTALE

2.1. Determinarea caracteristicilor mecanice ale zidăriei

Pe durata construcției modelului structural, au fost efectuate o serie de teste pe materiale pentru a determina caracteristicile mecanice ale acestora. Rezultatele obținute în urma testelor experimentale au scopul de a furniza date cantitative și calitative despre rezistențele mecanice, modulul de elasticitate sau modul de cedare a materialelor la diferite tipuri de acțiuni. Testele experimentale pe materiale constituie o etapă importantă și necesară analizelor numerice ulterioare și în procesul de interpretare a performanțelor materialelor și a elementelor structurale.

În vederea determinării caracteristicilor mecanice ale mortarului s-au executat o serie de epruvete cu dimensiunile standard de 160x40x40 mm din mortarul pe bază de var - pufar, folosit la execuția modelului structural. Pentru etapa de confecționare a probelor cât și pentru cea de încercare propriu-zisă a epruvetelor s-au respectat normele prevăzute în cadrul Standardului Britanic BS EN 1015-11:1999. Cum era de așteptat atât rezistența la încovoiere, cât și cea la compresiune a mortarului de var - pufar este foarte scăzută în comparație cu alte mortare de ciment sau var ciment, fig. 2, [4].

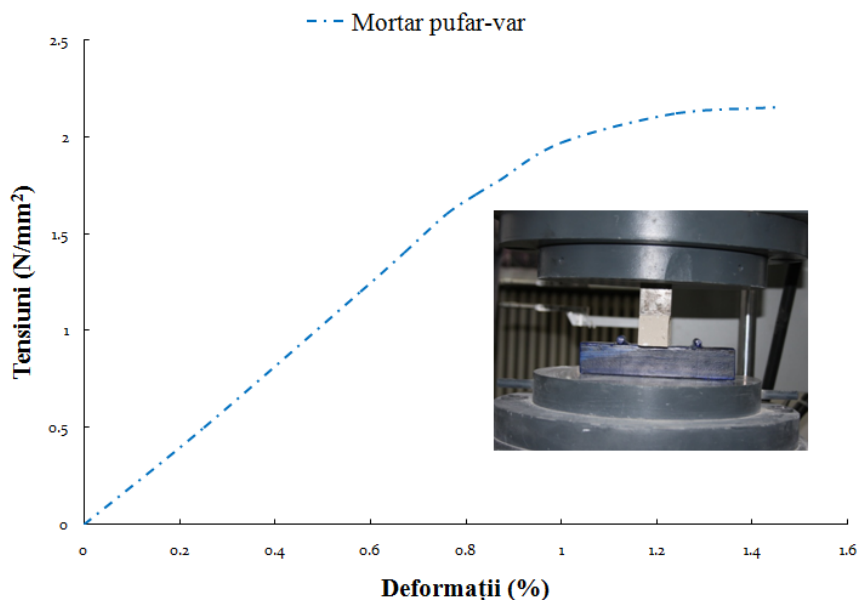


Fig. 2 Curba medie tensiuni-deformații la compresiune a mortarului

În ceea ce privește mecanismele de cedare: cedarea la întindere a mortarului s-a produs printr-o rupere în două părți aproximativ egale a probei imediat după ce a fost atinsă valoarea maximă a forței de încărcare; cedarea la compresiune poate fi descrisă prin exfolierea probei pe toată înălțimea ei în zonele unde au fost poziționate dispozitivele de încărcare.

Teste experimentale la compresiune uniaxială respectiv la încovoiere perpendiculară pe direcția rosturilor longitudinale, efectuate pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale zidăriei au avut la bază de asemenea Standardele Britanice BS 1052-1,2:1999. Rezultatele vor fi de asemenea prezentate sub forma valorilor medii ale rezistențelor mecanice în cazul testelor la compresiune și ale valorii medii ale forțelor maxime obținute, fig. 3, fig. 4, [3], [5]

În ceea ce privește particularitățile privind modul de cedare al zidăriei testate la compresiune uniaxială, probele au manifestat pentru început o serie de exfolieri la nivelul mortarului, mai ales la interfața rosturilor și a cărămidilor, urmată ulterior și de o expulzare parțială a mortarului din rosturi verticale și orizontale. Primele fisuri verticale în cărămidă au loc mai târziu (la deplasări mai mari), dezvoltându-se mai ales la nivelul fețelor laterale. În momentul în care este atinsă rezistența la compresiune a cărămidii, fisurile se dezvoltă rapid, zidăria pierzându-și capacitatea portantă iar cedarea se produce brusc, datorită caracterului fragil al cărămidilor.

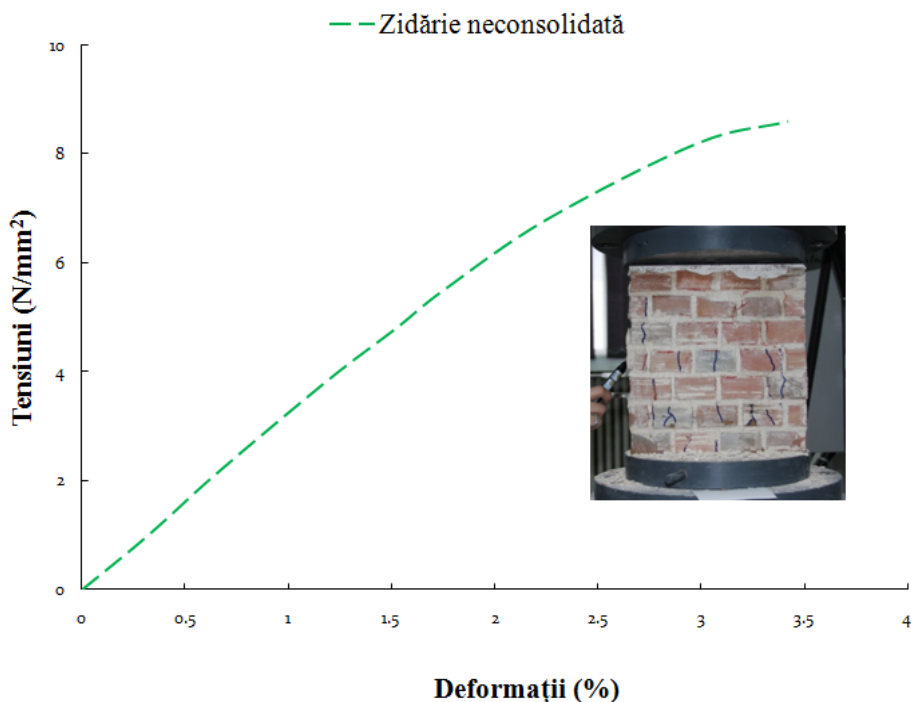


Fig. 3 Curba medie tensiuni normale – deformații la compresiune pe zidărie

Cedarea probelor la încovoiere presupune formarea unui plan perpendicular cu rosturile orizontale, fisurile ce apar urmăresc traiectoria rosturilor, acest lucru datorându-se mai ales datorită rezistențelor scăzute la a mortarului din rosturi și a aderenței slabe a acestuia la blocurile de zidărie.

Rezultatele încercărilor la încovoiere a zidărie sunt prezentate în fig. 4, acestea fiind valorile medii preluate din cadrul softului aferent mașinii de încercări. În ceea ce privește rezistența la încovoiere acesta se calculează conform Standardului BS EN 1052-2:1999, pe baza formulei:

$$f_{xi} = \frac{3F_{i,max}(l_1 - l_2)}{2bt_u^2} = \frac{3 \cdot 1770(350 - 150)}{2 \cdot 250 \cdot 118^2} = 0.15 N/mm^2 \quad (1)$$

unde :

f_{xi} – rezistența la încovoiere a zidărie a unei probe individuale;

$F_{i,max}$ – forța maximă de încărcare;

l_1 – distanța dintre reazeme;

l_2 – distanța dintre forțe;

b – lățimea probei de zidărie;

t_u – grosimea probei de zidărie.

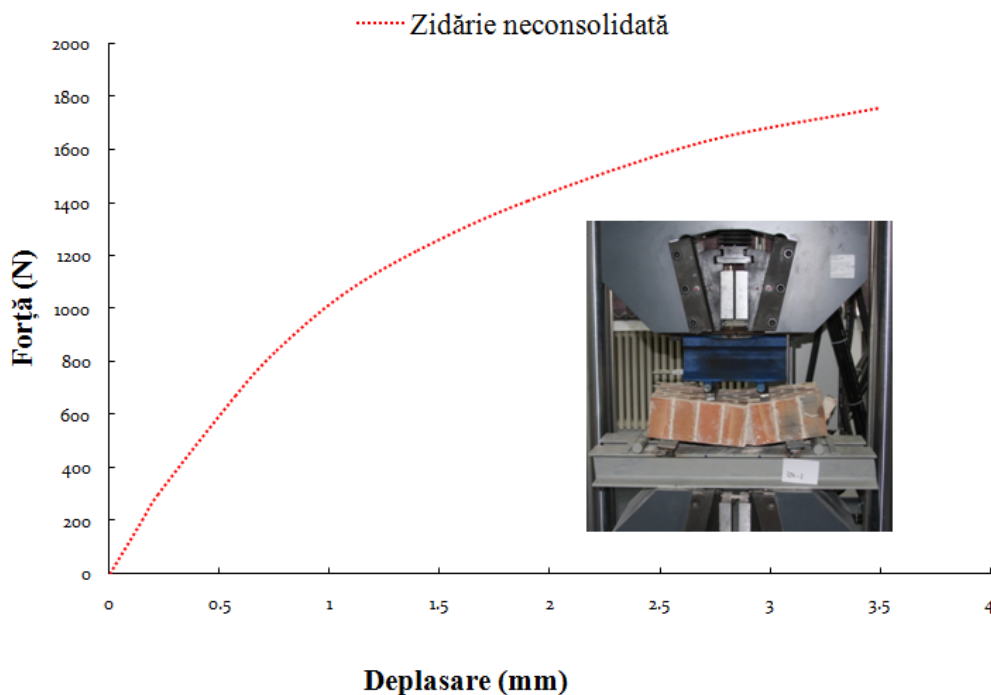


Fig. 4 Curba medie forță – deplasare la încovoiere pe zidărie

2.2. Determinarea caracteristicilor dinamice ale modelului structural

În prima fază a programului experimental s-a procedat la montajul echipamentului de măsurare a caracteristicilor dinamice, și anume a generatorului de vibrații și a accelerometrelor folosite pentru înregistrarea accelerațiilor modelului. Generatorul de vibrații a fost montat deasupra golului de geam, la nivelul cosoroabei, iar în fiecare colț al clădirii, în dreptul planșeelor au fost montate 8 accelerometre de tip DYTRAN 3202 A1 cu sensibilitate de 500 mV/g, patru (L_0 , L_1 , L_2 , L_3) dintre ele înregistrând mișcările pe direcția longitudinală și patru pe direcția transversală (T_0 , T_1 , T_2 , T_3).



Fig. 5 Montarea generatorului de vibrații și a accelerometrelor pentru etapa de evaluare a caracteristicilor dinamice

Pentru determinarea frecvențelor proprii ale modelului structural se introduce un semnal, o acțiune de tip SinSweep pe bandă largă de la 5-50Hz, prin intermediul generatorului de semnal care are rolul de realiza reglajul frecvențelor. În urma procesului baleiere se determină transformata Fourier prin intermediul sistemului complex de măsură, achiziție și postprocesare a datelor ESAM CF, cu ajutorul căruia s-a observat o frecvență proprie a modelului de 23.7Hz, pe direcția longitudinală a modelului și o frecvență de 32 de Hz pe direcția transversală. Pentru confirmarea acestor frecvențe s-a introdus un nou semnal, de data acesta o acțiune de tip SinBeat cu frecvență constantă, cea determinată în urma primelor teste pentru cele două direcții aferente, în vederea obținerii unei confirmări privind frecvențele proprii ale modelului.

Astfel în urma procesării datelor înregistrate s-au obținut cele două frecvențe proprii fundamentale ale modelului pe direcție longitudinală de $f_1=23.7$ Hz și pe cea transversală de $f_2=32$ Hz, perioadele fundamentale aferente fiind de $T_1=1/f_1=0.042$ s și $T_2=1/f_2=0.031$ s.

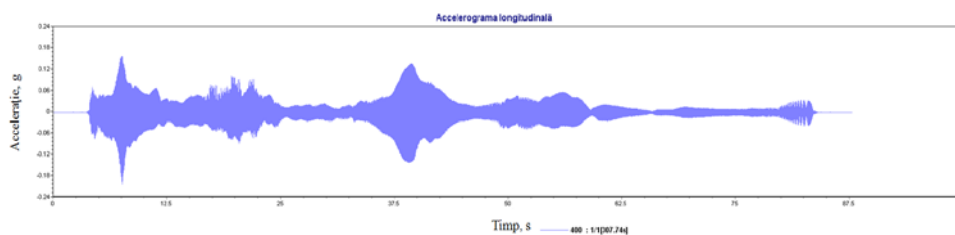


Fig. 6 Accelerograma înregistrată pe accelerometrul la acțiunea Sinus glisant de 5 Hz – 50 Hz

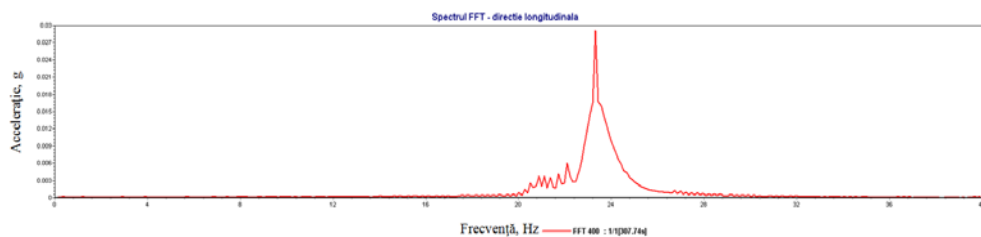


Fig. 6 Spectrul Fourier de frecvențe al acțiunii Sinus glisant 5 Hz – 50 Hz . frecvența proprie a modelului pe direcția longitudinală

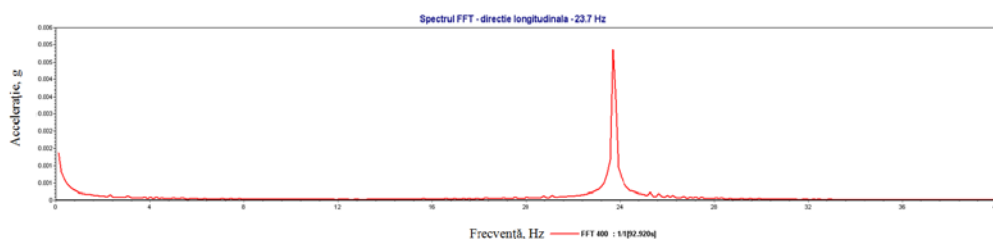


Fig. 7 Spectrul Fourier de frecvențe al acțiunii Sinus Beat cu frecvență constantă 23.7 Hz

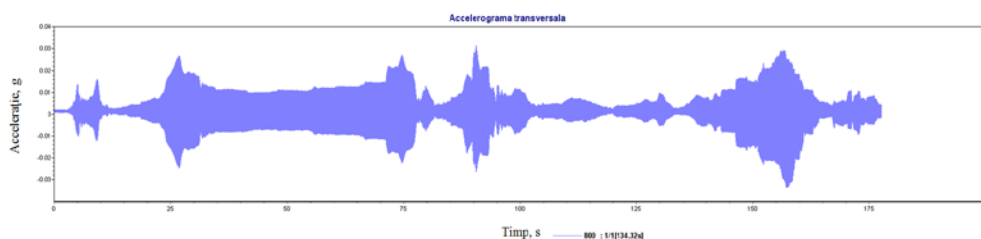


Fig. 8 Accelerograma înregistrată pe accelerometrul la acțiunea Sinus Glisant cu frecvențe cuprinse în intervalul 5 Hz - 50 Hz

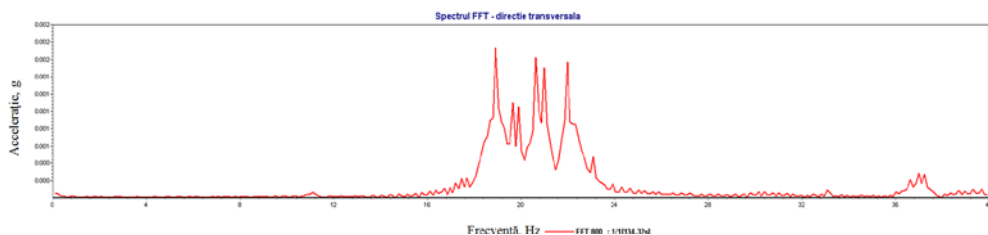


Fig. 9 Spectrul Fourier de frecvențe al acțiunii Sinus glisant 5 Hz – 50 Hz frecvența proprie a modelului pe direcția transversală

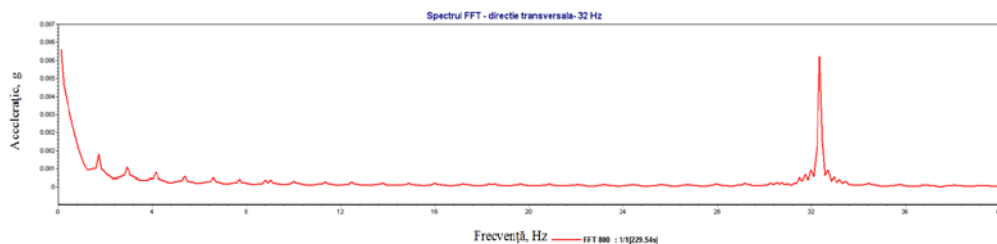


Fig. 10 Spectrul Fourier de frecvențe al acțiunii Sinus Beat cu frecvență constantă 32 Hz

2.3 Încercarea modelului structural la acțiuni seismice

Încercările experimentale care au presupus investigarea modului de comportare la acțiunile seismice a structurilor din zidărie nearmată, s-au derulat testând modelul structural la mai multe acțiuni seismice până în momentul apariției unor degradări structurale importante, severe, dar fără să se ajungă la apariția mecanismului de cedare ce ar fi condus la un colaps ulterior al structurii. Nu s-a dorit obținerea acestui stadiu ultim, structura urmând ulterior a fi integrată într-un proces de consolidare în vederea verificării sustenabilității și eficienței unei metode de reabilitarea structurală care presupune montarea unei cămășuieli dintr-un CMAF.

Pentru acționarea platformei seismice în vederea simulării modului de comportare a modelului structural s-a utilizat o acțiune de tip Sinus Beat cu frecvența constantă egală cu 3.6 Hz, direcția de acționare fiind cea longitudinală. Capturi preluate din timpul experimentului sunt prezentate în fig. 11-14, acestea evidențiind zonele de fisurarea ale modelului. Zonele vulnerabile ale modelului, după cum se poate observa și din figurile prezentate, sunt: la nivelul superior și la baza parapetilor golurilor de ferestre și uși; la nivelul zonelor de îmbinare între pereți de forfecare și cei transversali; fisurarea pe diagonală pe direcția rosturilor de mortar prezentă la nivelul șpațelilor.

La nivelul pereților transversali, zona frontoanelor prezintă o serie de fisuri în lungul rosturilor longitudinale pe toată lungimea peretelui, confirmând astfel

apariția unei fisurări la bază a acestora, datorată efectului de balansare produs pe tot parcursul acțiunii seismice.



Fig. 11 Captură preluată din perioada testării pe platforma seismic a modelului



Fig. 12 Degradări apărute la nivelul pereților de fronton



Fig. 13 Captură preluată din timpul testării modelului pe platforma seismică



Fig. 14 Imagini din timpul testelor la acțiunea seismică

3. CONCLUZII

În ceea ce privește modul de comportare a clădirilor de patrimoniu din zidărie nearmată de cărămidă și mortar de var și pufar, specifice secolelor trecute din România, simulate prin intermediul unui model structural la scara 1:2 realizat în cadrul Facultății de Construcții și Instalații rezultatele obținute trebuie interpretate conform legilor de similitudine aferente.

Rezultatele încercărilor experimentale pe materiale componente ale zidărie, furnizează date importante în ceea ce privește rezistențele mecanice, modulul de elasticitate sau modul de cedare la diverse acțiuni. Toate aceste rezultate sunt necesare și importante în modelarea numerică și pentru interpretarea cât mai corectă a performanțelor materialelor sau elementelor structurale.

Rezultatele experimentale indică zonele de vulnerabilitate a clădirilor din zidărie nearmată de cărămidă, prin apariția degradărilor în cazul pereților solicitați la acțiuni în planul acestora. Acestea se regăsesc în special în zonele cu concentrări mari ale eforturilor și anume: la nivelul șpaletilor, la nivelul superior și la baza parapetilor, crăpăturile urmărind în general direcția rosturilor de mortar. Datorită caracteristicilor mecanice reduse ale mortarului utilizat, nu au fost observate fisuri la nivelul cărămizilor. În ceea ce privește zonele avariate ale pereților solicitați la acțiuni în afara planului, acestea au fost observate mai ales la nivelul frontoanelor, reprezentând elementele cele mai vulnerabile ale structurilor din zidărie nearmată. Acestea din urmă se comportă ca niște console, având o tendință evidentă de răsturnare datorată momentului produs de forța de inerție care apare.

Astfel, rezultatele obținute în urma încercărilor experimentale pe modele structurale la scară pot reprezenta o soluție adecvată pentru evaluarea în laborator a modului de comportare structurală pentru diferite tipuri de clădiri, dacă sunt respectate toate condițiile impuse de legile de similitudine aferente procesului de execuție și de testare a acestora.

Bibliografie

1. **Benedetti, D., Carydis, P., Pezzoli, P. 1999.** *Shaking Table Tests on 24 Simple Masonry Buildings*. s.l. : Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 27, 67-90 , 1999.
2. **Bothara, J. K., Dhakal, R. P., Mander, J. B. 2010.** *Seismic Performance of an Unreinforced Masonry Buildings: an Experimental Investigation*. s.l.: Earthquake Engineering&Structural Dynamics, Volume 39, Issue 1, pages 45-68, January , 2010.
3. **BS 1052-1:1999, British Standard.** *Methods of test for masonry - Determination of compressive strength*.
4. **BS EN 1015-11:1999, British Standard.** *Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*.
5. **BS EN 1052-2:1999, British Standard.** *Methods of test for masonry - Part 2: Determination of flexural strength*.

Acknowledgement:

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Metodologie de calcul pentru determinarea capacității de producție a unui sistem termo-solar

Gabriel Teodoriu¹

¹doctorand, Facultatea de Constructii si Instalatii Iasi, e-mail: gabrielteodoriu@yahoo.com

Rezumat

Articolul propune evidențierea principalelor aspecte legate de procedeele de cuantificare a cantității de energie termică pe care o poate genera un sistem termo-solar cu scopul de a o stoca sau folosi în mod direct în cadrul sistemului de încălzire al unei locuințe. Se are în vedere strict aportul energetic pe care-l poate aduce un astfel de sistem funcție de necesarul total de energie termică pentru încălzire, parametrii captatoarelor și condițiile climatice specifice amplasamentului.

Cuvinte cheie: sisteme solare, panouri solare, metodologie de calcul, generator termic, capacitate de producție

1. INTRODUCERE

Colectoarele solare termice sunt instalații ce captează și transformă radiația solară în energie termică necesară pentru a încălzi un fluid caloportor. Două principii fizice importante guvernează tehnologia de funcționare a colectoare solare termice:

- ✓ Orice obiect fierbinte tinde să ajungă la echilibru termic cu mediul în care se află, proces consemnat prin pierderi semnificative de căldură prin conducție, convecție și radiație. Eficiența unui colector termo-solar depinde de pierderile de căldură de la suprafața colectorului.
- ✓ Efectul gradientului de temperatură face ca fenomenul de transfer de căldură să se accentueze cu cât diferența de temperatură dintre o suprafață fierbinte și mediul său este mai mare.

Randamentul acestui tip de colectoare solare este ridicat, variind în jurul valorii de 60% - 80% funcție de model și, mai ales, de temperatura aerului exterior și radiația solară incidentă ce fluctuează în raport cu starea vremii, anotimp, latitudine, înclinația față de axa orizontală etc.

2. METODOLOGIA CERCETĂRII

2.1. Tipuri de colectoare termo-solare pentru clădiri rezidențiale

În aplicații rezidențiale, colectoarele termo-solare se utilizează în special pentru prepararea apei calde menajere și încălzirea spațiilor de locuit. Cele mai utilizate sisteme pentru acest tip de aplicații sunt prezentate în tab.1.

Tab.1 – Clasificarea și caracterizarea colectoarelor termo-solare

Criterii de clasificare	Variante	Avantaje	Dezavantaje
Principiul de conversie	Active	➤ Eficiență superioară ➤ Posibilitate implementare a unui sistem de încălzire tip backup ➤ Rezervorul de stocare poate fi situat mai jos decât colectoarele - libertate sporită în proiectarea sistemului și care permite utilizarea rezervoarele deja existente ➤ Rezervorul de stocare este protejat de factorii climatici dacă se amplasează în spațiu condiționat, sau semi-condiționat pentru reducerea pierderilor de căldură. ➤ Oferă protecție la îngheț ➤ Pot fi utilizate rezervoare tip drainback pentru evitarea supraîncălzirii și a risipei energiei termice în exces. ➤ Control diferențial asupra sistemului ➤ Anumite sisteme utilizează mici panouri fotovoltaice pentru acționarea pompelor cu turație variabilă. ➤ Pot fi echipate cu pompe cu bule în locul celor electrice	➤ În caz de supraîncălzire a antigelului, glicolul se degradează în acid afectând grav circuitul primar reducând drastic durata de viață a sistemului ➤ Agentul termic trebuie înlocuit la 3-8 ani ➤ Presupune utilizarea pompelor de circulație – consum suplimentar de energie ➤ Costuri mai ridicate

	Pasive	➤ Costuri de mentenanță reduse ➤ Nu necesită pompe de circulație sau dispozitive auxiliare de control și automatizare	➤ Eficiență scăzută comparativ cu sistemele active ➤ Probleme majore cu supraîncălzirea și înghețul
Tipul circuitului	Circuit închis (Indirecte - Presurizate)	➤ Eficiență ridicată ➤ Utilizează agent termic (apă sau antigel diluat)	➤ Necesită monitorizare precisă pentru a se evita pierderile prin circulația agentului primar în colector în perioadele defavorabile
	Circuit deschis (Directe - Nepresurizate)	➤ Costuri reduse ➤ Conectate direct la rețeaua de apă potabilă	➤ Oferă protecție redusă la supraîncălzire cu excepția cazului în care au prevăzută o pompă de de export a căldurii în exces. ➤ Nu oferă protecție la îngheț cu excepția cazului în care colectoarele au toleranță la îngheț ➤ Deprecierea performanțelor în urma depunerilor de piatră în zonele cu apă dură
Tipul colectorului	Colectoare solare mate fără protecție vitrată	➤ Costuri reduse ➤ Construcție ușoară dar solidă	➤ Temperatură de operare scăzută ➤ Aplicații limitate – încălzirea piscinelor ➤ Performanțe foarte reduse în condiții de frig sau vânt
	Colectoare solare plate vitrate	➤ Costuri medii ➤ Temperatură de operare mai mare ➤ Pot funcționa la presiunea apei din rețea ➤ Considerate cele mai durabile datorită sticlei călitate ce oferă protecție la grindină	➤ Construcție masivă dar relativ ușoară ➤ În sezonul rece, mult mai puțin eficiente decât tuburile vidate
	Colector cu stocare integrată (CSI)	➤ Costuri reduse ➤ Funcționează după principiul termosifonului fără consum auxiliar de energie ➤ Pierderile mari de căldură la suprafața rezervorului atenuate într-o oarecare măsură de suprafața de reflexie	➤ Mari pierderi de căldură în perioada nopții sau lipsă insolație ➤ Aplicații limitate – încălzirea apei calde de consum ➤ Factori dimensionali defavorabili limitează drastic eficiența colectorului – valoare mică a raportului A/V ➤ Greutate ridicată

	Tuburi vidate	➤ Eliminarea pierderilor datorate convecției prin tehnologia vacuumului ➤ Temperaturi înalte de operare ➤ Potrivite utilizării în sezonul rece ➤ Pot fi adaptate sistemului CSI	➤ Costuri mari ➤ Vacuumul se conservă doar pe perioade variind între 5 și 15 ani ➤ Deosebit de fragile, necesită costuri suplimentare de instalare ➤ Necesită distribuitor și sistem de acumulare și control-automatizare
--	---------------	--	--

2.2. Cuantificarea performanței unui sistem termo-solar

Conform DS EN 15316-4-3:2007, principiul de bază în determinarea capacității de producție a unui sistem termosolar impune definirea a trei scenarii de calcul:

- ✓ Capacitatea de producție destinată doar preparării apei calde menajere, $Q_{S,ACM}$ [kWh_t]
- ✓ Capacitatea de producție destinată doar încălzirii, $Q_{S,H}$ [kWh_t]
- ✓ Sistem combinat de producere a apei calde menajere și a agentului termic pentru încălzirea spațiilor

Diferența majoră între cele trei situații constă în faptul că procedura de calcul se realizează independent pentru primele două, impunându-se determinarea valorilor $Q_{S,ACM}$, respectiv $Q_{S,H}$ independent, funcție de caracteristica cererii de energie din spațiului încălzit ce variază în concordanță cu parametrii subsistemului: aria colectorului, volumul rezervorului de stocare etc.

În cadrul articolului, modelul propus este orientat strict către capacitatea de producție destinată încălzirii unei locuințe.

Determinarea capacității de producție a unui sistem solar poate fi realizată conform schemei logice din fig.1, ce valorifică informații relevante specificate în standardul DS EN 15316-4-3:2007, constituind structura procesului de optimizare a capacității de producție a unui sistem termo-solar după variația cererii venite din partea utilizatorului atât din punct de vedere al exigențelor de confort cât și din prisma unui raționament economic.

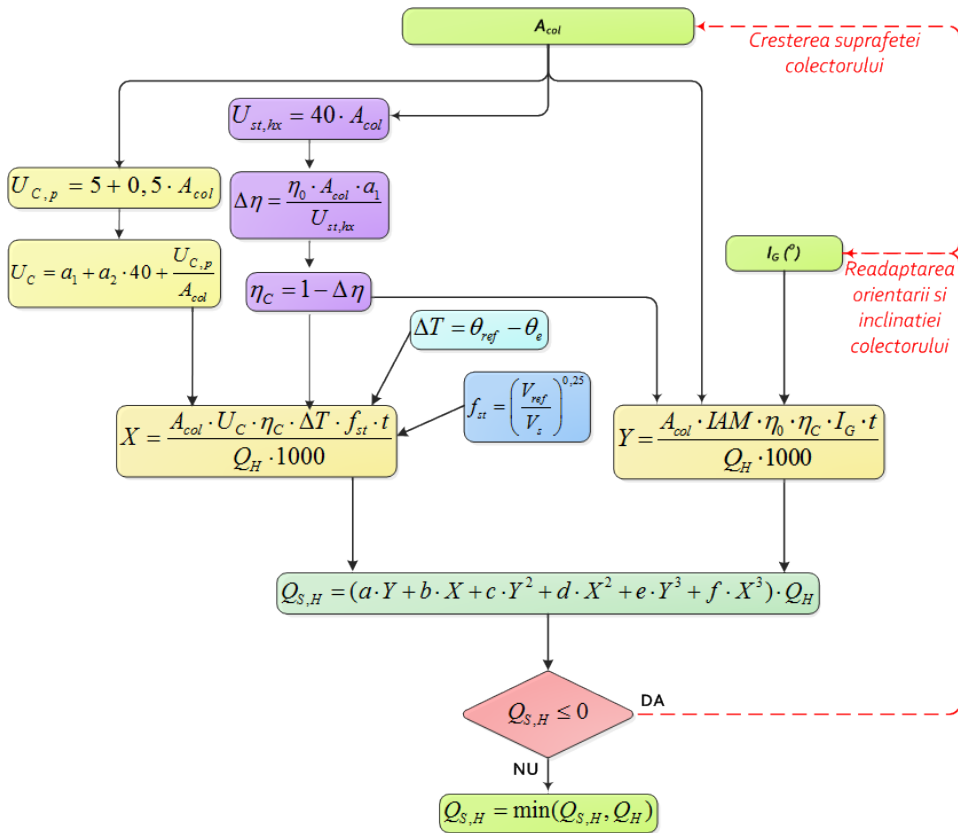


Fig.1 – Modelul matematic de calcul lunar și blocul de decizie pentru determinarea capacității de producție a unui sistem termo-solar

Parametrii de calcul ai modelului pot fi structurați funcție de apartenența la subsistemele corespunzătoare și sunt prezentați în subcapitolele următoare.

2.2.1. Parametrii de calcul ai colectorului solar

A_{col} – suprafața aperturii colectorului calculată în acord cu prevederile standardului EN 12975-2 și prevăzută în manualul tehnic [m²];

η_0 – factorul de eficiență a colectorului la zero pierderi corelat cu suprafața aperturii rezultat în urma prescripțiilor tehnice ale producătorului în acord cu standardul EN ISO 12975-2 sau poate fi adoptată valoarea tipică 0,8. [-]

IAM – indice de modificare a unghiului de incidență $K_{50}(\tau\alpha)$ conform prevederilor EN ISO 12975-2, și are valori standard corespunzătoare celor din tab.2.

Tab.2 – Valori tipice pentru IAM [1]

Tip colector	IAM
Colectoare plane vitrate	0,94
Colectoare mate	1
Colectoare vidate tubulare cu absorbant plat	0,97
Colectoare vidate tubulare cu absorbant circular	1

a_1 (k_1) – coeficientul de pierderi de căldură al colectorului solar, înregistrate în zona aperturii, a cărui valoare este prescrisă în datele tehnice ale colectorului, specificate de producător în concordanță cu prevederile standardului EN ISO 12975-2 [$W/(m^2 \cdot K)$];

a_2 (k_2) – factor ce relevă dependența temperaturii de coeficientul de pierderi de căldură a zonei aperturii colectorului, specificate de producător în concordanță cu prevederile standardului EN ISO 12975-2 [$W/(m^2 \cdot K^2)$];

Valori tipice corespunzătoare parametrilor a_1 , a_2 sunt reliefate în tab.3.

Tab.3 – Valori tipice ale coeficienților a_1, a_2 [1]

Tip colector	a_1 $W/(m^2 \cdot K)$	a_2 $W/(m^2 \cdot K^2)$
Tuburi vidate	1,8	0
Colector vitrat	3,5	
Colector fără suprafețe vitrate	15	

2.2.2. Parametrii de calcul ai circuitului

η_c – factorul de eficiență al circuitului colectorului ținându-se seama de influența caracteristicilor schimbătorului de căldură cu valori tipice indicate de normativ de 0,9 sau conform relației de calcul prezentate în fig.1 [-];

$U_{C,p}$ – coeficientul global de transfer termic al colectorului incluzând și conductele de transport a agentului termic din colector și dintre colectoare respectiv dintre acestea și rezervorul de stocare și se poate calcula funcție de parametrii izolației termice a conductei sau estima după formula de calcul prezentată în fig.1 [$W/(m^2 \cdot K)$];

U_C – coeficientul de transfer termic al circuitului colectorului incluzând și conductele de transport a agentului termic determinat în concordanță cu specificațiile tehnice ale colectorului și a tipului de izolație a conductelor [$W/(m^2 \cdot K)$];

ΔT – diferența dintre temperatura de referință și temperatura medie a aerului exterior [K];

$$\Delta T = t_{ref} - t_e \text{ [K]} \quad (1)$$

t_e – temperatura medie a aerului exterior pentru luna de calcul [$^{\circ}\text{C}$]

t_{ref} – temperatura de referință funcție de aplicație și tipul rezervorului de stocare [$^{\circ}\text{C}$] și ia valori pentru sistemul de încălzire $t_{ref} = 100^{\circ}\text{C}$;

2.2.3. Parametrii de calcul ai rezervorului de stocare

$U_{st,hx}$ – coeficientul global de transfer termic a schimbătorului de căldură corespunzător rezervorului de stocare [W/K];

f_{st} – factorul de corecție a capacității rezervorului de stocare [-] ;

V_{ref} - volumul de referință considerat a fi 75l/m^2 arie netă colector [l];

V_s – volumul rezervorului de stocare [l];

t – durata unei luni de calcul [h];

2.2.4. Factori de corecție

X, Y – factori adimensionali

a, b, c, d, e – factori de corelare funcție de tipul rezervorului de stocare

f – noul factor de corelare specific încălzirii solare directe prin pardoseală

Valori tipice corespunzătoare parametrilor a, b, c, d, e, f sunt revelate în tab.4.

Tab.4 – Valori tipice ale coeficienților a, b, c, d, e, f [1]

Factori de corelare	Sistem de stocare a apei
a	1,029
b	-0,065
c	-0,245
d	0,0018
e	0,0215
f	0

Q_H - necesarul de energie termică pentru încălzirea locuinței estimat lunar [kWh_t]

Standardul DS EN 15316-4-3:2007 prevede faptul că o parte semnificativă din pierderile termice ale boilerului solar și cele cauzate de rețeaua de distribuție între sistemul solar și generatorul back-up pot fi recuperate pe întreaga perioadă a sezonului de încălzire. Astfel, procentajul de recuperare al acestor pierderi este de 100% dacă instalația este amplasată în interiorul spațiului încălzit, 50% în cazul în care este instalată într-un spațiu neîncălzit, respectiv 0% dacă este amplasată în exteriorul clădirii.[1]

Mai	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78
Iunie	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Iulie	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
August	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Septembrie	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07
Octombrie	122,85	122,85	122,85	122,85	122,85	122,85	122,85	122,85
Noiembrie	721,99	160,13	169,37	178,53	187,62	196,62	205,55	214,40
Decembrie	1471,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	5431,1	980,42	1001,41	1022,25	1042,94	1063,48	1083,87	1104,12
f_s		0,18	0,18	0,19	0,19	0,20	0,20	0,20

Conform rezultatelor din tab.6 se poate constata faptul că în lunile de primăvară și toamnă aportul caloric provenit din sursa solară este deosebit de consistent, reușind să suplinească cu succes un sistem de încălzire convențional. Totuși, în luna decembrie, datorită parametrilor climatici nefavorabili producția de energie ce poate fi valorificată este 0, situație care se poate corecta fie prin adoptarea unor performanțe sporite a anvelopei clădirii fie prin creșterea suprafeței colectoare a sistemului termo-solar sau îmbunătățirea performanței izolației termice a circuitului.

Fracția solară f_s crește funcție de înclinația colectorului și implicit cu suplimentarea numărului de colectoare sau cu scăderea sarcinii termice.

4. CONCLUZII ȘI DEZVOLTĂRI ULTERIOARE

În urma simulărilor numerice ce au fost întreprinse conform principiilor enunțate anterior se pot aprecia următoarele aspecte:

- Determinarea suprafeței aperturii colectorului termo-solar și înclinația optimă pe întreaga perioadă a sezonului rece se realizează funcție de necesarul de energie termică al lunii de calcul cele mai defavorabile urmărind încadrarea în limitele de rentabilitate.
- Integrarea sistemelor termo-solare ca generatoare de energie termică pentru încălzirea spațiilor se poate realiza cu succes și în perioada rece dacă se optează pentru un sistem activ cu tuburi vidate.
- Utilizarea metodologiei urmărește exploatarea oportunității de a dimensiona corespunzător un sistem de încălzire în relația cu gradul de izolare termică pentru a crește substanțial capacitatea de integrare a energiei regenerabile din sursa solară în cuantumul total al necesarului de energie termică pentru încălzirea unei clădiri de locuit.

Bibliografie

1. ***, DS EN 15316-4-3:2007 - Heating systems in buildings – Method for calculation of system energy requirements and system efficiencies – Part 4-3: Heat generation systems, thermal solar systems
2. ***, EN 12975-2:2006 – Thermal solar systems and components — Solar collectors — Part 2: Test methods
3. ***, <http://re.jrc.ec.europa.eu>
4. ***, <http://www.soda-is.com>

Acknowledgements

Această lucrare a fost realizată cu suportul financiar al proiectului POSDRU CUANTUMDOC „STUDII DOCTORALE PENTRU PERFORMANȚE EUROPENE ÎN CERCETARE ȘI INOVARE” ID79407 proiect finanțat de Fondul Social European și Guvernul României.

Evaluarea și interpretarea încercărilor de consolidare a pământului în viziunea mai multor autori

Cosmin Fantaziu¹, Răzvan Chirilă², Georgiana Ana Maria Crețu³

1 doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, @yahoo.com

2 doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, fcs@yahoo.com

3 doctorand, Facultatea de Construcții și Instalații Iași, cretu86@yahoo.com

REZUMAT

Caracteristicile de consolidare a pământurilor naturale variază foarte mult în funcție de istoricul încărcărilor, coeficientul de porozitate și de tipul structurii. Metoda standard de măsurare a proprietăților de consolidare implică încărcarea probelor de pământ, dar și alte metode care folosesc tehnici de încărcare controlate au fost utile în îmbunătățirea înțelegerii compresibilității pământurilor. Diferitele metode de testare și influența lor asupra evaluării proprietăților de consolidare, sunt analizate în prezenta lucrare. Interpretarea presiunii de preconsolidare pentru unele tipuri de pământuri este foarte mult influențată de rata de încărcare. Consolidarea totală poate fi estimată în mod rezonabil în urma încercărilor pe edometru, dar previziunile asupra ratei de consolidare sunt, de obicei, nesigure în etapa de consolidare primară.

Capacitatea de a evalua și interpreta încercările de consolidare a fost îmbunătățită în cazul în care testele au fost efectuate în comparație cu observațiile de teren. Sunt necesare mai multe cercetări de acest gen pentru a îmbunătăți utilitatea teoriilor de consolidare și de încercare.

Cuvinte cheie: consolidare, supraconsolidare, presiune de preconsolidare, mecanica pământurilor, structura pământului.

INTRODUCERE

Încercarea de consolidare este un model în care o probă de pământ este supusă unor presiuni pentru a prezice deformația care ar avea loc sub presiuni similare în teren. Succesul încercării depinde de cât de bine epruveta reprezintă situația din natură. Încărcarea și deformarea în încercarea edometrică convențională, de exemplu, este unidirecțională, deși acest lucru nu poate reprezenta cu adevărat situația din teren. În plus, nu este neobișnuit pentru o epruvetă de 40 cm³ în volum a fi utilizată pentru a reprezenta proprietățile unei mase de pământ de 400 de m³, cu o masă de zece milioane de ori mai mare. Extrapolând, împreună cu tulburările cauzate de modul de prelevare a probei și de extragerea acesteia, ar fi de așteptat să ducă la erori majore în predicție, dar acest lucru nu este posibil în mod normal, cu excepția cazului în care depozitele sunt mici. Bjerrum [1] a conchis la o comparație de predicții și observații în argilă moale, atunci când depunerile sunt mai mari de 20 cm, rezultatul este bun. Pentru depozite mai mici de 20 cm, erorile cresc și rezultatele sunt de obicei prea mari.

Acest articol se ocupă cu încercările de laborator pentru stabilirea proprietăților de consolidare și totodată de evaluarea și interpretarea acestor rezultate. Valorile importante obținute în urma acestor încercări sunt presiunea de preconsolidare, indicii de compresiune și rata de consolidare. Principalii factori care influențează evaluarea și interpretarea rezultatelor încercărilor de consolidare sunt calitatea probei de pământ supusă încercării (cum ar fi gradul de tulburare, dimensiunea și forma) și metoda de încercare, inclusiv influența aparaturii, rata de încărcare și mediul în care este realizată încercarea.

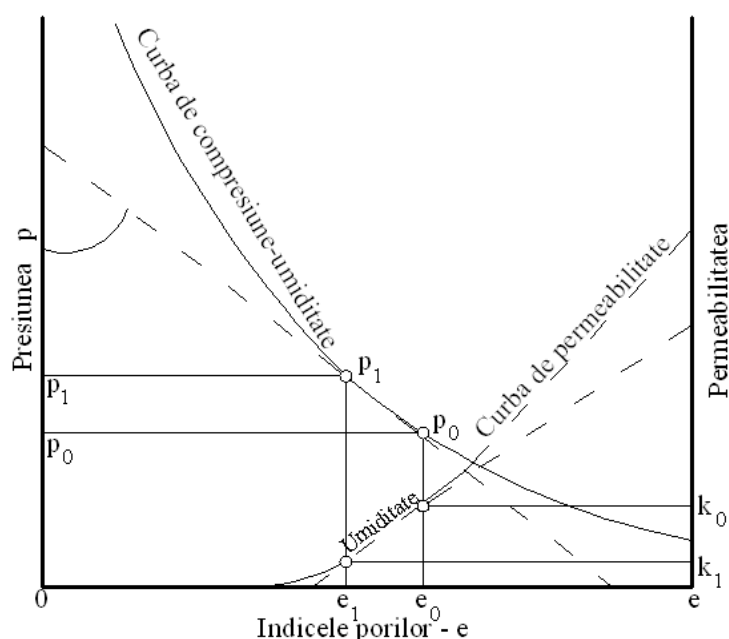
Testarea pământurilor este o parte importantă a geotehnicii, este esențial, prin urmare, ca metoda de încercare și interpretarea acesteia să fie legate de pământuri și de probleme de inginerie reale. Într-un articol anterior nepublicat de Peck [2], din literatura lui Rankine, Terzaghi a descris acest lucru ca "metodă experimentală" și ilustrează după cum urmează:

„Pe baza modelului orice informație poate fi asigurată. Realizează un inventar detaliat al tuturor posibilelor diferențe între situația reală și ipotezele considerate. Apoi calculează, pe baza ipotezelor inițiale, cantități diferite, care pot fi măsurate în teren. De exemplu, în cazul în care ipotezele au fost făcute în ceea ce privește presiunea apei de sub o structură, calculează presiunea la diferite puncte ușor accesibile, se măsoară aceasta, și se compară rezultatele cu valorile preconizate. Sau, în cazul în care s-au făcut presupuneri cu privire la proprietățile efort-deformație, se calculează deplasările, se măsoară și se face o comparație similară. Pe baza rezultatelor acestor măsurători, se închid treptat golurile de cunoaștere și, dacă este necesar, se modifică proiectul în timpul construcției. Mecanica pământurilor ne oferă cunoștințele necesare pentru aplicarea practică a acestei metode denumite "învăță din mers".

EVOLUȚII ISTORICE

Există o literatură enormă axată pe consolidare, începând cu lucrarea inițială a lui Terzaghi. Într-o serie de opt articole săptămânale publicate de către Engineering News-Record în 1925, Terzaghi a descris experimentele sale asupra pământului, inclusiv un articol legat de "Tasarea și consolidarea argilei" [3]. Fig. 1 prezintă curbele sale de încercare și modificările de presiune calculate în timp. El a recunoscut similitudinea fluxului de umiditate în pământ la fluxul de căldură prin intermediul unor materiale și, astfel, a evoluat teoria consolidării.

Înțelegerea fenomenului de consolidare în terenuri a crescut foarte mult în urma celor șase ani de efort concentrat al lui Taylor de la Institutul de Tehnologie din Massachusetts (MIT) [4]. Studiul său a fost îndreptat în primul rând asupra diferențelor între ratele de compresiune observate în probele de laborator și ratele date de teorie de la ora realizării studiului. O modificare a teoriei inițiale a lui Terzaghi fost elaborată, luând în considerare rezistența plastică dependentă de timp a structurii pământului, independentă de intervalul de timp hidrodinamic. Acest lucru este ilustrat în fig. 2, în care linia superioară aproximează sfârșitul consolidării primare și liniile inferioare corespund raportului presiune/porozitate după creșterea valorii consolidării secundare.



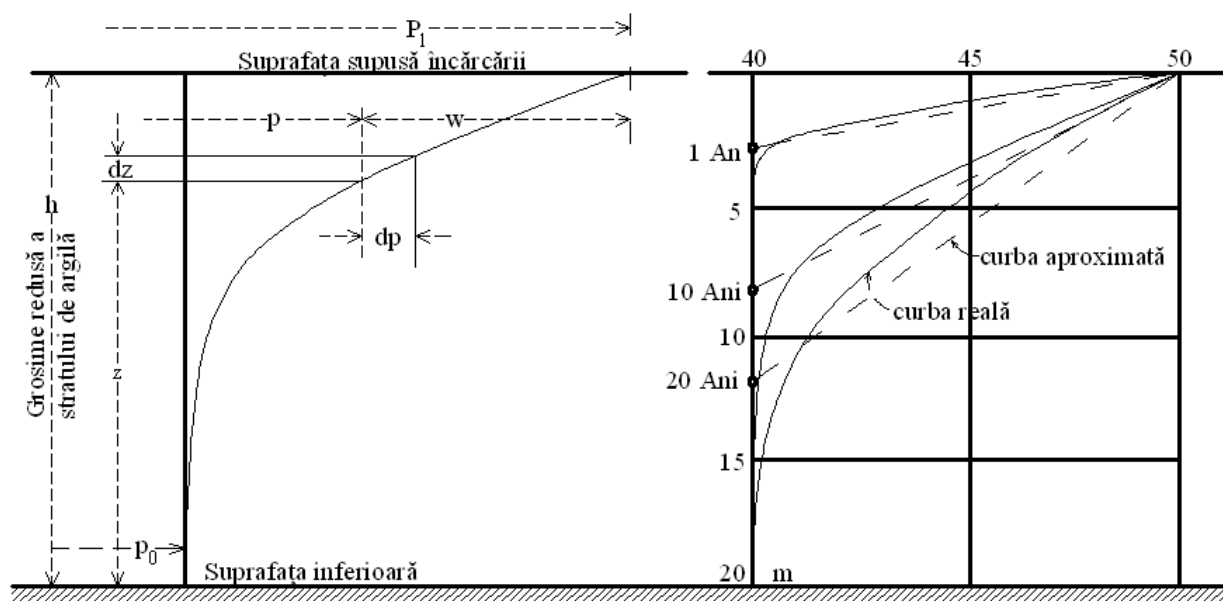


Fig. 1. Consolidarea depozitelor de argilă aflate sub încărcare

Douăzeci și cinci de ani mai târziu Bjerrum [5], la cea de-a șaptea conferință Rankine, a oferit o interpretare utilă pentru observațiile date de Taylor. El a introdus termenul de "consolidare întârziată" pentru a descrie consolidarea secundară care apare într-un depozit natural în condiții de efort constant.

În raportul său pentru a 8-a Conferință internațională privind Mecanica pământurilor și Ingineria Fundațiilor, pregătit chiar înainte de moartea sa prematură, Bjerrum [1] a elaborat pe punctele de vedere exprimate anterior în literatura după Rankine următoarea ierarhizare, discuția limitându-se la argilele moi floculare omogene, clasificate ca:

1. Argile tinere normal consolidate (NC) recent depuse și aflate la echilibru sub greutate proprie, dar care nu sunt încă consolidate primar sau secundar semnificativ.
2. Argile de vârstă mai mare normal consolidate, rămase sub efort constant pentru sute sau mii de ani și care au fost supuse cu o întârziere semnificativă procesului de consolidare.
3. Argile supraconsolidate, inițial supuse unor sarcini mai mari decât efortul actual de supraîncărcare.

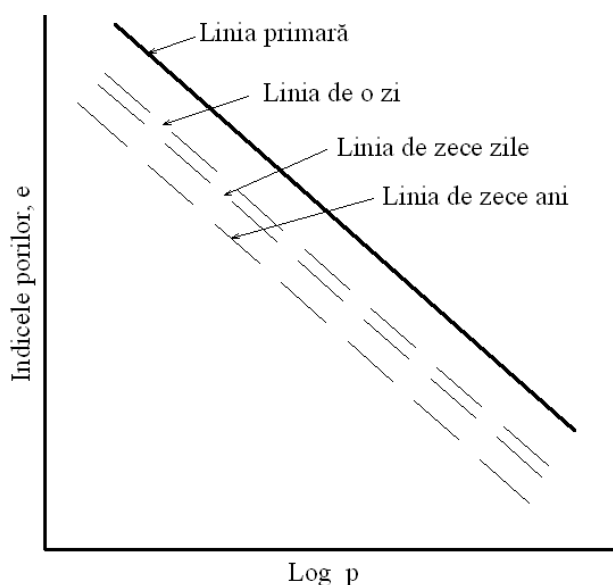


Fig. 2. Graficul semilogaritm al raportului presiune-indicele porilor

Performanța sub sarcină a primelor două categorii este prezentată în Fig. 3. O probă netulburată a unei argile tinere normal consolidate va urma curba superioară îngroșată, cu o presiune de preconsolidare (p_c), egală cu presiunea efectivă de supraconsolidare (p_0). În cazul în care argila normal consolidată este lăsată intactă pentru sute sau mii de ani, aceasta va continua să se consolideze cu timpul sub încărcare constantă, ajungând la un aranjament mai stabil de particule cu o putere mai mare sau o "rezervă de rezistență" împotriva viitoarelor procese de comprimare. În cazul în care o probă netulburată de argilă "îmbătrânită" normal consolidată este supusă la o încercare de consolidare, aceasta va urma curba inferioară cu o presiune $p_c \geq p_0$. Acest raționament oferă o explicație pentru valorile măsurate a presiunii p_c -valori în exces față de p_0 , atunci când nu există nici o explicație geologică satisfăcătoare.

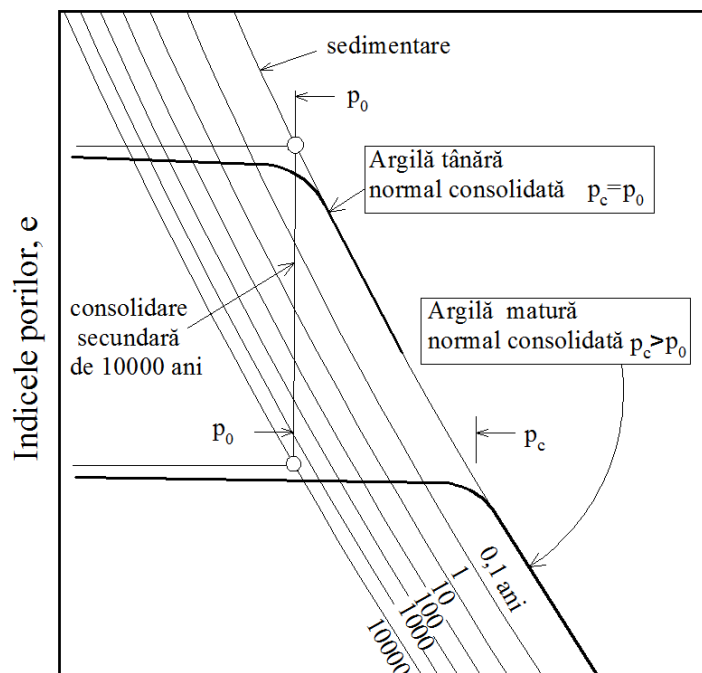


Fig. 3. Istoria geologică și compresibilitatea argilelor normal consolidate

Bjerrum a observat că raportul p_c/p_0 al depozitelor de argile de aceeași vârstă va crește cu suma de "consolidare întârziată" și, deoarece consolidare secundară crește în raport cu plasticitatea argilei, raportul p_c/p_0 va crește proporțional cu indicele de plasticitate. Corelarea raportului p_c/p_0 cu indicele de plasticitate observat la unele argile normal consolidate glaciare și post-glaciare este prezentat în Fig. 4.

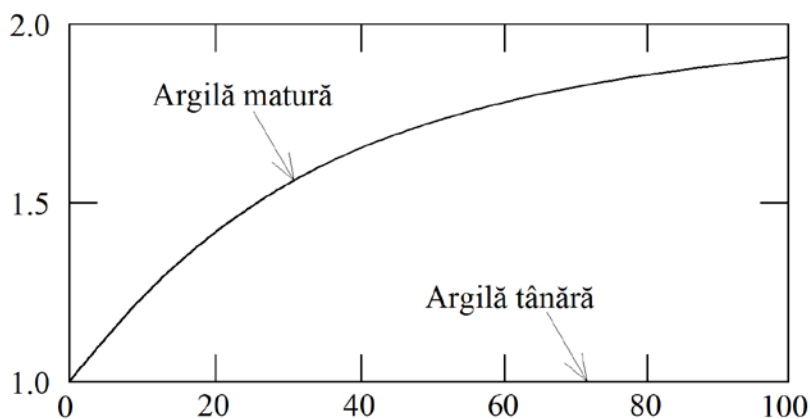


Fig. 4. Valori tipice ale raportului p_c/p_0 observate la argilele glaciare și post-glaciare normal consolidate

Pentru acele depozite de argile, care sunt cunoscute a fi supraconsolidate datorită istoriei lor geologice, raportul presiune/indicele porilor este prezentat în Fig. 5. În acest caz, încărcarea maximă efectivă anterioară

a fost p_1 , consolidare întârziată în cursul unei perioade de 10 000 de ani, iar în prezent efortul efectiv in situ este p_0 . Când o astfel de probă este supusă încercării în edometru, presiunea p_c măsurată depășește chiar și efortul maxim anterior, ca urmare a "rezervei de rezistență" asimilată înainte de descărcarea geologică.

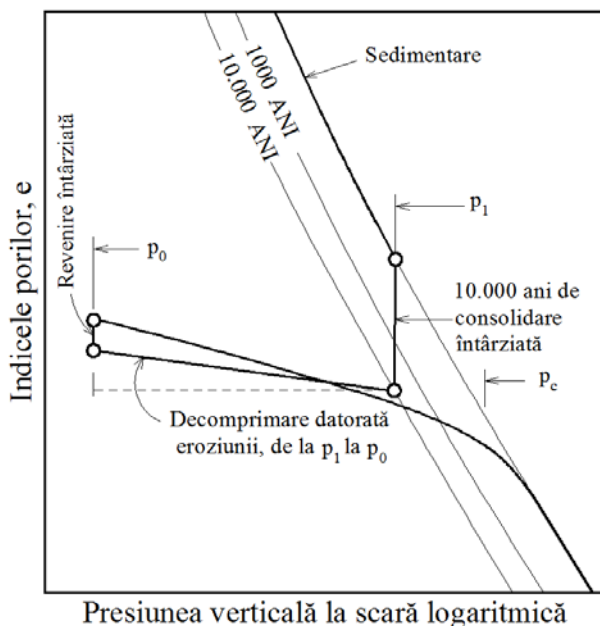


Fig. 5. Istoria geologică și compresibilitatea argilelor supraconsolidate

Motivul din spatele interpretării lui Bjerrum este impresionant, dar dovezile din domeniu pentru a sprijini ipoteza au fost limitate și venite în mare măsură din Norvegia. De exemplu, Berre și Iversen [6] au măsurat rata de compresiune și de disipare a presiunii apei din pori pe probe (variind de la 1,75 la 45 cm înălțime) de argile moi normal consolidate, din orașul Drammen din Norvegia și au constatat că rezultatele lor ar putea să explice calitativ conceptul de consolidare întârziată a lui Bjerrum. Garlanger [7] a dezvoltat o nouă teorie bazată pe conceptul lui Bjerrum și a aplicat-o cu succes la evaluarea terenurilor de fundare pentru trei clădiri din Drammen. Anterior, Foss [8] a arătat că terenurile de fundare ale celor trei clădiri din Drammen au fost guvernate de o "rezervă de rezistență" a argilei. Engesgaard [9] a folosit conceptul cu succes în proiectarea unei clădiri de 15 etaje în Drammen.

O revizuire cuprinzătoare a încercării de consolidare și interpretare a fost obținută de conferința pe tema "Terenul de fundare a clădirilor", organizată de Societatea Britanică de Geotehnică în 1974. Revizuirea lucrării lui Simons [10] asupra pământurilor normal consolidate și ușor supraconsolidate, și cea a lui Butler [11] cu privire la argilele puternic supraconsolidate, atrage atenția, la peste 200 de referințe pe acest subiect.

Simons [10] a concluzionat că încă există incertitudini majore în estimarea comportării terenurilor de fundare și că unul dintre factorii cei mai importanți este determinarea presiunii de preconsolidare. Pentru predicția indicilor terenului de fundare, el a recomandat încercări de permeabilitate pe eșantioane mari sau in situ, deoarece testele de laborator pe probe mici dau în general rezultate înșelătoare. Această recomandare a fost bazată pe munca lui Rowe [12], care a constatat că structura pământului (modul de aranjare a particulelor pământului) are o influență enormă asupra permeabilității, care poate fi reprezentată numai cu adevărat în urma încercărilor pe probe foarte mari. Simons a considerat că depozitele ce prezintă consolidare secundară sunt importante în multe cazuri, dar metode de analiză rațională nu sunt disponibile. Valorile indicate pentru coeficientul de consolidare secundară (C_{α}) sunt în general variate până la 0,02 într-o relație cu un conținut de apă în care $C_{\alpha} = 0,00018 (W_n \%)$, în medie. El a identificat tulburările de probă ca o influență majoră asupra rezultatelor încercărilor. Butler [11] a subliniat utilizarea metodelor de comprimare, calea pentru estimarea depozitelor de argile puternic supraconsolidate.

VARIAȚIILE ÎN CARACTERISTICILE DE CONSOLIDARE A PĂMÂNTURILOR NATURALE

Este dificil, pentru un număr de motive, pentru a generaliza asupra caracteristicilor de consolidare a pământurilor naturale. Un motiv principal este variația în structura pământurilor în sine și în mediul lor [12]. Trebuie luat în considerare, de exemplu, argila de Gault descrisă de Samuels [13] și argila de Mexico City [14]. Caracteristicile de compresibilitate ale aproape tuturor pământurilor naturale sunt cuprinse de aceste două tipuri extreme. Argila de Gault are o valoare a indicelui porilor de aproximativ 0,75 și o presiune de preconsolidare estimată la aproximativ 7000 kN/m². Argila de Mexico City are o porozitate de aproximativ 14% și o presiune de preconsolidare mai mică de 100 kN/m². În Mexico City, argila de Gault ar fi considerată practic incompresibilă.

Un al doilea risc în încercarea de a generaliza de la rezultatele publicate este că, spre deosebire de exemplele menționate anterior, de multe ori sunt foarte puține informații cu privire la proprietățile de bază ale pământurilor discutate. În plus, tehnicile de prelevare de probe și de testare s-au îmbunătățit atât de mult de-a lungul anilor astfel încât comparând rezultatele de azi cu cele de acum 30 de ani poate conduce la o serie de neînțelegeri. În primele zile de încercare a pământului, probele remodelate au fost deseori folosite pentru cercetare, deoarece probele intacte (netulburate) nu erau ușor de obținut. În opinia celor avizați, rezultatele testelor pe pământuri tulburate sunt de multe ori înșelătoare dacă nu sunt luate în considerare împreună cu încercările pe probe netulburate din același depozit. De asemenea, gradul de perturbare a pământului și influența de perturbare trebuie să fie luate în considerare în analiza rezultatelor încercării.

1. Influența metodei de încercare

Pentru unele tipuri de pământuri metoda de încercare aleasă nu are o mare influență asupra rezultatului. Samuels [13] a declarat că modul în care probele netulburate de argilă de Gault au fost încercate pentru a se stabili rezistența nu a avut nici un efect notabil asupra rezultatelor, însă acesta nu a menționat nici modul în care s-au efectuat încercările de consolidare. El a raportat că a avut grijă pentru a preveni umflarea inițială și pentru a minimiza erorile date de aparatură și a fost preocupat de eventualele tulburări ale probelor. Rezultatul obținut în urma încercării arată că, comprimarea totală a eșantionului a fost mai mică de 1%. Într-o încercare tipică pe o argilă de Mexico City, cu toate acestea, comprimarea totală a probei a fost de aproximativ 80%. Mesri și colab. [14] au fost, probabil, nu atât de preocupați de eventualele erori ale aparatelor, dar au investigat alte aspecte ale metodei de încercare - de exemplu, influența sub sarcină constantă.

2. Metode de încercare

a) Încărcarea cu increment (încercarea edometrică)

Metoda convențională și cea mai comună de testare este de a aplica o sarcină verticală cu increment asupra unei probe scufundate fixată într-un inel rigid, cu drenaj permis prin intermediul unor pietre poroase la partea superioară și inferioară. Raportul de creștere a încărcării existente ($\Delta\sigma/\sigma$) este de obicei 1; sarcina se dublează în fiecare zi. Un astfel de test durează în mod normal, de la una sau două săptămâni. Din observațiile ratei de deformare sub fiecare creștere a efortului de compresiune, coeficientul de consolidare poate fi calculat pentru utilizare în estimarea ratei de consolidare în teren. Curba timp-deformație este, de asemenea, folosită pentru a distinge între consolidarea primară și cea secundară, și pentru determinarea coeficientului de consolidare secundară. Curba de efort-deformație, de obicei, reprezentată de valorile indicelui porilor față de valorile de presiune pentru fiecare creștere, este folosită pentru a estima presiunea de preconsolidare și indicele de comprimare.

Aceste variații ale procedurii de încercare au adesea un efect mare asupra presiunii de preconsolidare estimată, mai ales pentru argilele sensibile moi. Indicele de comprimare pare să fie afectat puțin de încercările variate. Sallfors [15] a raportat un modul de recomprimare mai mare la rate mai mari de deformabilitate, dar Leroueil și colab. [16] au fost în imposibilitatea de a detecta orice efect.

b) Rata constantă de deformabilitate

Încercarea cu viteză constantă de deformabilitate a fost folosită prima dată în urmă cu aproximativ 25 ani [17]. Din acel moment mai multe încercări au fost efectuate, în primul rând pentru scopuri de cercetare. Marele avantaj al acestei încercări este că își dă o definiție continuă a raportului presiune/porozitate și permite o evaluare a influenței ratei de deformare pe baza rezultatelor încercărilor. Probele sunt pregătite și montate în același mod ca și pentru încărcarea triaxială, dar încărcarea se aplică de obicei într-un cadru de testare la o rată predeterminată cu măsurătorile presiunii porilor la partea inferioară.

Smith și Wahls [18] au dezvoltat o teorie simplă, pe baza mai multor ipoteze de simplificare, pentru a determina coeficientul de consolidare (c_u) pe baza acestui tip de încercare. Rezultatele testelor pe probe ale unei argile netulburate și două argile remodelate au dat o bună concordanță între încercarea sub rată constantă de deformabilitate și încercările convenționale edometrice, atâta timp cât presiunea porilor de la baza probei nu a depășit 50% din presiunea aplicată. În general, valorile calculate ale c_u pentru încercările sub rată constantă de deformabilitate au fost ușor mai mari decât cele realizate cu edometru. Autorii au recunoscut că metoda nu abordează efectul ratei de deformabilitate, dar pentru rate lente de deformare acestea nu par a fi importante pentru pământurile testate. Wissa și colab. [19] a ajuns la concluzii similare în urma încercărilor pe argile albastre de Boston sedimentate în mod artificial, dar a considerat necesar pentru a menține presiunea porilor de la baza probei la mai puțin de 5% din presiunea aplicată.

c) Încercarea cu gradient controlat

Testul cu gradient controlat necesită un aparat special în care o presiune din spate poate fi aplicată la apa interstițială menținând în același timp o presiune diferențială constantă a porilor în toată proba prin varierea vitezei de încărcare. În aceste condiții controlate, curba e - $\log \sigma'$ și c_u - $\log \sigma'$ pot fi trasate continuu. Parametrii de consolidare stabiliți în acest mod pe o argilă marină netulburată au reușit destul de bine comparativ cu cei din încercările convenționale, cu condiția că durata celor două tipuri de teste (rate de deformabilitate) a fost aproximativ aceeași [20].

d) Încărcare continuă

Testul de încărcare continuă a fost automatizat de Janbu și colab [22], în scopul de a menține un raport constant de presiune a porilor la bază la presiunea totală aplicată.

Achiziția de date și pe deoparte interpretarea și trasarea rezultatelor sunt computerizate pentru a oferi informații continue legate de deformare, coeficientul de consolidare și rata de deformare.

Acest articol se referă doar la o mică parte din literatura vastă de specialitate referitoare la încercarea de consolidare. Se părea inutil să cităm fiecare bucată de muncă studiată și fără îndoială lucruri de mare importanță au fost ratate în întregime. De exemplu, pământurile puternic compresibile nu sunt acoperite, și nici pământurile nesaturate. Atenția a fost orientată în primul rând la argilele naturale netulburate și ori de câte ori a fost posibil, la încercările realizate pe teren.

Teoria lui Terzaghi referitoare la rata de consolidare a pământurilor este o teorie elegantă. Aceasta a oferit baza pentru dezvoltarea principiilor tensiunilor efective și a condus la înțelegerea rezistenței și compresibilității argilelor. Dar, această teorie a fost dezvoltată folosind pământuri remodelate ceea ce duce aproape întotdeauna la erori majore în prezicerea ratei de consolidare în terenul studiat. Ceea ce este necesar este o procedură pentru evaluarea eficientă a proprietăților pământurilor de efort-deformare, ținând cont de diferența mare dintre valorile efortului de laborator și cel de teren, și o metodă de estimare a întârzierii în atingerea valorilor finale ale efortului după aplicarea sarcinei.

CONCLUZII

Încercarea de consolidare este unul dintre testele fundamentale pentru stabilirea modului de comportare a pământurilor saturate. Au trecut mai mult de 60 de ani de la prima astfel de încercare efectuată. Multe informații au fost obținute despre consolidare prin compararea rezultatelor încercărilor de consolidare în edometru în conformitate cu scara largă de încărcare din domeniu, dar încă mai există multe incertitudini. Dovezile sugerează următoarele concluzii:

1. Pământurile cu porozitate mare (conținut ridicat de apă) vor fi supuse unor eforturi mari de consolidare când sunt încărcate dincolo de presiunea lor de preconsolidare. Procesul de consolidare, de obicei, este destul de previzibil în urma încercărilor cu edometru.
2. Pământurile cu porozitate redusă (conținut redus de apă) vor fi supuse unor eforturi relativ mici de consolidare, dar procesul de consolidare este mai puțin previzibil în urma încercărilor de laborator.
3. Determinarea presiunii de preconsolidare în laborator la argilele moi sau sensibile este considerabil influențată de metoda de încercare, în special de rata de încărcare. Cu toate acestea, există, de asemenea, dovezi din domeniu că încercările ce folosesc încărcare incrementală normală, la intervale de 24 de ore dau relații rezonabile presiune-comprimare pentru depozitele estimate.
4. Când pământurile foarte structurate (sensibile) sunt comprimate, structura lor tinde să se prăbușească și acest lucru duce la creșterea presiunii din pori. Probele de teren arată că, în aceste cazuri, pământurile continuă să se consolideze, uneori timp de decenii, în condiții de efort constant.
5. Înțelegere fenomenului de consolidare va avansa în primul rând datorită observațiilor din teren. Cea mai utilă metodă de cercetare este cea de observare a presiunii apei din pori și de consolidare a straturilor distincte de pământ in situ împreună cu încercările de laborator asupra probelor de pământ netulburate.

Bibliografie

1. Bjerrum, L., "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays," State-of-the-Art Report to Session IV, in *Proceedings*, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, 1973, pp. 111-159.
2. Peck, R. B., "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics," 9th Rankine Lecture, *Geotechnique*, London, Vol. 19, No. 2, 1969, pp. 171-187.
3. Terzaghi, K., "Settlement and Consolidation of Clay," *Engineering News-Record*, 26 Nov. 1925, pp. 874-878.
4. Taylor, D. W., "Research on the Consolidation of Clays," Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial 82, Cambridge, 1942.
5. Bjerrum, L., "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings," 7th Rankine Lecture, *Geotechnique*, London, Vol. 17, No. 2, 1967, pp. 81-118.
6. Berre, T. and Iversen, K., "Oedometer Tests with Different Specimen Heights on a Clay Exhibiting Large Secondary Compression," *Geotechnique*, London, Vol. 22, No. 1, 1972, pp. 53-70.
7. Garlanger, J. E., "The Consolidation of Soils Exhibiting Creep Under Constant Effective Stress," *Geotechnique*, London, Vol. 22, No. 1, 1972, pp. 71-78.
8. Foss, I., "Secondary Settlements of Buildings in Drammen, Norway," in *Proceedings*, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 2, 1969, pp. 99-106.
9. Engesgaard, H., "15-Storey Building on Plastic Clay in Drammen, Norway," in *Proceedings*, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1.3, 1973, pp. 75-80.
10. Simons, N. E., "Normally Consolidated and Lightly Over-Consolidated Cohesive Materials," Review Paper: Session 2, in *Proceedings*, Conference on Settlement of Structures, British Geotechnical Society, 1974, pp. 500-530.
11. Butler, F. G., "Heavily Over-Consolidated Clays," Review Paper: Session 3, in *Proceedings*, Conference on Settlement of Structures, British Geotechnical Society, 1974, pp. 531-578.
12. Rowe, P. W., "The Relevance of Soil Fabric to Site Investigation Practice," 12th Rankine Lecture, *Geotechnique*, London, Vol. 22, No. 2, 1972, pp. 195-300.
13. Samuels, S. G., "Some Properties of the Gault Clay from the Ely-Ouse Essex Water Tunnel," *Geotechnique*, London, Vol. 25, No. 2, 1975, pp. 239-264.
14. Mesri, G., Rokhsar, A., and Bohor, B. F., "Composition and Compressibility of Typical Samples of Mexico City Clay," *Geotechnique*, London, Vol. 25, No. 3, 1975, pp. 527-554.
15. Sällfors, G., "Preconsolidation Pressure of Soft, High-Plastic Clays," Ph.D. thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1975.
16. Leroueil, S., Samson, L., and Bozozuk, M., "Laboratory and Field Determination of Preconsolidation Pressures at Gloucester," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 3, 1983, pp. 477-490.
17. Hamilton, J. J. and Crawford, C. B., "Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay," in *Papers on Soils*, ASTM STP 254, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1959, pp. 254-271.
18. Smith, R. E. and Wahis, H. E., "Consolidation Under Constant Rates of Strain," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM2, 1969, pp. 519-539.
19. Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H., and Heiberg, S., "Consolidation at Constant Rate of Strain," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SM10, Oct. 1971, pp. 1393-1413.
20. Lowe, J., Jonas, E., and Obrician, V., "Controlled Gradient Consolidation Test," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 77-97.
21. Gorman, C. T., Hopkins, T. C., Deen, R. C., and Dmievich, V. P., "Constant-Rate-of-Strain and Controlled-Gradient Consolidation Testing," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1, 1978, pp. 3-15.
22. Janbu, N., Tokheim, O., and Senneset, K., "Consolidation Tests with Continuous Loading," in *Proceedings*, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. I, 1981, pp. 645-654.