
EDITORIAL

UN JUBILEU

După 33 ani, Conferința Națională de Geotehnică și Fundații se reîntoarce la București, locul unde această manifestare de tradiție și prestigiu a debutat în 1967 și a fost apoi reluată în 1971.

Mai înainte de a vorbi despre contextul în care se desfășoară ediția jubiliară, a X-a, și despre semnificația evenimentului, să-mi fie îngăduită o succintă trecere în revistă a edițiilor de până acum, de pe poziția unui martor ocular, făcând apel la amintiri și nu la documente. Va reveni celui care va scrie cândva istoria geotehnicii din România misiunea să se aplece asupra arhivelor și să scoțească prin biblioteci, pentru a întregi mărturiile și amintirile cu date și statistici.

Toamna anului 1967, sala de festivități a Institutului de Construcții București din fostul bulevard al Republicii. Prima ediție a Conferinței Naționale de Geotehnică și Fundații, organizată de Comisia de Geotehnică și Fundații din Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor, prezidată de profesorul Emil Botea, și de Catedra de Geotehnică și Fundații din I.C.B., condusă de profesorul Hugo Lehr. O bună parte din discuții se poartă în jurul noilor norme prin care se implementa în țara noastră metoda de calcul la stări limită.

Iunie 1971, din nou la București, în aceeași sală. C.N.I.T., aflat acum în subordinea Uniunii Generale a Sindicatelor, trece printr-o perioadă fastă, adică are fonduri, și aprobă fără ezitări solicitarea profesorului Botea de a da conferinței și un caracter internațional. Ca urmare, pe lângă participanții români sosesc și câteva zeci de specialiști din multe țări, între care nume consacrate, sau care aveau să devină consacrate, în geotehnica internațională: Heinz Brandl din Austria, Jiri Skopek și Ludovik Pruska din Cehoslovacia, Anaida Grigorian din U.R.S.S. Despre Conferința din 1971, profesorul Brandl avea să spună după 19 ani, la Budapesta, într-un cadru oficial, pledând în favoarea încredințării României misiunea de a organiza cea de a X-a Conferință Dunărean-Europeană de Geotehnică și Fundații, următoarele: *"În cariera mea am participat la multe conferințe, în toată lumea. Pot afirma cu toată sinceritatea și convingerea că nicăieri organizarea nu a fost mai bună, ambianța mai plăcută și ospitalitatea mai caldă decât la Conferința de la București din 1971."*

După 4 ani, Conferința a poposit la Timișoara, fiind organizată în cele mai bune condiții de profesorul Marin Păunescu ajutat de colaboratori tineri și entuziaști precum Agneta Gruia, Virgil Haida, Tadeus Schein.

După Banat, a fost rândul Moldovei. Geotehnicienii din Iași, conduși de regretatul profesor Tudor Silion, având un sprijin de nădejde în persoana încă tânărului Paulică Răileanu, își întâmpină cu bucurie colegii din întreaga țară, cărora le stărnesc invidia arătându-le în dulcea lor urbe mai tot ce-și poate dori un geotehnician pasionat de meserie: versanți instabili, terenuri foarte compresibile, pământuri sensibile la umezire, argile contractile.

În 1983, Conferința traversează Carpații și ajunge la Cluj-Napoca, într-un început de toamnă blândă, care pune mai puternic în evidență strălucirea burgului transilvan. Profesorul Viorel Pop, atât de prematur plecat dintre noi, și colegul său Augustin Popa, sunt gazdele unei conferințe care transformă pentru câteva zile orașul de pe Someș în capitala geotehnicii românești.

Anul 1987 aduce cu sine o premieră: pentru prima oară Conferința nu mai este găzduită de unul din marile centre universitare ale țării ci de Galați, a cărui reputație de *orașul din România cu cele mai grele condiții de fundare* justifică întru totul alegerea drept loc de desfășurare a unei conferințe având ca temă generală *"Fundarea pe terenuri dificile"*. Conferința de la Galați a înregistrat un record de participanți - 455, care ne apare astăzi de domeniul fanteziei. În ciuda acestei participări atât de numeroase, organizarea a fost fără cusur, conferința încheindu-se cu un succes deplin. *"Meritul principal în realizarea acestui succes revine neobosiților, entuziaștilor și mereu tinerilor organizatori dr.ing. Octav Coșovliu și ing. Margareta Bălan"*, spuneam atunci în cuvântul de închidere a lucrărilor Conferinței.

După Revoluție, misiunea organizării Conferințelor Naționale a revenit noii organizații de breaslă, Societatea Română de Geotehnică și Fundații, înființată în ianuarie 1990.

Șirul s-a reînodat, dar nu în 1991, cum era prevăzut ci, plătindu-se tribut dificultăților primilor ani de tranziție, în 1992, la Timișoara. Prezența unor colegi din Bulgaria și din Polonia, sosiți pentru o reuniune pregătitoare în vederea următoarei Conferințe Dunărean-Europene ce avea să fie găzduită de România, a conferit celei de 2-a conferințe găzduită de Timișoara un caracter internațional. Situația avea să se repete după 4 ani la Iași, când oaspeții străini din Franța, Italia, Marea Britanie, Germania, erau parteneri într-un program european inițiat și coordonat de U.T.C.B. Nu s-a mai întâmplat așa la Cluj-Napoca, în 2000, unde în schimb s-a putut consemna participarea pentru prima oară a unor reprezentanți în România ai unor mari firme internaționale din domeniu, semn că globalizarea nu ocolește România.

Sunt aproape 40 de ani (mai precis: 38) de când au fost puse în țara noastră bazele unor forme organizate de asociere a specialiștilor din domeniul geotehnicii și fundațiilor. Între 1966 și 1989 aceasta s-a numit *"Comisia de Geotehnică și Fundații"*, făcând parte din Secția de Construcții a Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor, Consiliu care s-a putut bucura la început de o oarecare autonomie și autoritate pentru ca, după trecerea în subordinea C.N.S.T. (Consiliul Național pentru Știință și Tehnologie), să nu mai aibe nici autonomie, nici autoritate, nici resurse. După 1990, forma de asociere a devenit *"Societatea Română de Geotehnică și Fundații"*.

S-au întâmplat multe și s-au schimbat multe în acești 38 de ani în România și în viața breslei noastre. A existat însă un element de continuitate numit *"Conferința Națională de Geotehnică și Fundații"*.

A X-a ediție a Conferinței Naționale de Geotehnică și Fundații găsește geotehnica din România confruntată cu mari provocări. Pe de o parte, dificultățile unei economii de tranziție, în care volumul, natura și structura investițiilor sunt altele decât în trecut. Pe de altă parte, cerințele de aliniere la standarde europene în toate etapele procesului de proiectare și execuție. Despre aceste provocări și despre modul în care înțeleg geotehnicienii din România să le facă față se va discuta în zilele de 16 și 17 septembrie 2004 la București, la prima Conferință Națională de Geotehnică și Fundații din mileniul 3.

Prof. dr. ing. Iacint MANOLIU
Președintele Societății Române de Geotehnică și Fundații

Numărul 1 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații a cunoscut o largă difuzare, atât în țară cât și în străinătate. O ilustrare a ecoului pe care l-a produs apariția noii publicații o reprezintă numeroasele mesaje și scrisori trimise președintelui SRGF, dintre care suntem bucuroși să publicăm două.

În primul rând, un cald mesaj din partea prof. Neil Taylor, Secretar General al ISSMGE (Societatea Internațională de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică), mesaj cu caracter oficial, desigur, dar nu numai, având în vedere prietenia care-l leagă de geotehnicienii români. Cu permisiunea cititorilor, îl reproducem în limba lui Shakespeare. De prisos să mai precizăm că s-a dat cu promptitudine curs propunerii prof. Taylor de a-i trimite o prezentare a revistei. Din data de 18 august 2004, aceasta poate fi găsită la rubrica "News" de pe pagina web a ISSMGE (<http://www.issmge.org>)

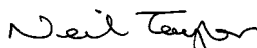
Urmează apoi o scrisoare de la dr. ing. Eugen Stănescu, unul din "pionierii" geotehniciei din România, fost conferențiar la Catedra de Geotehnică și Fundații a Institutului de Construcții din București și șef al laboratorului geotehnic al ISPH, stabilit din 1971 în Israel.

13th August 2004

Dear Iacint,

Congratulations on launching the new journal by the Romanian Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. This is a major achievement for which you must be very proud. It would be useful if you could send us a short article "announcing" the journal, with a description of its intention/scope, which we could then put in ISSMGE news.

Best wishes,



Neil Taylor, Secretary General

Tel Aviv, 28.07.2004

D-le Prof. Dr. Ing. Iacint Manoliu,

Am primit, prin grija D-nei Ala Munteanu, no. 1 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații. Mii de felicitări ! Este un act care încununează zeci de ani de muncă asiduă a unei grupe mari de ingineri constructori, care au descoperit "farmecele" unu nou domeniu de activitate: Geotehnica.

Acum sunt mulți care activează în acest domeniu și poate că "farmecele" pătrunderii în tainele terenului de fundații și-au mai pierdut din atracția ce au exercitat-o asupra "pionierilor" în domeniu. Dar gândiți-vă numai, un moment, la pionieratul celor care trebuiau să convingă că este vorba de o treabă serioasă, esențială pentru siguranța construcțiilor.

Îmi amintesc de regretatul profesor inginer Emil Botea (care mi-a fost asistent când învățam la Școala Politehnică, în 1944, și apoi coleg la Catedra de Geotehnică și Fundații de la Institutul de Construcții) care ne povestea că, fiind inginer la administrația fluvială română (vestita PCA - Porturi și Comunicații pe Apă), și însărcinat cu fundarea silozurilor de cereale din diferite puncte de pe malurile Dunării, a trimis, la cererea profesorului Scheidig, ce era consultant pentru proiectul silozurilor, probe de pământ la Viena (nu era atunci în țară un laborator geotehnic care să facă determinări). Ambalate, sigilate cum scria la carte. Dar vameșii s-au temut că este vorba de o contrabandă de aur și le-au tăiat în bucăți. Nu mai trebuie nimic adăugat. Atunci a fost înființat primul laborator geotehnic în țară (pe lângă PCA). Sunt multe "povestioare" de acest fel, care jalonează calea dezvoltării geotehniciei și tehnicii fundațiilor în România.

Pe de altă parte, așa cum apariția cărții lui Terzaghi la începutul anilor 20 ai secolului trecut a marcat începuturile geotehniciei științifice, tot astfel ar merita semnalată apariția cursului de "Fundații" (în două volume) al regretatului profesor inginer H. Lehr ca punctul de pornire al educației științifice ingineriei în domeniul geotehniciei și al zecilor de generații de ingineri constructori din România.

Prezentul și mai ales viitorul unei activități științifice și practice se bazează, fără îndoială, pe învățămintele trecutului, pe tradițiile contribuției personale a "pionierilor". Așa cum scria Dr. ing. R.J. Bally în Revizta Română de Geotehnică și Fundații (R.R.G.F.), ar fi de dorit să se găsească posibilitatea de a publica lucrările regretatului prof. Ing. I. Stănculescu. Tot așa mă gândesc că publicarea datelor privitoare la istoria geotehniciei și tehnicii fundațiilor în România ar contribui la educarea noilor generații de geotehnicienii români. Încă mai există cine să scrie despre aceste începuturi "eroice" și cum au evoluat lucrurile în România în diferite circumstanțe, în decursul perioadei ante-belice și, mai ales, după al doilea război mondial. Este așa de mult de scris ! Trebuie încă profitat până mai există "martori oculari" din perioada asta.

Revenind la revista ce am primit-o, am apucat doar s-o răsfoiesc. M-a impresionat, în primul rând, diversitatea problemelor tratate, reflectată în conținutul articolelor. În al doilea rând, nivelul de pregătire al generației tinere care scrie articolele: marea majoritate au titlul de doctor inginer. În al treilea rând, participarea cadrelor didactice din toată țara: nu mai este vorba de un "centru" la București, ci de o repartitie în toate centrele universitare, ceea ce, pentru o țară cu întinderea României și, deci, cu atâtea probleme complexe de teren, este un lucru deosebit de bun.

Nu-mi rămâne decât să te felicit, încă o dată, pentru această realizare și să-ți urez, cum spuneau cândva românii, când se năștea cineva: VIVAT - CRESCAT - FLOREAT Revista Română de Geotehnică și Fundații. Să-ți dea Dumnezeu putere fizică și intelectuală s-o conduci și mai departe la noi realizări.

Cu stimă și apreciere,
Dr. ing. Eugen STĂNESCU
Israel

A X-A CONFERINȚĂ NAȚIONALĂ DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

Societatea Română de Geotehnică și Fundații și Universitatea Tehnică de Construcții București, Catedra de Geotehnică și Fundații și Centrul de Inginerie Geotehnică, organizează la București în zilele de 16-18 septembrie 2004 cea de a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații.

Conferința se va desfășura la Universitatea Tehnică de Construcții București în Bdul. Lacul Tei, Nr. 124, Sector 2.

P R O G R A M U L C O N F E R I N Ț E I

JOI 16 septembrie 2004

Ședința inaugurală

- Cuvânt de deschidere
- Mesaje de salut din partea UAICR, UTCB, MEC, MTCT, MMGA
- Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Iacint MANOLIU
Președintele Societății Române de Geotehnică și Fundații
„Geotehnica din România în perspectiva integrării țării în Uniunea Europeană”

Secțiunea 1 - Cercetarea geotehnică a terenului de fundare

Președinte: Prof. Univ. Dr. Ing. Silvan ANDREI – Universitatea Tehnică de Construcții București

Sesiunea 1.1 - Corelarea cercetărilor geotehnice de laborator cu cele de teren

Moderator: Prof. Univ. Dr. Ing. Tadeus SCHEIN – Universitatea „Politehnica” Timișoara

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Tadeus SCHEIN – *„Riscul geotehnic și implicațiile sale în activitatea de construcții în transporturi”*

Paneliști: Prof. Univ. Dr. Ing. Vasile MUȘAT – Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iași; Dr. Ing. Cristian ARION – Centrul Național pentru Reducerea Riscului Seismic; Dr. Ing. Laurențiu JIANU – Baunit România Com

Sesiunea 1.2 - Rolul cercetării terenului în alegerea soluțiilor de fundare

Moderator: Dr. Ing. Mihai Ludovic COMAN – ISPIF S.A. București

Conferință: Dr. Ing. Mihai Ludovic COMAN – *„Cercetarea terenului de fundare în contextul evoluției investițiilor în domeniul lucrărilor de infrastructură – prezent-perspectivă”*

Paneliști: Prof. Univ. Dr. Ing. Marin MARIN – Universitatea „Politehnica” Timișoara; Prof. Univ. Dr. Ing. Anton CHIRICĂ – Universitatea Tehnică de Construcții București; Ing. Emil OLTEAN – Institutul de Studii și Proiectări Căi Ferate

Secțiunea 2 - Fundații și procedee de fundare

Președinte: Prof. Univ. Dr. Ing. Iacint MANOLIU – Universitatea Tehnică de Construcții București

Sesiunea 2.1 - Probleme de fundare și reabilitare a fundațiilor în zone protejate

Moderator: Prof. Univ. Dr. Ing. Augustin POPA – Universitatea Tehnică Cluj-Napoca

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Augustin POPA – *„Probleme privind fundarea în zone de protecție istorică din localități urbane și rurale”*

Paneliști: Dr. Ing. Rene Jaques BALLY, Ing. Liviu UDREA – STIZO Fundații Speciale; Conf. Dr. Ing. Ioan TUNS – Universitatea „Transilvania” Brașov; Conf. Dr. Ing. Petru PANTEA – Universitatea "Politehnica" Timișoara.

VINERI 17 septembrie 2004

Sesiunea 2.2 - Fundarea în terenuri dificile, în zone cu seismicitate ridicată

Moderator: Prof. Univ. Dr. Ing. Anatolie MARCU – Universitatea Tehnică de Construcții București

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Anatolie MARCU – *„Aspecte ale proiectării și realizării fundațiilor pe terenuri slabe, în zone cu seismicitate ridicată”*

Paneliști: Dr. Ing. Traian POPP – AEDIFICIA M.P.; Conf. Univ. Dr. Ing. Octavian COȘOVLIU – Universitatea „Dunărea de Jos” Galați; Dr. Ing. Marian CONSTANTINESCU – IPTANA S.A.

Sesiunea 2.3 - Interacțiunea teren-structură

Moderator: Prof. Univ. Dr. Ing. Nicoleta RĂDULESCU – Universitatea Tehnică de Construcții București

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Nicoleta RĂDULESCU, Prof. Univ. Dr. Ing. Alexandrina PRETORIAN, Prof. Univ. Dr. Ing. Marius GABOR – *„Proiectarea structurilor de fundare directă în lumina unui nou normativ”*

Paneliști: Prof. Dr. Ing. Vasile GRECU – Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iași; Conf. Dr. Ing. Horațiu POPA – Universitatea Tehnică de Construcții București.

Secțiunea 3 - Geotehnica mediului, terasamente, versanți

Președinte: Prof. Univ. Dr. Ing. Paulică RĂILEANU – Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iași

Moderator: Prof. Univ. Dr. Ing. Anton CHIRICĂ – Universitatea Tehnică de Construcții București

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Sanda MANEA – *„Probleme geotehnice specifice la proiectarea și execuția depozitelor de deșeuri”*

Conferință: Prof. Univ. Dr. Ing. Anton CHIRICĂ – *„Probleme geotehnice în modelarea fenomenelor de instabilitate a pantelor”*

Paneliști: Prof. Univ. Dr. Ing. Romeo CIORTAN, Ing. Sergiu VLAD – IPTANA; Dr. Ing. Aurel BARARIU – GEOSTUD; Ing. Adrian SIMESCU – SEARCH CORPORATION;

Ședința de închidere

- Conferință: Dr. ing. Dan DIMITRIU - AMEC, Windsor, Canada - *„Excavații taluzate instrumentate adânci (24 m) în argile glacio - lacustrine plastic consistente din Ontario”*
- Cuvânt de închidere: Prof. Univ. Dr. Ing. Sanda MANEA, Președintele Comitetului de organizare

SÂMBĂȚĂ 18 septembrie 2004

Vizită tehnică la lucrări de fundații speciale din București

**Revista Română
de Geotehnică și
Fundații
Nr. 2/2004**

**Publicație semestrială
tehnică-științifică
editată de Societatea
Română de Geotehnică
și Fundații**

ISSN - 1584-5958

**Redacția:
B-dul Lacul Tei 124,
Sector 2, București,
Cod Poștal: 020396
Telefon: 021-242.93.50
Fax: 021-242.08.66**

Grafica:
GRAPHIS
Advertising®

**Tehnoredactare
computerizată:
Alina Rancea**

Cuprins

	Pag.
Editorial	3
Prof. I. Manoliu: <i>Un jubileu</i>	
Ecouri	4
Scrisori de la de la Prof. Neil Taylor, Secretar General al ISSMGE, și de la Dr. ing. Eugen Stănescu din Israel	
A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații	5
Articole	
Stanciu, A., Lungu I. <i>Considerații privind calculul terenului de fundare la starea limită de deformații</i>	7
Popa, H. <i>Interacțiunea între un perete de susținere și fundația unei construcții învecinate. Factori de influență</i>	11
Marchidanu, E., Rolea V., Furnigel, L., Vardianu, A. <i>Platformă pilot pentru teste geomecanice in-situ efectuate în amplasamentul unui baraj din beton, de greutate, pe Valea Azuga, Județul Prahova</i>	19
Stoica, R.I., Trifan, L. <i>Contractia unui teren de fundare argilos - efect al secetei prelungite</i>	27
Borșaru, I., Buf, N., Dumitrescu, Fl. <i>Folosirea inclinometriei pentru urmărirea comportării construcțiilor și studiul alunecărilor de teren; exemple de caz, performanțe, dificultăți</i>	35
Noi reglementări tehnice	45
Prof. R. Ciortan despre Ghidul privind cerințele de proiectare și execuție a excavațiilor adânci în zonele urbane - indicativ GP - 098 - 04	
- La zi în materie de standarde europene în ingineria geotehnică	48
Evocări	
Profesorul Emil Botea, evocat de prof. I. Manoliu și dr. ing. R.J. Bally	52
Conferințe internaționale	56
E. Olinic despre A XVI-a Conferință Europeană a Tinerilor Geotehnicieni	
File din istoria geotehnicii românești	57
Prof. I. Manoliu: Povestea fundației "de împrumut" a celui mai înalt bloc de locuințe din București	
Geotehnica pe alte meridiane	61
Scrisoare din Statele Unite de la dr. ing. Vlad Perlea	

În atenția autorilor

Revista Română de Geotehnică și Fundații, publicație semestrială tehnică - științifică, așteaptă articole în domeniile mecanicii pământurilor, ingineriei geotehnice, fundațiilor și procedeelor de fundare, geologiei ingineresti aplicată la construcții precum și contribuții pentru rubricile cu caracter permanent. articolele vor fi însoțite în mod obligatoriu de un rezumat în limba română și de rezumate în limbile engleză și franceză, având aproximativ 40 rânduri fiecare.

Manuscrisele se vor expedia în două exemplare (dintre care unul original) și o dischetă pe adresa: Societatea Română de Geotehnică și Fundații, B-dul Lacul Tei 124, C.P. 38-71, București. manuscrisele sunt examinate de un comitet de lectură desemnat de consiliul S.R.G.F.

Articolele publicate în revistă nu angajează decât răspunderea autorilor.

Articole

CONSIDERAȚII PRIVIND CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚII

A. Stanciu

Profesor universitar, Dr. Ing, Catedra de Căi de comunicații și Fundații, Facultatea de Construcții, Universitatea Tehnică „Gh. Asachi” din Iași

I. Lungu

Conferențiar, Dr. Ing, Catedra de Căi de comunicații și Fundații, Facultatea de Construcții, Universitatea Tehnică „Gh. Asachi” din Iași

Rezumat

Lucrarea abordează calculul terenului de fundare la Starea Limită de Deformații (S.L.D.) prin prisma determinării presiunii plastice, definită ca limită a fazei de compactare a pământului din zona activă, respectiv nivel de încărcare pentru care acest teren are un comportament liniar – deformabil. Acceptând ipotezele teoriei Puzîrevski (1929) – Fröhlich (1934) se reușește pentru prima dată să se calculeze coeficienții presiunii plastice (N_1 , N_2 , N_3) în raport de unghiul de frecare internă Φ , de înclinarea relativă δ/Φ și excentricitatea relativă e/B a acțiunii exterioare. Se elimină coeficienții de corecție empirici prezenți în diferite norme relativ la înclinarea și excentricitatea acțiunii.

1. STADIUL ACTUAL

Calculul terenului de fundare, în cazul fundării directe, la Starea Limită de Deformație (S.L.D.) [1] constă în stabilirea dimensiunilor tălpii fundației (B , L), respectiv a adâncimii de fundare D_f astfel încât să fie respectate condițiile:

$$\text{a) } \Delta s < \overline{\Delta s}, \text{ în cazul unei verificări la starea limită ultimă – SLU ;} \quad (1)$$

$$\text{b) } \Delta t < \overline{\Delta t}, \text{ în cazul unei verificări la starea limită a exploatării normale – SLEN.}$$

unde:

Δs - deplasări sau deformații posibile ale structurii, datorate tasărilor terenului de fundare, calculate cu încărcări din grupări fundamentale pentru starea limită ultimă ;

Δt - deplasări sau deformații posibile ale structurii, datorate tasărilor terenului de fundare, calculate cu încărcări din gruparea fundamentală pentru starea limită a exploatării normale;

$\overline{\Delta s}$ - deplasări sau deformări de referință admise pentru structură, stabilite de proiectantul structurii;

$\overline{\Delta t}$ - deplasări sau deformări de referință admise pentru structură din punct de vedere tehnologic, specificate de proiectantul tehnologic .

Aceste restricții impun în fapt limitarea nivelului de încărcare a terenului de fundare astfel încât să aibă loc

deformații/tasări datorate în principal compactării /îndesării pământului și respectiv o extindere a zonelor plastice la cel mult $B/4$ (Fig. 1).

Rezultă necesitatea impunerii nivelului de încărcare prin restricțiile complementare:

$$\text{- pentru fundații încărcate centric:} \quad p_{ef} < p_{pl} \quad (2a)$$

$$\text{- pentru fundații încărcate excentric:} \quad p_{ef} < p_{pl} ; p_{ef \max} < 1,2 p_{pl} ; p_{ef \max} < 1,4 p_{pl} \quad (2b)$$

în care:

p_{ef} - presiunea medie verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală;

$p_{ef \max}$ - presiunea maximă verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, în cazul excentricității după o singură direcție;

$p_{ef \max}$ - presiunea maximă verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, în cazul excentricității după ambele direcții;

p_{pl} - presiunea corespunzătoare unei extinderi limitate a zonei plastice în terenul de fundare;

Această limitare a nivelului de încărcare este determinată de necesitatea calculului tasărilor probabile a terenului de fundare în ipoteza comportării acestuia ca un mediu liniar – deformabil (figura 1) și, pe cale de consecință, calculul tensiunilor verticale $\sigma_z = \alpha_c \cdot p_n$, în limitele ipotezelor stabilite de Teoria Elasticității (STAS 3300/2).

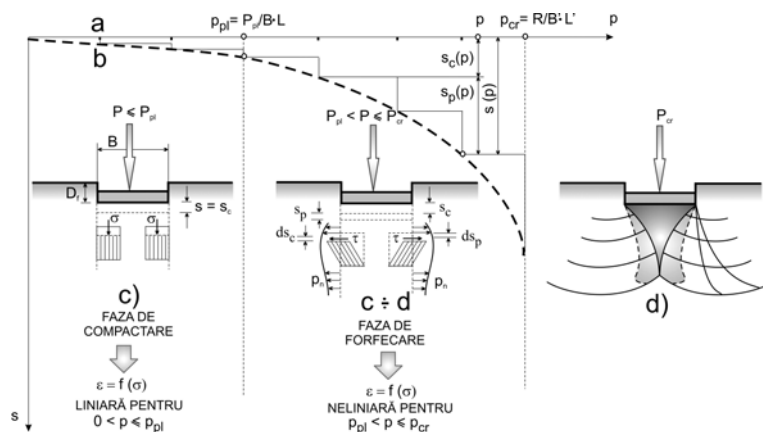


Figura 1. Relația între tasarea fundației și presiunea medie, cu creșterea presiunii. a) – diagrama deformație – presiune aplicată în etape succesive; b) – partea inițială a curbei de deformație; c) – sfârșitul compactării și începutul forfecării; d) liniile de alunecare și prismul de compactare dezvoltat la echilibrul limită

Presiunea de referință p_{pl} este calculată numai pentru fundații continue acționate centric și vertical, pe baza teoriei Puzîrevski (1929) – Fröhlich (1934) – figura 2, cu relația:

$$p_{pl} = m_1 (\gamma B N_1 + q N_2 + c N_3) \quad (3)$$

în care: m_1 – coeficient al condițiilor de lucru; γ – media ponderată a greutății volumice de calcul a straturilor de sub fundație, cuprinse pe o adâncime $B/4$ măsurată de la talpa fundației; B – latura mică a fundației; q – suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație; c – valoarea de calcul a coeziunii stratului de pământ de sub talpa fundației; N_1, N_2, N_3 – coeficienți adimensionali, în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației (STAS 3300/2).

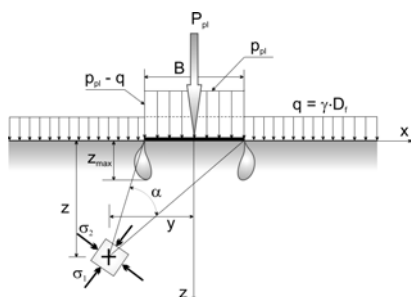


Figura 2. Schema de calcul în teoria Puzîrevski (1929) – Fröhlich (1934)

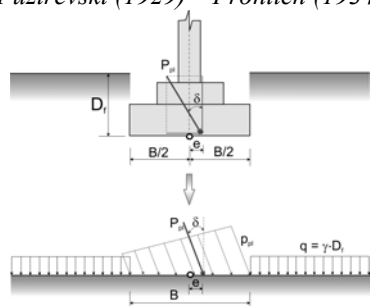


Figura 3. Schema de încărcare a semiplanului liniar – deformabil cu o forță excentrică și înclinată

Pentru o fundație continuă acționată de o forță excentrică și înclinată (Fig.3), cazul cel mai frecvent întâlnit în practică, normele actuale de calcul [1] intervin numai prin coeficienți de corecție empirici, de tipul $m = 1,2; 1,4$ (2b), nediferențiați în raport de valoarea excentricității, iar efectul acțiunilor exterioare, respectiv a tipului de fundație – continuă/izolată – nu este luat în considerare. A rezultat necesitatea determinării presiunii plastice în condițiile ipotezelor menționate, pentru a se stabili, pe cale teoretică, influențele excentricității relative - $e_r = e/B$ și a înclinării relative $\delta_r = \delta/\phi$.

2. CALCULUL PRESIUNII PLASTICE A TERENULUI DE FUNDARE PENTRU ACȚIUNI EXCENTRICE ȘI ÎNCLINATE [2]

Estimarea presiunii plastice, definită anterior ca presiunea la sfârșitul fazei de compactare și începutul apariției zonelor plastice (figura 1) s-a stabilit, prin asocierea stării de tensiune corespunzătoare semiplanului liniar – deformabil acționat de o forță parțial distribuită (Fig.2), cu criteriul Mohr – Coulomb de cedare a pământurilor:

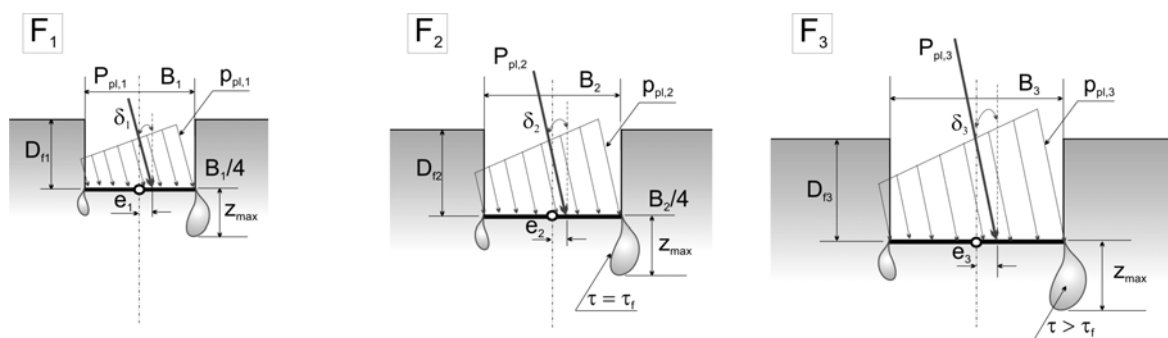
$$\sin\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2 + 2 c \operatorname{ctg}\phi) \quad (4)$$

Adâncimea maximă de extindere a zonelor plastice a rezultat:

$$z_{\max} = [(p_0 - \gamma D_f) / \pi \gamma] [\operatorname{ctg}\phi - (\pi/2) + \phi] - D_f - (c/\gamma) \operatorname{ctg}\phi \quad (5)$$

Această adâncime maximă de dezvoltare a zonelor plastice a fost limitată în normele românești [1] la maximum $B/4$, fapt ce permite stabilirea presiunii plastice prin înlocuirea în relația (5) a valorii $p_0 = p_{pl}$ și $z_{\max} = B/4$, rezultând expresia acestuia sub următoarea formă:

$$p_{pl} = \{ [B/4 + D_f + (c/\gamma) \operatorname{ctg}\phi] \pi \gamma \} / [\operatorname{ctg}\phi - (\pi/2) + \phi] + \gamma D_f \quad (6)$$



$$B_1 \neq B_2 \neq B_3; D_{f1} \neq D_{f2} \neq D_{f3}; \gamma_1 \neq \gamma_2 \neq \gamma_3; c_1 \neq c_2 \neq c_3$$

$$\Phi_1 = \Phi_2 = \Phi_3; \delta_1 = \delta_2 = \delta_3; e_1/B_1 = e_2/B_2 = e_3/B_3$$

Figura 4. Schema de calcul și parametrii teoriei Puzîrevski – Fröhlich generalizată

Regrupând termenii, presiunea plastică capătă expresia generală:

$$p_{pl} = \gamma B N_1 + q N_2 + c N_3 \quad (7a)$$

unde:

$$N_1 = 0,25 \pi / (\text{ctg}\phi + \phi - \pi/2)$$

$$N_2 = 1 + [\pi / (\text{ctg}\phi + \phi - \pi/2)] \quad (7b)$$

$$N_3 = \pi \text{ctg}\phi (\text{ctg}\phi + \phi - \pi/2)$$

Stabilirea coeficienților presiunii plastice: N_1, N_2, N_3 și în funcție de excentricitatea relativă $e_r = e/B$, respectiv înclinarea relativă $\delta_r = \delta/\phi$, prin parcurgerea etapelor mai sus nu este posibilă pe cale analitică, în mod direct. În consecință, s-a acceptat aceeași structură a presiunii plastice (7a) și pentru forțe excentrice înclinate (Fig. 4), pentru care adâncimea maximă de dezvoltare a zonelor plastice să fie aceeași: $z_{\max} = B/4$. Ca urmare s-au considerat 3 fundații continui cu dimensiuni oarecare, fondate pe terenuri diferite (Fig. 4) $\gamma_1 \neq \gamma_2 \neq \gamma_3; c_1 \neq c_2 \neq c_3$; dar cu același unghi de frecare internă Φ și aceleași caracteristici ale încărcării, pentru care presiunile plastice sunt:

$$\begin{aligned} \gamma_1 B_1 N_1 + q_1 N_2 + c_1 N_3 &= p_{pl1} \\ \gamma_2 B_2 N_1 + q_2 N_2 + c_2 N_3 &= p_{pl2} \\ \gamma_3 B_3 N_1 + q_3 N_2 + c_3 N_3 &= p_{pl3} \end{aligned} \quad (8)$$

Relațiile (8) constituie în fapt un sistem de 3 ecuații cu 3 necunoscute: $N_1, N_2, N_3 = f(\Phi, e_r, \delta_r)$ presiunile plastice $p_{pl1}, p_{pl2}, p_{pl3}$ fiind cunoscute și determinate astfel încât adâncimea maximă de extindere a zonei plastice pentru fiecare fundație să fie egală cu $B_i/4$. Stabilirea adâncimii de dezvoltare a zonelor plastice pentru un nivel de încărcare P_{pli} impus se face pe cale numerică, prin exprimarea criteriului de cedare a pământului sub forma unghiului de deviere ($\theta_{\max}$):

$$[(\theta_{\max} - \phi) \pm \xi] \leq 0 \quad (9)$$

unde:

$$\theta_{\max} = \arcsin \sqrt{[(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \tau_{zy}^2] / [(\sigma_z + \sigma_y) + 2c \text{ctg}\phi]} \quad (10)$$

Condiția $[(\theta_{\max} - \phi) \pm \xi] \leq 0$ indică satisfacerea criteriului de plasticitate Mohr – Coulomb într-un punct curent de coordonate (y, z) al semiplanului [2]. Aplicând algo-

ritmul de calcul prezentat mai sus, pentru diferite tipuri de pământuri caracterizate prin unghiuri de frecare internă diferită (Φ_i) și pentru diferite moduri de exercitare a acțiunii (e_{ri}, δ_{ri}) s-au obținut, pentru prima dată, valorile coeficienților presiunii plastice $N_{1i}, N_{2i}, N_{3i} = f(\Phi_i, e_{ri}, \delta_{ri})$ prezentate în tabelul din anexă¹⁾.

Presiunea plastică, ca ordonată maximă a diagramei de presiuni (figura 3 și 4), capătă forma:

$$p_{pl} = m_1 [\gamma B N_1(\Phi, e_r, \delta_r) + q N_2(\Phi, e_r, \delta_r) + c N_3(\Phi, e_r, \delta_r)] \quad (6')$$

Restricția complementară devine:

$$p_{ef \max} < p_{pl}(\Phi, e_r, \delta_r) \quad (2b')$$

unde $p_{ef \max}$ este dat de relația:

$$p_{ef \max} = P(1 + 6 e_r) / B \quad (11)$$

P fiind încărcarea excentrică înclinată (figura 3).

Se pot utiliza și relațiile complementare de tip (2b), prin calcularea unor coeficienți de corecție a forței plastice (P_{pl}) – e_F :

$$e_F = P_{pl}(\delta_r = 0; e_r \neq 0) / P_{pl}(\delta_r = 0; e_r = 0) \quad (12)$$

și al presiunii plastice și al coeficientului acesteia – e_p :

$$e_p = p_{pl}(\delta_r = 0; e_r \neq 0) / p_{pl}(\delta_r = 0; e_r = 0) \quad (13)$$

a căror variație în raport cu excentricitatea relativă este prezentată în figura 5a.

Se observă că, pe măsura creșterii excentricității relative, valoarea coeficienților de corecție a presiunii e_p ia valori supraunitare, în timp ce coeficientul de corecție al forței e_F capătă valori subunitare.

Utilizând metoda celor mai mici pătrate, prin regresie polinomială s-au obținut expresiile coeficienților de corecție, ca ecuație de gradul 3, în funcție de excentricitatea relativă a forței ce acționează asupra fundației:

$$\begin{aligned} e_F &= 1 + 2,76 e_r - 12,02 e_r^2 + 21,21 e_r^3 \\ e_p &= 1 + 3,22 e_r - 6,21 e_r^2 - 5,67 e_r^3 \end{aligned} \quad (14)$$

Ca urmare, relația suplimentară (2b') devine:

$$p_{ef \max} \leq e_p(e_r) p_{pl}(\delta_r = 0; e_r = 0) \quad (2b'')$$

unde $e_p(e_r)$ se determină din graficul din figura 5a.

¹⁾ Anexa este dată la pag. 30.

$$e_p = 1,0 + 2,76 e_r - 12,02 e_r^2 + 21,21 e_r^3$$

$$e_F = 1,0 + 3,22 e_r - 6,21 e_r^2 - 5,67 e_r^3$$

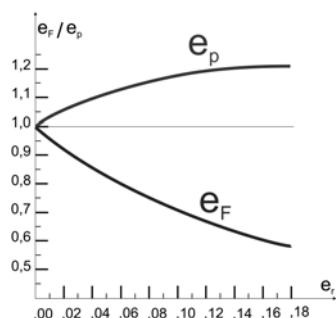


Figura 5a. Coeficienții de corecție a forței și presiunii plastice în funcție de excentricitate

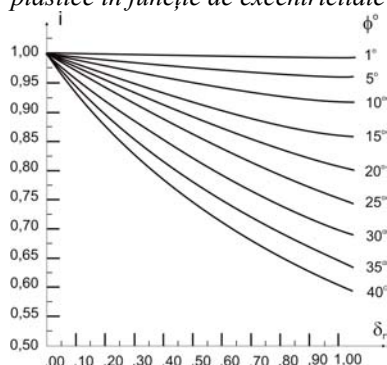


Figura 5b. Factorul de înclinare în funcție de unghiul frecării interne și înclinarea relativă

Calcululele efectuate arată că influența înclinării acțiunii prin coeficienți de corecție de tipul celor de la presiunea critică i_γ , i_q , i_c arată că este aceeași pentru fiecare termen în parte: $i = i_\gamma = i_q = i_c$ și variază în funcție de (Φ, e_r, δ_r) .

Influența excentricității este neglijabilă (cca $\pm 6\%$) pentru $e_r = 1/6$, $\delta_r = 1$ și, în consecință, coeficientul de corecție $i = f(e_r = 0; \delta_r)$ definit ca raport între presiunile plastice:

$$i = p_{pl}(\delta_r \neq 0; e_r = 0) / p_{pl}(\delta_r = 0; e_r = 0) \quad (15)$$

la care expresia grafică este dată în figura 5b, în raport de δ_r și Φ . Se observă o scădere a presiunii plastice pe

măsura creșterii înclinării forței și a creșterii unghiului de frecare internă.

Înclinarea limită, în scopul evitării lunecării pe talpă, trebuie să respecte condițiile:

$$H < V \operatorname{tg} \delta' + c_a A \quad (16)$$

unde: A - aria fundației; c_a - adeziunea pământ – fundație H, V - componentele paralelă și perpendiculară ale încărcării, la talpa fundației; $\operatorname{tg} \delta'$ - coeficientul de frecare dintre fundație și pământ

3. CONCLUZII

Rezultatele prezentate prin generalizarea teoriei Puzirevski (1929) – Fröhlich (1934) au permis calculul coeficienților presiunii plastice N_1, N_2, N_3 în raport cu unghiul frecării interne a pământului - Φ , excentricitatea relativă - e_r și înclinarea relativă a acțiunii - δ_r , precum și coeficienții de corecție ai presiunii plastice în raport de caracteristicile încărcării ($e_r \neq 0, \delta_r \neq 0$). Acestea fac posibil calculul presiunii plastice a terenului de fundare pentru fundații continue acționate excentric și înclinat și pe cale de consecință se impune completarea standardului românesc STAS 3300 / 1985 cu rezultatele prezentate, spre a se evita actualii coeficienți empirici.

BIBLIOGRAFIE

[1] STAS 3300/2 *Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe*, 1985.

[2] Stanciu, A. *Le calcul de la pression critique initiale du sol de fondation*, Revue Francaise de Geotechnique, nr. 67, 2-e Trimestre, 1994.

[3] Verdeyen, I., Roison, V. & Nuyens, J. *Applications de la mecanique des sols*, Tome I/II, Dunod, Paris, 1971.

[4] Țitovici, N.A. *Soil Mechanics*, Mir Publishers Moscow, 1976.

CONSIDERATIONS ON THE CALCULUS OF THE FOUNDATION SOIL AT THE DEFORMATION LIMIT STATE

Synopsis

The paper deals with the calculus of the foundation soil at the Deformation Limit State (D.L.S.) by establishing the plastic pressure, defined as the limit of the compaction phase of the soil within the active zone, respectively the loading level for which this soil displays a linearly – deformable behaviour. Accepting the hypotheses of the theory of Puzirevski (1929) – Fröhlich (1934), the plastic pressure coefficients (N_1, N_2, N_3) are computed successfully for the first time, depending on the internal friction angle Φ , the relative inclination δ/Φ and the relative eccentricity e/B of the external force. The empirical correction coefficients displayed at present in various norms, related to the inclination and eccentricity of the force, are eliminated.

CONSIDÉRATIONS CONCERNANT LE CALCUL DU TERRAIN DE FONDATION À L'ÉTAT LIMITE DE DÉFORMATION

Résumé

Cet article présente le calcul du terrain de fondation à l'État Limite de Déformation, par l'établissement de la pression plastique, définie comme la limite de la phase de compactage pour le sol dans la zone active, ainsi par rapport au niveau d'action pour laquelle ce terrain a un comportement linéaire – déformable. Maintenir les hypothèses de la théorie du Puzirevski (1929) – Fröhlich (1934), c'est pour la première fois qu'on réussit le calcul des coefficients de la pression plastique (N_1, N_2, N_3) en fonction de l'angle de friction Φ , l'inclinaison relative δ/Φ et l'excentricité relative e/B de l'action extérieure. On élimine les coefficients empiriques de correction, présents dans les normes actuelles pour considérer l'inclinaison et l'excentricité de l'action.

INTERACȚIUNEA ÎNTRE UN PERETE DE SUSȚINERE ȘI FUNDAȚIA UNEI CONSTRUCȚII ÎNVECINATE. FACTORI DE INFLUENȚĂ

H. Popa

Conferențiar, Dr. Ing., Universitatea Tehnică de Construcții București, Catedra de Geotehnică și Fundații

Rezumat

Lucrările de susținere de tipul pereților îngropați sunt din ce în ce mai mult întâlnite, mai ales în amplasamentele marilor orașe, unde spațiul disponibil pentru realizarea unor noi construcții este redus și orientarea spre structuri subterane reprezintă o soluție la care se recurge des. Realizarea unor excavații adânci sub protecția acestor pereți în imediata apropiere a unor construcții existente, unele cu valoare de patrimoniu și cu o structură învechită și sensibilă, presupune riscuri care trebuie minimizate printr-o proiectare adecvată. Modelarea fenomenelor de interacțiune teren – structură care intervin în astfel de cazuri nu este deloc simplă. Numeroși parametri intră în joc, iar luarea în considerare a acestora conduce la modelări complexe pe care numai metodele numerice pot să le abordeze. Una dintre metodele care se impune în astfel de cazuri este cea a elementelor finite datorită posibilităților multiple de modelare pe care le oferă. Pentru a se obține însă rezultate corecte, trebuie respectate criteriile de constituire a modelului numeric și, eventual de validat acest model pe baza comparației cu rezultate obținute experimental. Articolul descrie caracteristicile de modelare numerică prin metoda elementelor finite a unui perete de susținere și prezintă rezultatele unui studiu parametric privind interacțiunea între un perete îngropat de tip autoportant și fundația unei construcții învecinate existentă, cu evidențierea factorilor de influență (distanța perete - fundație, adâncimea de fundare a fundației, lățimea acesteia, natura terenului de fundare).

1. INTRODUCERE

Structurile de susținere a masivelor de pământ sunt lucrări uzuale în domeniul construcțiilor, întâlnite în special în cazul celor subterane (tuneluri, pasaje și parcaje subterane, stații de metrou, subsoluri adânci) dar și la construcții supraterane cum sunt cheiurile portuare sau zidurile de sprijin. O categorie aparte a lucrărilor de susținere o reprezintă pereții îngropați. Utilizarea acestora în România este legată în principal de realizarea metroului din București, dar tehnica a fost folosită și pentru alte obiective din industria metalurgică sau cea constructoare de mașini. După 1990, pereții îngropați au început să fie folosiți cu precădere la realizarea subsolurilor adânci din marile orașe, în primul rând București, care impun excavații în imediata vecinătate a unor structuri existente. Proximitatea acestor construcții, dintre care unele cu valoare istorică sau arhitecturală, presupune riscuri în executarea incintelor de pereți îngropați. Din acest motiv, calculul și proiectarea lucrărilor de susținere de tipul pereților îngropați trebuie să aibă în vedere fenomenele complexe de interacțiune teren – structură care se dezvoltă în aceste cazuri. Studiul parametrilor de influență devine obligatoriu, iar modelările experimentale sau numerice reprezintă instrumentele avute la dispoziție pentru astfel de analize.

Metoda elementelor finite, larg utilizată în modelarea structurilor de toate tipurile, se impune și în cazul celor de susținere a masivelor de pământ datorită posibilităților de modelare multiple și complexe pe care le oferă. Deși

utilizarea metodei în proiectarea curentă a unor astfel de lucrări stă încă sub necesitatea validării anterioare a modelului numeric utilizat (Schweiger, 1998), ea oferă informații importante și pertinente despre parametrii caracteristici de interacțiune, care altfel ar fi obținute într-un mod mult mai oneros, din punct de vedere al timpului și costurilor, prin modelări experimentale în laborator sau la scară naturală.

În secțiunile care urmează sunt evidențiate caracteristicile de modelare numerică prin metoda elementelor finite a unei lucrări de susținere, în general, și este descris un studiu parametric realizat prin metoda elementelor finite privind interacțiunea între un perete îngropat în consolă și fundația unei construcții învecinate existentă. Diferiți factori de influență au fost studiați: distanța între perete și fundație, x , adâncimea de fundare, D , lățimea fundației, B , natura terenului de fundare: nisip sau argilă.

2. MODELAREA ÎN ELEMENT FINIT A UNUI PERETE DE SUSȚINERE

Modelarea numerică prin metoda elementelor finite cuprinde, în general, următoarele 4 etape:

1. *Constituirea modelului numeric.* Configurația geometrică a lucrării de susținere, dimensiunile acesteia, caracteristicile de material ale terenului de fundare și ale structurii de susținere sunt parametrii care guvernează alcătuirea unui model numeric. Constituția modelului

presupune stabilirea următoarelor caracteristici numerice (Popa, 2002, 2003):

- Calcul în deformații plane sau tridimensionale. Pentru modelarea lucrărilor de susținere, ipoteza care este cel mai adesea adoptată este cea a deformațiilor plane. Dată fiind lungimea limitată a lucrărilor, o astfel de ipoteză nu este aplicabilă decât pentru secțiunile aflate la distanță suficient de mare de extremitățile construcției. De asemenea, sprijinirile (tiranții sau șpraițurile) nu sunt reazeme continui, ci punctuale. De aceea, secțiunile aflate între reazeme nu sunt comparabile cu cele situate în dreptul acestora. Nu în ultimul rând, diferitele etape de realizare a construcției nu influențează simultan toate secțiunile lucrării, ci există o progresie în general în sens longitudinal. Astfel, nu toți tiranții dintr-un șir sunt pretensionați simultan, ci urmărind etapele tehnologice. Aplicarea încărcărilor nu este deci strict bidimensională, ci tridimensională. Realizarea unei modelări în deformații plane pentru o lucrare care nu este strict bidimensională duce la supraestimarea deformațiilor față de cele calculate tridimensional.
- Dimensiunile modelului. Aplicarea metodei elementelor finite este cu atât mai laborioasă cu cât domeniul de interes este mai extins. De aceea, modelul este în general restrâns la un domeniu ale cărui frontiere au deformații neglijabile. Definirea acestor frontiere reprezintă o problemă delicată și, cu toate că există indicații referitoare la extinderea care trebuie dată modelului (Mestat, 1997; Potts și Zdravkovic, 2001), acest aspect al modelării rămâne de justificat prin rezultatele obținute. Astfel, rezultatele calculului trebuie să demonstreze că perturbările date de condițiile la limită adoptate nu sunt importante. Pentru condițiile la limită referitoare la deplasări, trebuie constatat că, la margini, eforturile nu sunt influențate sensibil (o condiție la limită de deplasare nulă nu trebuie să genereze eforturi de tracțiune, compresiune sau forfecare).
- Discretizarea în elemente finite. Această etapă este fundamentală. Discretizarea în elemente finite trebuie să țină seama de geometria structurii (inclusiv curbe sau fisuri) și de natura și stratificația terenului. De asemenea, trebuie să constituie un compromis între capacitatea de calcul disponibilă și precizia acceptabilă a rezultatelor dorite. Termenii de „discretizare densă” sau „discretizare grosieră” sunt relativi și discretizarea este suficient de fină dacă proiectantul are deja experiență în acest tip de analiză sau deja el a realizat modelări cu discretizări și mai dense iar diferențele între rezultate sunt nesemnificative (Mestat, 1997). Terenul este modelat prin elemente de masiv, iar structura prin elemente de masiv sau elemente de grindă (cazul deformațiilor plane). Utilizarea elementelor de masiv oferă o grosime diferită de zero elementului de structură, față de elementele de grindă. Modelarea pereților mulați este realizată în general cu elemente de masiv iar modelarea pereților de palplanșe se face fie cu

elemente de tip grindă, fie cu elemente de masiv, cu estimarea unor moduli de elasticitate și a unor grosimi echivalente. Șpraițurile nu constituie în general obiectul unor modelări detaliate, modelul adoptat fiind cel mai adesea cel al unui element de tip bară cărui i se conferă o rigiditate egală cu cea la compresiune a șpraițului. Observațiile realizate asupra lucrărilor de susținere arată totuși că de obicei această rigiditate este supraestimată ținând cont de deformația prin încovoire pe care o suportă șpraițurile sub propria lor greutate și de deformațiile asamblajelor realizate în punctele de contact șpraiț – perete. Ancorajele sunt în general modelate printr-un resort sau prin elemente de tip bară cu rigiditatea egală cu cea a armăturilor din ancoraj. Fixarea ancorei în pământ, bulbul de ancoraj și fenomenele complexe care apar în această zonă nu sunt modelate.

- Legi de comportare. Legile de comportare utilizate pentru analiza lucrărilor de susținere și a excavațiilor sunt legile utilizate în general în ingineria geotehnică: elasticitate liniară, elasticitate neliniară și legi elasto-plactice diverse. Lucrările de susținere sunt caracterizate prin faptul că, în exploatare, zone importante de teren sunt susceptibile de a ceda. Este cazul masivelor de teren sprijinite care sunt deseori aduse în stare de echilibru limită (împingere activă). Este de asemenea cazul terenurilor situate la baza excavației care pot fi aduse în stare de cedare atât sub efectul descărcării produse în timpul excavației, cât și datorită compresiunii laterale datorate sprijinirii (mobilizarea rezistenței pasive). Prezența zonelor de cedare reprezintă o limită a utilizării legilor de comportare care nu permit luarea în considerare a stărilor de cedare din teren. Domeniul de aplicare al elasticității lineare este astfel restrâns la analiza pe termen scurt a excavațiilor realizate în argile tari, supraconsolidate care, datorită rezistenței pe care o au, nu sunt aduse în stare de cedare. Comportarea mecanică a peretelui de susținere este de obicei modelată elastic liniar, acesta fiind în general mult mai rigid decât terenul în care se află. Pot fi însă adoptate și modele mai complexe pentru a ține cont de comportarea plastică a materialelor din care este constituit peretele.

2. *Estimarea stării de eforturi din teren.* Un teren natural se află, în general, în stare de repaus. Starea de eforturi din interiorul masivului este controlată de gravitație, de condițiile hidrogeologice și de eventualele eforturi reziduale datorate proceselor geologice. Această stare de eforturi trebuie să fie generată înaintea calculului executat prin metoda elementelor finite, de ea depinzând presiunile pământului asupra structurii de susținere. Acest lucru poate fi realizat fie printr-o modelare inițială a proceselor geologice, fie pur și simplu printr-o inițializare a eforturilor efective și a presiunilor apei din pori (Popa, 2002).

3. *Modelarea execuției peretelui îngropat.* Această etapă este dificil de modelat, în special pentru pereții din

palplanșe introduși prin batere sau vibrare. În general, pentru simplificarea problemei, se presupune că execuția peretelui nu modifică substanțial starea de eforturi din masivul de pământ, iar această etapă este omisă. Cu toate acestea, în cazul pereților mulați, este posibilă simularea aproximativă a etapelor de execuție (săparea sub noroi bentonitic, betonare).

4. Modelarea excavării terenului și a solicitărilor asupra peretelui de susținere. Această etapă presupune urmărirea fazelor tehnologice: excavarea pământului, activarea reazemelor temporare etc. Etapa va conține calcule pentru fiecare fază tehnologică în parte.

3. CONFIGURAȚII STUDIAȚE. MODELUL NUMERIC. CARACTERISTICI DE MATERIAL

Configurația geometrică a modelului numeric este prezentată în figura 1, iar în figura 2 este indicată discretizarea în elemente finite utilizată.

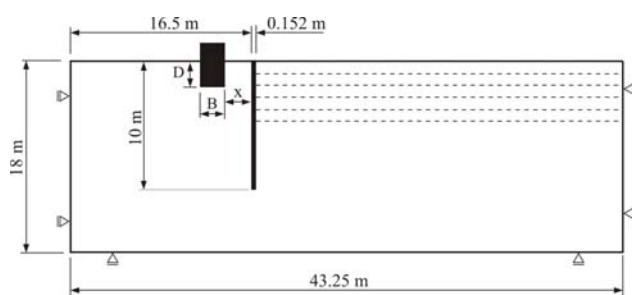


Figura 1. Configurația geometrică studiată

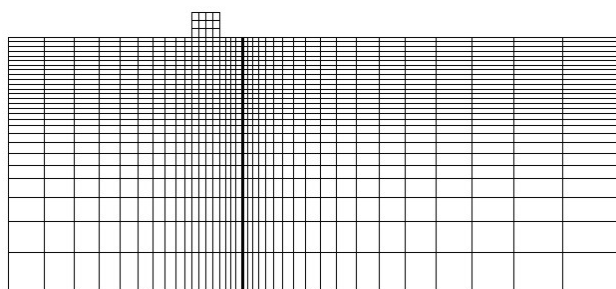


Figura 2. Discretizarea în elemente finite

Pentru discretizarea modelului au fost utilizate elemente finite rectangulare cu 8 noduri, iar pentru contactul perete – teren și fundație – teren au fost folosite elemente finite speciale de interfață. Numărul nodurilor variază între 4059 și 5328 în funcție de configurația studiată. Conform studiilor realizate pentru calarea modelului numeric, în cazul studiat, un număr de circa 4000 de noduri este suficient pentru obținerea unor rezultate de bună acuratețe (Popa, 2002, 2003).

Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare considerat sunt indicate în tabelul 1. Pentru modelarea comportamentului acestuia a fost utilizat criteriul

elastoplastic Mohr-Coulomb, ca fiind unul din modelele larg utilizate în practica inginerescă curentă.

Tabelul 1. Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare

	E , MPa	ν	c , kPa	ϕ , °	ψ , °
nisip	75	0.275	2.6	39.4	16.7
argilă	75	0.275	40	30	16.7

Pentru peretele de susținere și fundația învecinată cu acesta a fost considerat un răspuns elastic, descris de parametrii prezentați în tabelul 2. După cum se poate observa, fundația a fost considerată foarte rigidă pentru ca ea să nu înregistreze nici o deformare semnificativă pe parcursul derulării calculelor.

Tabelul 2. Parametrii peretelui și fundației învecinate

	E , MPa	ν
perete	22350	0.3
fundație	50000	0.49

În ceea ce privește contactul între perete și teren și cel între fundație și teren a fost modelat printr-o interfață de tip „frecare”, valorile caracteristicilor acestuia regăsimându-se în tabelul 3. Parametrii interfeței au fost considerați constanți în toate modelările numerice efectuate.

Tabelul 3. Parametrii interfeței teren – perete și teren – fundație

E , MPa	R_t , MPa	c , kPa	ϕ , °	ψ , °
75	0	2.3	13.4	0

Derularea calculelor a cuprins etapele următoare:

- *etapa 0* – evaluarea stării de eforturi inițială în masivul de pământ. Această etapă este obligatorie într-un calcul care simulează lucrări de excavare pentru a se putea calcula forțele care simulează excavația și care depind direct de starea de eforturi din teren (Mestat, 1998).
- *etapa 1* – aplicarea unei încărcări asupra fundației care să simuleze greutatea construcției existente. Presiunea efectivă uniform distribuită pe talpa fundației este $q = 420$ kPa.
- *etapele 2...7* – excavarea terenului în straturi succesive de grosime egală cu 1.0 m fiecare, până la atingerea adâncimii maxime de excavare de 6.0 m sau până la încetarea procesului de convergență a calculelor.

Toate etapele de calcul au fost descompuse în 5 incremenți de încărcare, această descompunere fiind necesară pentru a ține seama de neliniaritatea comportării terenului. Toleranța procesului iterativ a fost fixată la valoarea de 0.1%.

4. REZULTATELE CALCULELOR NUMERICE

4.1. Influența distanței perete – fundație, x

Pentru o mai bună evaluare a influenței distanței între peretele de susținere și fundația învecinată asupra deplasărilor peretelui și asupra momentelor încovoietoare în acesta, în figura 3 și, respectiv, figura 4, sunt prezentate evoluțiile, pentru adâncimi de fundare și de excavare fixe. De asemenea, pentru comparație, sunt trasate curbele obținute, atât pentru nisip cât și pentru argilă, ca teren de fundare.

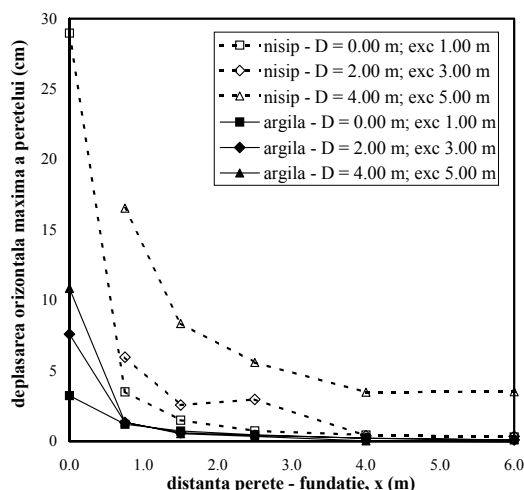


Figura 3. Evoluția deplasărilor orizontale maxime ale peretelui în funcție de x pentru adâncimi de fundare și de excavare date

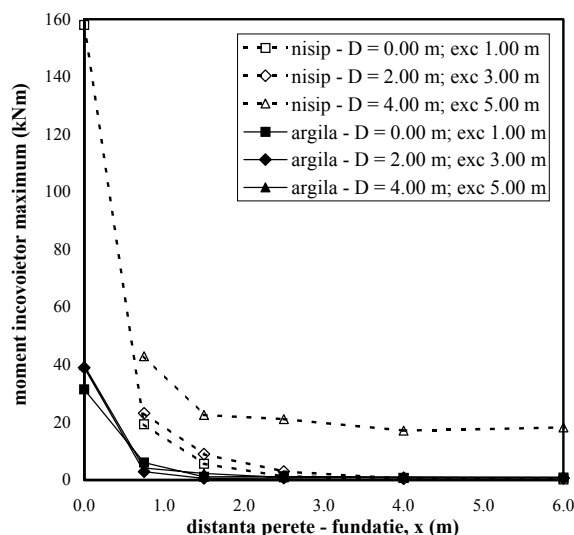


Figura 4. Evoluția momentelor încovoietoare în perete în funcție de x pentru adâncimi de fundare și de excavare date

Se poate observa în graficele anterioare că alura curbelor este asemănătoare pentru ambele tipuri de terenuri de fundare, însă cu valori mult mai mici în cazul argilei. În

cea ce privește influența lui x asupra rezultatelor de calcul, aceasta este foarte puternică pentru valori inferioare la 1.50 m și devine practic neglijabilă pentru valori superioare la 4.00 m. De asemenea, se observă că în cazul nisipului nu există valori calculate pentru $x = 0.00$ m decât pentru o adâncime mică de excavare (1.00 m), pentru adâncimi mai mari procesul de convergență al calculului numeric oprindu-se.

Aceleași considerente pot fi trase și din analiza diagramelor din figura 5, respectiv figura 6, unde sunt prezentate curbele de evoluție a tasărilor fundației și respectiv a rotirii acestora în funcție de distanța x . Deplasările fundației se amplifică pe măsură ce aceasta este mai apropiată de peretele de susținere, ca de asemenea și diferențele între valorile obținute pentru argilă și respectiv nisip ca teren de fundare. Aceste diferențe se reduc însă din ce în ce mai mult pe măsură ce x crește.

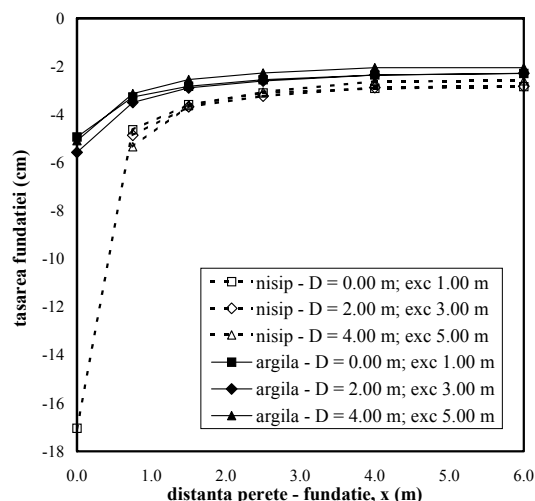


Figura 5. Evoluția tasării fundației în funcție de x pentru adâncimi de fundare și de excavare date

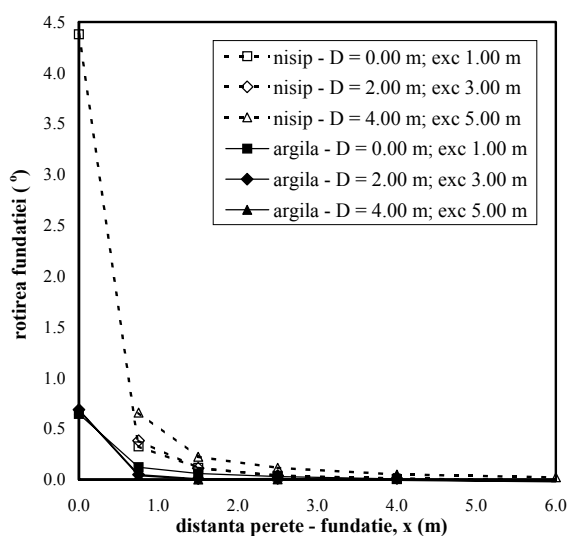


Figura 6. Evoluția rotirii fundației în funcție de x pentru adâncimi de fundare și de excavare date

În figura 7,a este prezentată distribuția presiunilor terenului asupra peretelui în cazul nisipului. Curbele sunt trasate pentru o adâncime de fundare $D = 2.0$ m și distanțe x egale cu 0.75; 2.5 și 6.0 m. Adâncimile de excavare sunt de 3.0 m, respectiv 4.0 m.

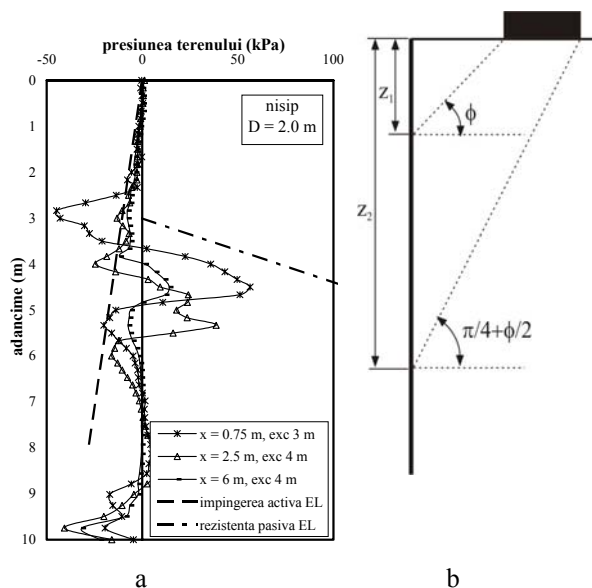


Figura 7. a - Presiunea nisipului asupra peretelui. Evoluția în funcție de x . Adâncimea de fundare $D = 2.0$ m
b - Zona de influență a fundației propusă de Krey

Distribuția presiunilor este conformă cu cele obținute prin modelări fizice pe pereți îngropați similari (Gaudin, 2002). Deasupra bazei excavației se înregistrează diagrama de împingere a pământului, mai mult sau mai puțin influențată de prezența fundației în funcție de distanța x , în timp ce sub nivelul excavației se observă cuplul de presiuni pasive care asigură stabilitatea prin încastrarea peretelui în teren. După cum se poate observa influența fundației asupra diagramei de împingere activă scade în intensitate și coboară ca nivel pe măsură ce x crește. Pentru o mai bună observare a acestei variații, în grafic sunt trasate și diagramele de împingere activă, respectiv de rezistență pasivă, calculate conform ipotezei de echilibru limită, fără a se lua în considerare prezența fundației. Se poate observa că în cazul distanței $x = 6.00$ m diagrama împingerii active calculată numeric nu o mai depășește pe cea obținută prin echilibru limită, cu alte cuvinte efectul fundației dispăre.

În ceea ce privește adâncimea de influență a fundației asupra presiunii active, aceasta corespunde cu schema propusă de Krey (1936), (figura 7,b). Astfel, adâncimea z_1 este de 2.6 m; 4.0 m, respectiv 6.9 m pentru cele trei distanțe x luate în considerare (0.75; 2.5; 6.0 m). Se poate observa din figura 7,a că surplusul de presiune activă datorat fundației apare la o cotă foarte apropiată de adâncimile propuse de Krey pentru primele două valori ale lui x (0.75 și 2.5 m) pentru care conform calculului numeric se resimte influența fundației.

4.2. Influența adâncimii de fundare, D

Efectul adâncimii de fundare asupra rezultatelor de calcul a fost evaluat considerând o variație a lui D în intervalul $0.0 \div 4.0$ m (cu trepte de 1.0 m). Așa cum era de așteptat, deplasările și eforturile în peretele de susținere se reduc pe măsură ce crește adâncimea de fundare D . De asemenea, pentru adâncimi reduse de fundare, apropiate de zero, procesul de convergență al calculelor este foarte lent sau chiar se întrerupe în cazul unor distanțe mici între fundație și perete. O comparație directă a evoluției valorilor maxime ale deplasărilor orizontale ale peretelui și a momentelor încovoietoare în acesta în funcție de D , atât pentru cazul nisipului, cât și pentru cel al argilei, este realizată în figura 8 și respectiv figura 9.

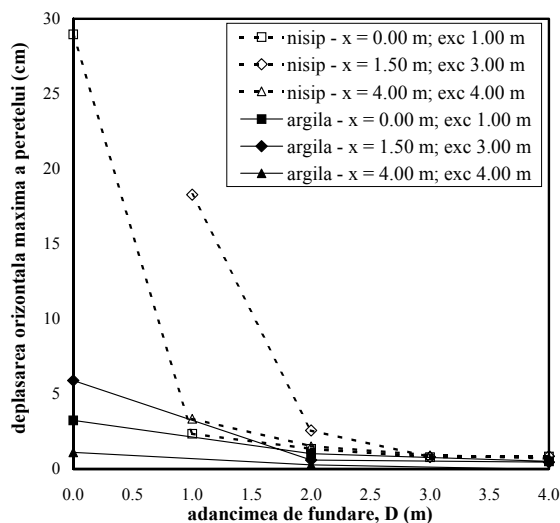


Figura 8. Evoluția deplasărilor orizontale maxime ale peretelui în funcție de D pentru adâncimi de excavare și distanțe x date

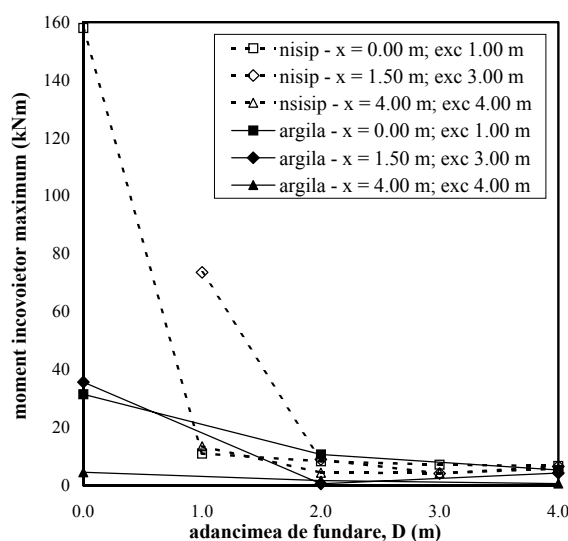


Figura 9. Evoluția momentelor încovoietoare în perete în funcție de D pentru adâncimi de excavare și distanțe x date

După cum se poate observa din graficele anterioare, curbele indică o diferență mai importantă între rezultate pentru adâncimi de fundare mai mici decât aproximativ $1.0 \div 1.5$ m, atât în cazul nisipului, cât și în cel al argilei. Bineînțeles că în cazul nisipului creșterea valorilor obținute prin calcul este mult mai rapidă comparativ cu cel al argilei. Peste o valoare a lui $D \approx 1.5$ m efectul acesteia asupra rezultatelor se reduce foarte mult. Ceea ce este interesant în această zonă este faptul că valorile calculate rămân în același ordin de măsură, atât pentru nisip cât și pentru argilă.

Evoluțiile tasărilor fundației și ale rotirii acesteia în funcție de adâncimea de fundare sunt prezentate în figura 10 și respectiv figura 11.

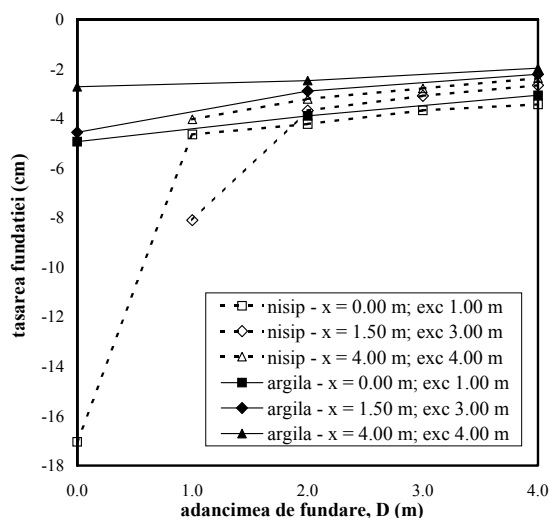


Figura 10. Evoluția tasării fundației în funcție de D pentru adâncimi de excavare și distanțe x date

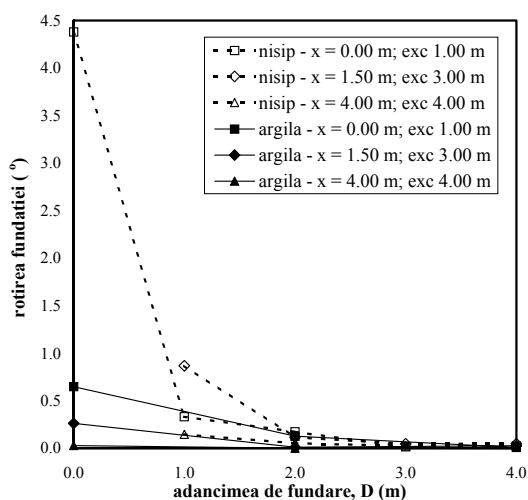


Figura 11. Evoluția rotirii fundației în funcție de D pentru adâncimi de excavare și distanțe x date

Observațiile referitoare la deplasările peretelui și momentele încovoietoare în acesta se regăsesc și în ceea

ce privește deplasările fundației. Creșterea tasărilor, respectiv a rotirii fundației este evidentă pentru o adâncime de fundare inferioară la circa 1.5 m, în timp ce peste această valoare influența lui D scade și diferența între rezultatele de calcul este redusă. Se remarcă din nou că valorile obținute pentru nisip și, respectiv pentru argilă, sunt comparabile pentru adâncimi de fundare mai mari decât aproximativ 1.5 m.

4.3. Influența lățimii fundației, B

Trei valori ale lățimii B a fundației au fost luate în considerare pentru a studia influența acesteia asupra rezultatelor obținute: 2.0 ; 4.0 și 6.0 m.

În figura 12 este prezentat efectul lui B asupra deplasărilor orizontale ale peretelui îngropat, iar în figura 13 influența asupra momentului încovoietor în perete. Curbele sunt trasate pentru o distanță $x = 1.50$ m și o adâncime de fundare $D = 2.0$, m atât pentru cazul argilei cât și al nisipului ca teren de fundare.

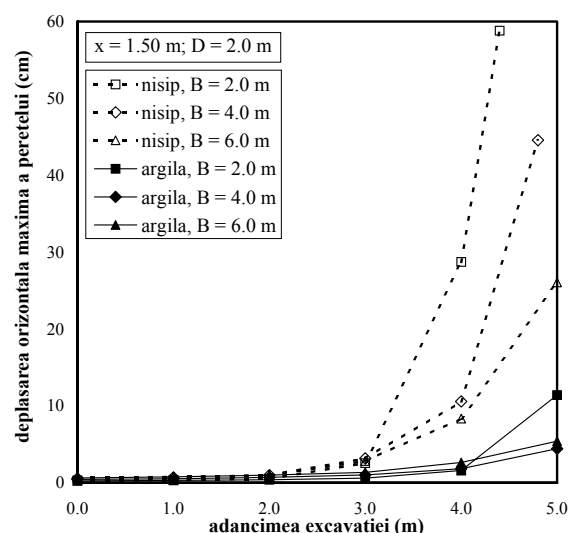


Figura 12. Evoluția deplasărilor orizontale maxime ale peretelui în funcție de B pentru $x = 1.50$ m și $D = 2.0$ m

Diagramele indică diferențe mici între rezultatele obținute prin calcul pentru adâncimi reduse de excavare și existența unei tendințe ca valorile să scadă odată cu lățimea B a fundației. În schimb, pe măsură ce excavația se adâncește diferențele se accentuează, iar panta curbelor de evoluție devine invers proporțională cu lățimea B . Această inversare se produce, în cazul prezentat în grafice, la o adâncime de excavare de aproximativ 3.0 m.

Comportarea este confirmată și de diagramele de evoluție a tasărilor (figura 14) și, respectiv, rotirilor fundației (figura 15). În figura 14 este foarte bine pusă în evidență inversarea influenței lățimii B asupra deplasărilor fundației după ce adâncimea de fundare trece de 3.0 m. Tendința a fost observată pentru toate configurațiile

geometrice studiate (diferite distanțe perete – fundație x și adâncimi de fundare D).

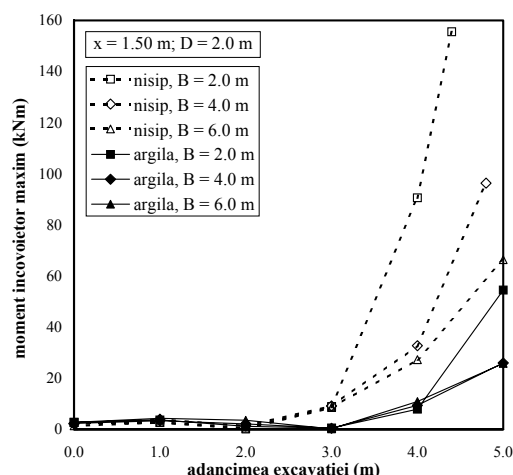


Figura 13. Evoluția momentelor încovoietoare în perete în funcție de B pentru $x = 1.50$ m și $D = 2.0$ m

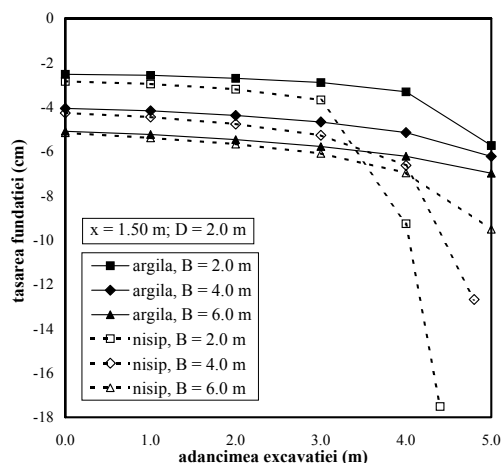


Figura 14. Evoluția tasării fundației în funcție de B pentru $x = 1.50$ m și $D = 2.0$ m

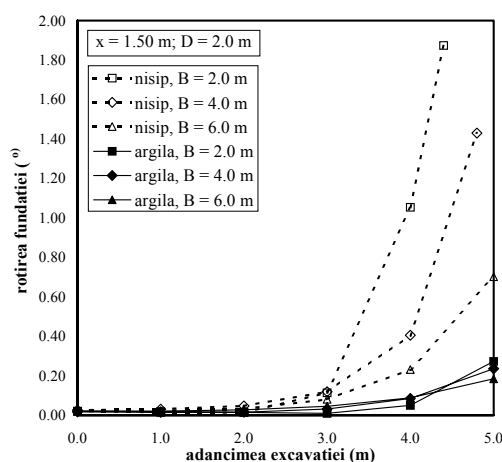


Figura 15. Evoluția rotirii fundației în funcție de B pentru $x = 1.50$ m și $D = 2.0$ m

5. CONCLUZII

Modelarea comportamentului lucrărilor de susținere, în general, și al pereților îngropați, în particular, constituie o problemă complexă de interacțiune. Numeroși parametri în joc și metodele clasice de analiză bazate pe echilibru limită sunt depășite. Din acest motiv, noi modele și metode de calcul sunt în continuă dezvoltare și încearcă să se impună în proiectarea curentă a unor astfel de structuri. Una dintre metodele cu o utilizare tot mai largă este cea a elementelor finite datorită posibilităților multiple de modelare pe care le oferă.

Analiza numerică prezentată anterior a avut ca obiect comportarea unui perete îngropat realizat în apropierea fundației unei structuri existente și determinarea influenței reciproce perete - fundație pe măsura avansării excavațiilor. Studiul a avut la bază o serie de încercări experimentale în laborator care au constituit baza de calare și validare a modelului de calcul (Gaudin, 2002; Popa et al., 2003).

Rezultatele obținute indică o puternică influență a distanței perete – fundație asupra comportamentului peretelui îngropat. Astfel, pentru distanțe reduse, inferioare la aproximativ $1.50 \div 2.00$ m, efectul fundației asupra peretelui de susținere este foarte important. Pe măsură ce această distanță crește, influența fundației scade și se poate trage concluzia că peste aproximativ 4.00 m devine neglijabilă. Acest lucru a fost observat atât în condițiile utilizării unui pământ necoeziv ca teren de fundare (nisip) cât și a unui coeziv (argilă).

O concluzie similară se detașează în ceea ce privește influența adâncimii de penetrare în teren a fundației existente. Efectul fundației asupra peretelui de susținere devine din ce în ce mai puternic pe măsură ce adâncimea de fundare se diminuează, ajungând la valori maxime pentru cazul fundației așezată pe suprafața terenului. În acest caz, valorile deplasărilor peretelui și ale fundației și a momentelor încovoietoare în perete cresc foarte repede iar calculele numerice își întrerup procesul de convergență după doar câțiva pași (adâncimi mici de excavare).

Lățimea fundației exercită, de asemenea, o influență asupra comportamentului peretelui îngropat mai ales pentru adâncimi ridicate de excavare (mai mari de circa $3.00 \div 4.00$ m). Calculele indică o creștere a valorilor rezultatelor (deplasări, momente, presiuni) invers proporțională cu lățimea fundației.

În ceea ce privește tipul de pământ utilizat ca teren de fundare (coeziv sau necoeziv), bineînțeles că are un efect puternic asupra comportamentului ansamblului fundație – teren – perete de susținere. Prezența coeziunii conduce la valori mai reduse pentru toate rezultatele comparativ cu cele obținute pentru nisip și la o prelungire a procesului de convergență a calculelor numerice, respectiv la

posibilitatea realizării unor excavații mai adânci (limita impusă încă de la începutul studiului a fost de 6.00 m) sau a unei încărcări mai mari asupra fundației.

CUVINTE DE MULȚUMIRE

Autorul ține să mulțumească dlui prof. dr. ing. Iacint Manoliu din Universitatea Tehnică de Construcții București pentru susținerea acordată pe timpul elaborării tezei de doctorat la care face referire articolul prezent.

NOTAȚII

x (m)	distanța perete – fundație
D (m)	adâncimea de fundare
B (m)	lățimea fundației
E (MPa)	modulul de elasticitate liniară
ν	coeficientul lui Poisson
c (kPa)	coeziunea terenului
ϕ (°)	unghiul de frecare internă a terenului
ψ (°)	unghiul de dilatare
R_t (MPa)	rezistența la tracțiune a interfeței perete – teren sau fundație - teren

BIBLIOGRAFIE

Gaudin C. *Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable : application à l'étude de l'interaction paroi fondation*, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale et de l'Université de Nantes, 410 pp, 2002.

Krey H. *Erddrucke, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes*. W. Ernst und Sohn, Berlin, 5^e ed, 1936.

Mestat Ph. *Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique – Conseils et recommandations*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 212, pp. 39-64, 1997.

Mestat Ph. *Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis*, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 215, pp. 15-32, 1998.

Popa H. *Contribuții la studiul interacțiunii teren – structură cu aplicare la lucrări subterane*, Teză de doctorat, Universitatea Tehnică de Construcții București, 311 pp, 2002.

Popa H. *Modelarea numerică și în laborator a comportării pereților îngropați*, Editura Conspress București, ISBN 973-8165-76-8, 239 pp, 2003.

Popa H., Gaudin C., Garnier J., Thorel L. *Interaction fondation superficielle - paroi de soutènement – modélisation expérimentale et numérique*. Symposium International Fondation Superficielle FONDSUP, 5-7 Nov. 2003, Paris, France, 9 p, 2003.

Potts D.M., Zdravkovic L. *Finite element analysis in geotechnical engineering. Application*, ed. Thomas Telford, 427 p, 2001.

Schweiger H.F. *Results from two geotechnical benchmark problems. Application of numerical methods to geotechnical problems*. Proceedings of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Annamaria Cividini Editor, pp. 647-654, 1998.

INTERACTION BETWEEN A RETAINING WALL AND A NEIGHBOURING CONSTRUCTION FOUNDATION. PARAMETERS OF INFLUENCE

Synopsis

The retaining walls are more and more used, especially in urban areas, where the available space for building new constructions is limited and the orientation toward underground structures represents often the solution. The execution of deep excavations under the protection of retaining walls, nearby old buildings, which may have a patrimony value, with sensitive structure, supposes risks which have to be minimised by a correct design. To model the soil – structure interaction phenomena in such cases is not simple. Many parameters enter in discussion and their take into account led to complex models that only numerical methods could solve. One of these methods is the finite element method (FEM), which imposed itself grace to the multiple possibilities of modelling. In order to obtain valuable results, the model constitution criteria must be respected and also it is necessary to validate the numerical model by comparison with experimental results. The paper describes the characteristics of the numerical modelling using FEM for a retaining wall, in general, and presents also a parametric study of the interaction between a cantilever wall and the surrounding structure foundation, by taking into account various influence parameters (wall – foundation distance, foundation depth, foundation width, soil nature).

INTERACTION ENTRE UNE PAROI DE SOUTÈNEMENT ET LA FONDATION D'UN BATIMENT AVOISINANT. LES PARAMETRES D'INFLUENCE

Résumé

Les parois de soutènement sont des ouvrages de plus en plus rencontrés, surtout dans les emplacements des grandes villes, où l'espace disponible pour des nouvelles constructions est réduit et l'orientation vers des structures souterraines représente une solution souvent adoptée. La réalisation des excavations profondes sous la protection des ces parois, à proximité des constructions anciennes qui peuvent avoir une valeur patrimoniale, mais aussi une structure sensible, suppose des risques qui doivent être minimisés par un dimensionnement correct. La modélisation du phénomène d'interaction terrain – structure dans ces cas n'est pas du tout simple. Beaucoup de paramètres entrent en jeu et la prise en compte de ceux-ci conduit à des modélisations complexes qui peuvent être abordées seulement par les calculs numériques. Une des méthodes qui s'imposent est celle des éléments finis, grâce à la multitude de possibilités de modélisation qu'elle offre. Par contre, pour arriver à des résultats corrects, il faut respecter les critères de constitution du modèle numérique et, éventuellement, de valider celui-ci par comparaison avec des résultats expérimentaux. L'article décrit les caractéristiques de modélisation numérique par la méthode des éléments finis des parois de soutènement, en général, et présente les résultats d'une étude paramétrique concernant l'interaction entre une paroi autostable et la fondation d'une construction avoisinante, avec la mise en évidence des paramètres d'influence (la distance paroi – fondation, la profondeur d'encastrement de la fondation, la largeur de celle-ci, la nature du terrain).

PLATFORMĂ PILOT PENTRU TESTE GEOMECANICE IN SITU EFECTUATE ÎN AMPLASAMENTUL UNUI BARAJ DIN BETON, DE GREUTATE, PE VALEA AZUGA, JUDEȚUL PRAHOVA

E. Marchidanu

Profesor universitar, Dr. Ing., Universitatea Tehnică de Construcții București, Catedra de Geotehnică și Fundații

V. Rolea

Inginer Drd., S.C. AQUAPROIECT S.A.

L. Furnigel

Inginer Drd., S.C. AQUAPROIECT S.A.

A. Vardianu

Inginer Drd., S.C. AQUAPROIECT S.A.

Rezumat

În articol se prezintă echipamentele și modul de efectuare a testelor de compresibilitate, forfecare beton – rocă, permeabilitate și smulgere a ancorelor într-un masiv de roci alcătuit din Strate de Sinaia, precum și analiza, prelucrarea și interpretarea datelor în vederea alegerii valorilor geomecanice de calcul.

1. INTRODUCERE

În schema de amenajare hidrotehnică a bazinului superior al râului Prahova se prevede realizarea unui baraj de beton, de cca. 70 m înălțime, care va asigura crearea unui lac de acumulare cu un volum de cca. 15.000.000 m³ pentru alimentarea cu apă a localităților cuprinse între Predeal, în amonte, și Breaza în aval. Pentru proiectarea barajului s-au studiat mai multe variante de amplasament pe valea Cerbului și pe valea Azuga. În urma analizelor tehnico – economice a rezultat că valea Azuga prezintă condiții mai avantajoase, fapt ce a condus la concentrarea studiilor pe această vale.

Studiile geologice ingineresti s-au efectuat în 3 amplasamente distribuite pe un tronson de vale cu lungimea de cca. 3,4 km (Fig.1).

Programul de testări geomecanice pe platforma experimentală a fost propus de UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI în calitate de consultant, agreat de S.C. AQUAPROIECT S.A. în calitate de proiectant și efectuat integral de către S.C. GEOSOND S.A. ca unitate de execuție specializată în domeniul cercetărilor geomecanice in-situ.

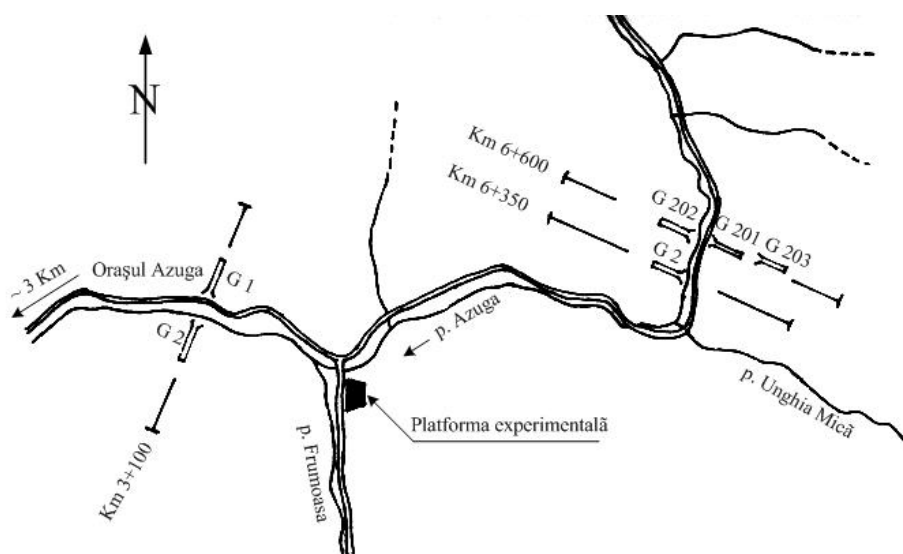


Figura 1. Schița amplasamentelor de baraj studiate pe valea pârâului Azuga

Cercetările geologice ingineresti s-au efectuat prin cartări în deschideri naturale, prospecțiuni geofizice prin electrometrie, foraje, puțuri și galerii miniere, teste de compresibilitate și forfecare la scară mare efectuate în galerii, analize geotehnice și geomecanice efectuate în laborator.

În ceea ce privește testele de compresibilitate și forfecare beton – rocă efectuate în galerii, se menționează că s-au întâmpinat mari dificultăți, datorită faptului că rocile din tavanele și pereții laterali ai galeriilor nu au putut asigura forțele de contrapresiune necesare efectuării testelor, acestea cedând cu mult înainte de atingerea treptelor de eforturi prevăzute în programele de cercetări.

Pentru a obține valorile parametrilor geomecanici de compresibilitate și forfecare beton – rocă necesare proiectării unui baraj din beton, de greutate, cu înălțimea de cca. 70,00 m, s-a luat în considerație varianta efectuării testelor geomecanice pe o platformă experimentală amplasată într-o zonă reprezentativă din punct de vedere geologic – structural și geomecanic pentru tronsonul de vale pe care urmează să se definitiveze amplasamentul barajului (Fig.1).

2. CARACTERISTICILE GEOLOGICE GENERALE ALE TRONSONULUI DE VALE STUDIAT

Întregul bazin hidrografic al văii Azuga este sculptat în formațiunile geologice ale flișului cretacic inferior, reprezentate prin orizontul grezos – calcaros, de vârstă neocomiană, al Stratelor de Sinaia.

La scară globală, Stratele de Sinaia se caracterizează printr-o relativă omogenitate litologică, structurală și microtectonică.



Figura 2. Afloriment caracteristic Stratelor de Sinaia în care se văd alternanțele de șisturi argiloase-marnoase, gresii și marnocalcare, clivabile, fragmentate de microfalii și o rețea densă de fisuri de tensiune

În ansamblu, Stratele de Sinaia sunt alcătuite din marnocalcare dure, compacte, de culoare cenușie, dispuse

în plăci sau bancuri subțiri, cu grosimi de $15 \div 20$ cm, în alternanță cu calcare cenușii și gresii calcaroase, sub formă de strate cu grosimi de $30 \div 50$ cm, uneori mai mari, calcare litografice în plăci și șisturi argiloase de culoare cenușie închisă (Fig. 2).

În general, bancurile de marnocalcare și gresiile calcaroase cuprinse în Stratele de Sinaia sunt afectate de rețele de diaclaze cu orientare haotică și lățimi de ordinul milimetrilor, mai rar centimetrilor, umplute cu calcit (Fig. 3). Majoritatea fisurilor sunt de tensiune și afectează în principal stratele competente (marnocalcare și gresii calcaroase). Deși orientarea spațială a fisurilor este în mare parte haotică, marea majoritate a acestora sunt perpendiculare pe suprafețele de stratificație.



Figura 3. Rețea densă de diaclaze umplute cu calcit într-un bloc de marnocalcar

În legătură cu fisurația se pot reține următoarele aspecte importante:

- în general, deschiderile (lățimile) fisurilor sunt mici, majoritatea fiind de ordinul 1-2 milimetri, mai rar peste un centimetru;
- în partea superioară a masivului de rocă, în zona de contact cu depozitele superficiale, roca a suferit o destindere prin decompresie, fisurile s-au lărgit și în bună parte sunt colmatate cu material argilos; gradul de decompresie al rocii se pune în evidență prin creșterea permeabilității și compresibilității rocilor precum și prin diminuarea rezistenței la forfecare; decompresia rocilor este maximă în zona de contact cu deluviul și se diminuează treptat în adâncime, fiind resimțită până la $20 \div 30$ m, uneori chiar mai mult;
- în complexul Stratelor de Sinaia se întâlnesc zone în care fisurile care afectează marnocalcarele și gresiile calcaroase se dezvoltă într-o rețea densă și sunt cimentate cu calcit;
- marea majoritate a fisurilor se dezvoltă în stratele de roci competente (gresii calcaroase și marnocalcare), rocile incompetente (șisturi argiloase, marne) fiind afectate în principal de deformații plicative (microcute).

3. TESTE GEOMECHANICE EFECTUATE ANTERIOR ÎN LABORATOR ȘI IN-SITU

3.1. Teste de laborator

Analizele de laborator s-au efectuat pe un număr redus de eșantioane din care s-au putut fasona epruvete (marnocalcare și gresii calcaroase compacte). Se menționează faptul că recuperajul carotelor din foraje, este, în general, foarte redus ($10 \div 12\%$) iar blocurile de roci recoltate din aflorimente și lucrări miniere, datorită foliației (stratificație, clivaj, fisurație) se exfoliază și sfărâmă ușor la scurt timp după prelevare.

Cu titlu informativ, pentru marnocalcare și gresii calcaroase, din care s-au confecționat 41 de epruvete care au fost supuse testelor de laborator, s-au obținut date care se încadrează în următoarele limite de valori:

- densitatea, $\rho = 2,67 \div 2,71 \text{ g/cm}^3$;
- rezistența la compresiune monoaxială în stare uscată, $\sigma_{\text{rcu}} = 460 \div 730 \text{ daN/cm}^2$;
- rezistența la compresiune monoaxială în stare saturată, $\sigma_{\text{rcs}} = 430 \div 630 \text{ daN/cm}^2$;
- rezistența la forfecare în stare uscată, după plan obligat ($\alpha = 45^\circ$), $\tau_{\text{ru}} = 200 \div 500 \text{ daN/cm}^2$;
- rezistența la forfecare în stare saturată, după plan obligat ($\alpha = 45^\circ$), $\tau_{\text{rs}} = 125 \div 300 \text{ daN/cm}^2$;
- coeficientul de înmuiere după saturare, $\eta_s = 28 \div 59\%$.

Epruvetele au fost confecționate din blocuri prelevate din lucrările miniere, astfel încât testele de rezistență la compresiune și forfecare să poată simula cât mai bine solicitările barajului față de particularitățile rocilor exprimate prin poziția spațială a acestora.

3.2. Teste de compresibilitate și forfecare beton-rocă efectuate in-situ

Testele de compresibilitate s-au efectuat astfel (Fig. 1):

- pe blocuri de beton armat ($80 \times 80 \times 40 \text{ cm}$), în galeria G_2 executată în versantul drept, km 6 + 350;
- pe placă metalică, cu latura $L = 35 \text{ cm}$, în galeria G_{202} , în versantul drept, km 6 + 600;
- pe placă metalică, cu latura $L = 35 \text{ cm}$, în galeria G_{201} , în versantul stâng, km 6 + 600;
- pe cilindru de beton armat, cu prese Freyssinet, în galeria G_1 executată în versantul drept, km 3 + 100;
- pe blocuri de beton armat ($80 \times 80 \times 40 \text{ cm}$), în galeria G_2 executată în versantul stâng, km 3 + 100;

Testele de forfecare, în număr de 4, s-au efectuat în galerii, pe câte 3 blocuri de beton, la eforturi cuprinse între $5,2$ și $20,2 \text{ daN/cm}^2$, pentru care s-au obținut valori ale parametrilor rezistenței la forfecare cuprinse între $\phi_v = 38^\circ \dots 29^\circ$ și $c_v = 4,9 \dots 1,15 \text{ daN/cm}^2$ pentru rezistența

la vârf și $\phi_r = 28^\circ$ și $c_r = 2,3 \dots 1,15 \text{ daN/cm}^2$ pentru rezistența reziduală.

Prelucrarea și interpretarea datelor obținute în urma efectuării acestor teste au condus la concluzia că valorile geomecanice ale parametrilor de compresibilitate și forfecare au fost determinate la eforturi de compresiune σ inferioare celor luate în considerație în programul de cercetări, datorită cedării rocilor din tavanele galeriilor. Din acest motiv s-a luat hotărârea de a efectua teste geomecanice complexe, pe o platformă experimentală, astfel încât să se elimine obligativitatea de a accepta situațiile nedorite, în care testele să fie făcute în condițiile pe care le oferă galeriile miniere (spații înguste, roci în tavan cu diverse grade de relaxare și instabilitate, infiltrații de apă ș.a.).

4. TESTE GEOMECHANICE EFECTUATE PE PLATFORMA EXPERIMENTALĂ

Amplasamentul platformei experimentale a fost fixat pe partea stângă a pârâului Azuga, la confluența cu pârâul Frumoasa, în dreptul Km 4+100 (Fig. 1).

În amplasamentul platformei, constituția litologică și caracteristicile structurale și microtectonice ale masivului de rocă sunt reprezentative pentru întregul tronson de vale în care ar putea fi ales amplasamentul barajului.

Dimensiunile platformei săpate în versantul drept al pârâului Frumoasa au fost de cca. 20/8 m. Excavațiile pentru platformă s-au executat manual, pentru ca rocile din masiv să nu fie deranjate.

Pe platforma respectivă s-au executat 10 ancore cu adâncimea de 18 m și patru blocuri de beton armat, cu dimensiunea de $80 \times 80 \times 40 \text{ cm}$.

Distribuția în plan orizontal a ancorelor, blocurilor de beton pentru compresibilitate și forfecare precum și a blocurilor de rezistență pentru forfecare este redată în schema din figura 4.

Amenajarea fundației fiecărui bloc de beton a constat în fasonarea manuală a rocilor pentru a crea o suprafață orizontală cât mai netedă, executarea în centrul fundației a unei găuri forate cu $\phi = 60 \text{ mm}$ și adâncimea de 2 m, echiparea acesteia cu un tub de plastic $\phi = 30 \text{ mm}$ perforat și un filtru din pietriș mărgăritar. Înainte de turnarea blocului de beton s-a făcut cartarea geologică a fundației și fotografierea acesteia.

Pentru determinarea permeabilității în sistem Lugeon, pentru fiecare bloc, la toate treptele de încărcare – descărcare, s-a folosit un echipament de turnare tip Boldîrev - Nesterov, suspendat pe o estacadă (Fig. 5).

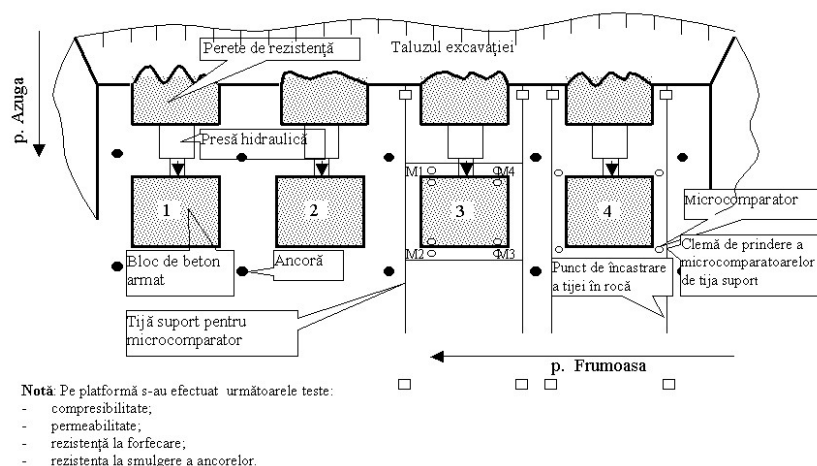


Figura 4. Amplasarea în plan orizontal a ancorelor și a blocurilor de beton armat pentru testul compresibilitate și forfecare beton - rocă

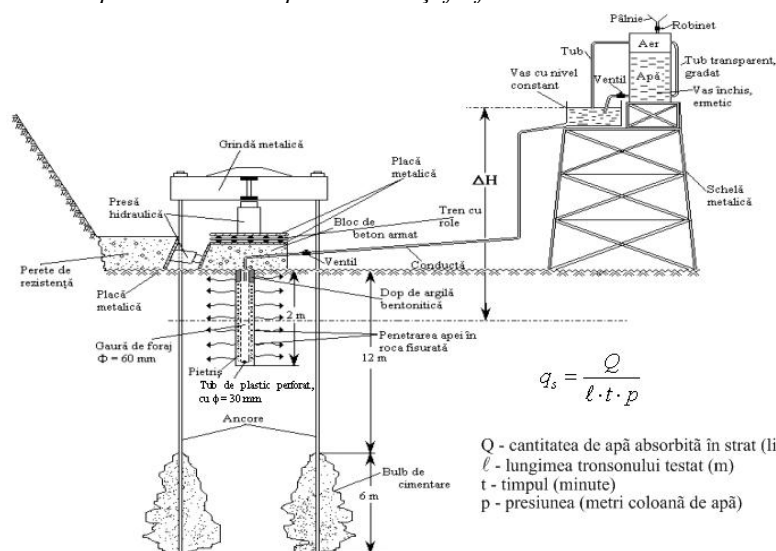


Figura 5. Schema de montare a echipamentului de compresibilitate, forfecare beton - rocă și permeabilitate (vedere în secțiune verticală)

Contrasarcina pentru forța verticală de compresie s-a realizat cu ajutorul unei cruci metalice executată din profile dublu T, fiecare braț al crucii fiind fixat la capăt printr-o ancoră din fascicule de fire de oțel (Fig. 6 și 7).

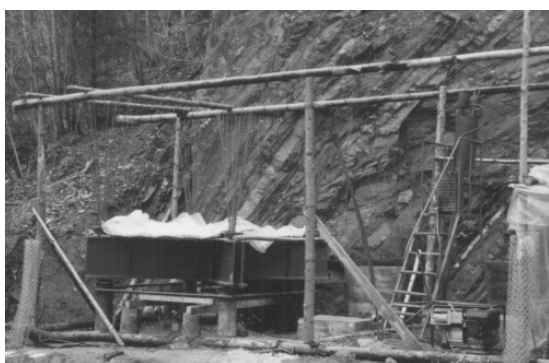


Figura 6. Vedere generală a echipamentului de testare geomecanică montat pe un bloc de beton, și a echipamentului de efectuare a testelor de permeabilitate Lugeon



Figura 7. Echipamentul de efectuare a testelor de compresibilitate și forfecare: 1- grindă de contrapresiune; 2- blocul de beton; 3 - presă hidrolică de 3000 kN pentru efort vertical; 4- presă hidrolică pentru efort orizontal; 5 - ancore

Pentru realizarea eforturilor verticale σ necesare testelor de compresibilitate și forfecare precum și a eforturilor orizontale τ necesare testului de forfecare beton – rocă, s-au folosit două prese hidraulice de câte 3000 kN fiecare.

4.1. Teste de compresibilitate

Pe fiecare bloc de beton s-a efectuat câte un test de compresibilitate la ciclurile de încărcare – descărcare prezentate în Tabelul 1.

4.2. Teste de permeabilitate

Pentru fiecare bloc de beton s-au efectuat câte două teste de permeabilitate, unul la treapta de încărcare $\sigma = 0$ daN/cm² și unul la treapta de încărcare $\sigma = 30$ daN/cm², cu excepția blocului 4 la care testele de permeabilitate s-au efectuat la sarcinile verticale $\sigma = 0$ daN/cm² și $\sigma = 20$ daN/cm².

Măsurarea permeabilității s-a efectuat în sistem Lugeon pe un tronson de foraj cu lungimea de 2 m, situat sub fiecare bloc de beton. Presiunea testului de permeabilitate a fost constantă, corespunzătoare unei coloane de apă cu înălțimea $\Delta H = 3,8$ m (Fig. 5).

Rezultatele testului de permeabilitate sunt prezentate în Tabelul 2.

S-a constatat o reducere a permeabilității în funcție de creșterea efortului de compresiune, cu excepția blocului 3 unde permeabilitatea a crescut în proporție de 83,6 % față

de permeabilitatea inițială corespunzătoare efortului $\sigma = 0$ daN/cm².

4.3. Teste de forfecare beton – rocă

Acestea s-au efectuat în continuarea testelor de compresibilitate, pe blocuri de beton cu secțiunea de contact cu roca de 80×80 cm. După stabilizarea tasărilor sub efortul vertical σ , forfecarea s-a realizat prin creșterea progresivă a efortului orizontal τ până la înregistrarea unei deplasări pe orizontală a blocului $\delta = 100$ mm. În acest interval de deplasare s-au obținut atât rezistența de forfecare la vârf (τ_v) cât și rezistența reziduală (τ_r).

Testele de rezistență la forfecare pe cele 4 blocuri de beton, după terminarea testului de compresibilitate, s-au efectuat la eforturi verticale $\sigma = 5, 10, 15$ și 20 daN/cm², valorile parametrilor rezistenței la forfecare fiind de ordinul a $\phi_v = 42^\circ$ și $c_v = 5,88$ daN/cm² pentru rezistența la vârf și $\phi_r = 33^\circ$ și $c_r = 5,6$ daN/cm² pentru rezistența reziduală.

4.4. Testul de rezistență la smulgere a ancorelor

După efectuarea testelor de compresibilitate și forfecare s-au efectuat teste de smulgere a celor 10 ancore care au asigurat contrapresiunea pentru forțele verticale utilizate în timpul testării.

Tabelul 1. Ciclurile de încărcare - descărcare la efortul vertical σ

Numărul ciclului	Treapta de încărcare (kPa)								
1	0	1	3	1	0				
2	0	3	5	3	0				
3	0	5	7	10	7	5	0		
4	0	5	10	15	10	5	0		
5	0	5	10	15	20	15	10	5	0
6	0	10	20	25	20	10	0		
7	0	10	20	30	20	10	0		

Tabelul 2. Variația capacității specifice de absorbție q_s la diverse trepte de încărcare σ

Blocul	σ (daN/cm ²)	q_s ($\ell/m \cdot \min \cdot 0,1 \text{ atm}$)	Variația permeabilității (%)
1	0	0,400	↘ 12,5
	30	0,350	
2	0	0,530	↘ 9,4
	30	0,480	
3	0	0,092	↗ 83,6
	30	0,169	
4	0	0,150	↘ 66,6
	20	0,050	

S-au utilizat prese hidraulice de 1200 kN. La partea superioară a fiecărei ancore s-a turnat câte un bloc de beton pe care s-a sprijinit presa hidraulică.

Din cauza cedării blocurilor de beton pentru sprijinirea presei hidraulice, forța maximă de smulgere a fost limitată la 750 kN, fără ca vreuna din ancore să cedeze. Ceea ce s-a putut obține în urma acestor testări a fost faptul că ancorele de tipul celor folosite pe platforma experimentală (adâncime 18 m, bulb de cimentare cu lungimea de 6 m), încastrate în roci aparținând Stratelor de Sinaia, rezistă la forțe de smulgere de cel puțin 750 kN.

5. PERMEABILITATEA STRATELOR DE SINAIA DETERMINATĂ PRIN TESTE TIP LUGEON ÎN FORAJE ADÂNCI

Pentru proiectarea lucrărilor de etanșare a terenului de fundare a barajului s-au executat mai multe foraje în care s-au efectuat probe de permeabilitate și injecții, acestea fiind dispuse izolat sau în grupuri experimentale.

Din analiza tuturor testelor de permeabilitate și injecții cu suspensii de ciment s-a constatat că până la adâncimea de 20 ÷ 30 m permeabilitatea este de ordinul a 20 ÷ 40 u.L., între 30 ÷ 40 m variază între 5 ÷ 10 u.L., iar sub adâncimea de 40 m permeabilitatea scade sub 5 u.L.

Consumurile de ciment scad de la 100 ÷ 150 kg/m.l. de foraj în zona superficială a masivului de roci la sub 20 kg/m.l. sub adâncimea de 40 m.

6. ANALIZA COMPARATIVĂ A REZULTATELOR OBTINUTE ÎN URMA TESTELOR EFECTUATE ÎN GALERII ȘI PE PLATFORMA EXPERIMENTALĂ

Valorile modurilor de elasticitate E_e și modurilor de deformare E_d , în funcție de efortul de compresiune σ , pentru testele efectuate în galerii și pe platforma experimentală au fost prelucrate sub forma diagramelor $E_e = f(\sigma)$, respectiv $E_d = f(\sigma)$.

Pentru o vizualizare mai bună a comportamentului masivului de rocă, din punct de vedere al deformabilității, la cicluri repetate de încărcare – descărcare, s-au întocmit diagramele $E_d/E_e = f(k)$ din figurile 8 și 9, în care coeficientul $k = 1 - E_d/E_e$.

Din analiza acestor diagrame rezultă că testele efectuate în galerii arată un comportament al rocilor predominant plastic în timp ce testele efectuate pe platforma experimentală indică un comportament predominant elasto – plastic cu extindere atât în domeniul elastic cât și în cel plastic. Analizând aceste diagrame în funcție și de eforturile verticale la care s-au efectuat testele de compresiune, se poate ușor observa că în cazul galeriilor eforturile verticale nu au putut depăși 20 daN/cm², din cauza instabilității rocilor din tavan. În acest interval de variație a efortului de compresiune, 0 ÷ 20 daN/cm², s-au obținut deformări remanente semnificative, fapt ce poate să explice comportamentul predominant plastic al masivului de rocă. În cazul platformei experimentale, eforturile verticale de testare au ajuns până la 30 daN/cm². În intervalul eforturilor de compresiune cuprinse între 20 și 30 daN/cm², majoritatea fisurilor s-au închis, comportarea masivului de rocă deplasându-se din ce în ce mai mult către domeniul elasto – plastic sau chiar elastic.

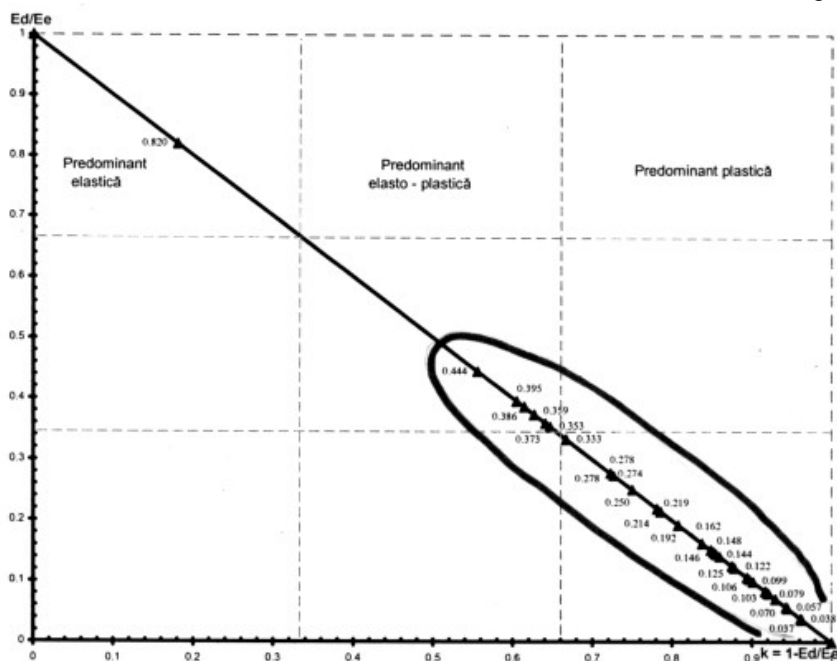


Figura 8. Diagrama de încadrare a rocilor, din punct de vedere al deformabilității, determinată prin testele efectuate în galerii

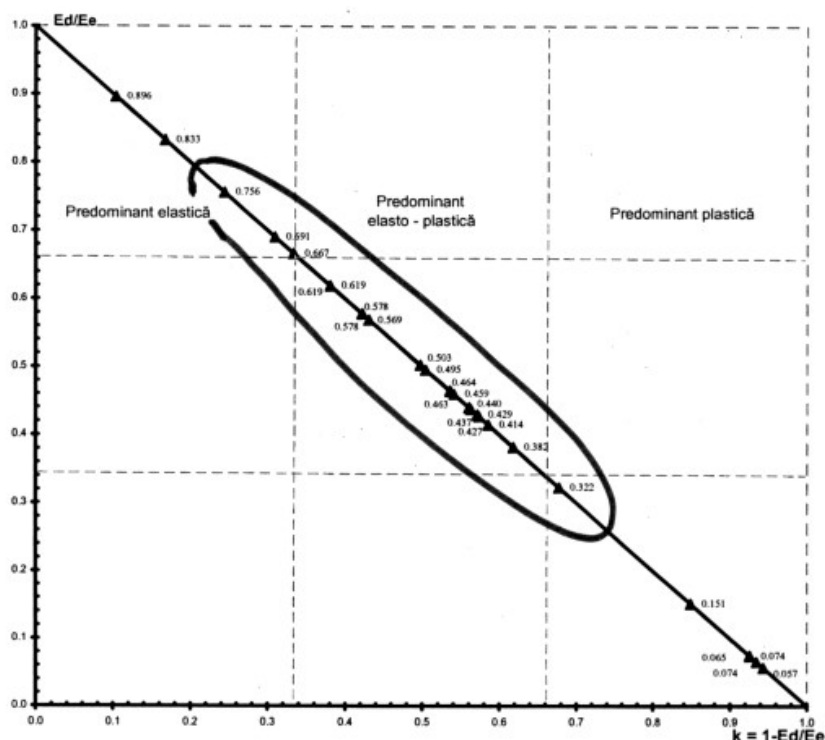


Figura 9. Diagrama de încadrare a rocilor, din punct de vedere al deformabilității determinată prin testele efectuate pe platforma experimentală

În ceea ce privește testul de forfecare, s-a luat în considerație faptul că, fiind vorba de un baraj înalt de beton, în urma variațiilor nivelului apei din lac terenul de fundare este supus la cicluri repetate de încărcare - descărcare.

Acest mod de solicitare a terenului de fundare a fost simulat prin efectuarea ciclurilor de încărcare - descărcare, la care a fost supus fiecare bloc de beton în timpul testului de compresibilitate, după care s-a aplicat forța orizontală pentru determinarea rezistenței la forfecare. Se consideră că rezistența la forfecare pe suprafața de contact beton - rocă determinată în acest mod este mai apropiată de cea reală, la care se ajunge după o perioadă de solicitare ciclică a terenului de fundare de la darea în exploatare a barajului.

Prin comparație se constată că valorile parametrilor ϕ și c determinate pe platforma experimentală sunt sensibil

superioare celor determinate prin testele efectuate în galerii. Acest lucru este important, deoarece valoarea coeficientului de frecare dintre baraj și terenul de fundare contribuie semnificativ la dimensionarea optimă a barajului.

7. CONCLUZII

Efectuarea testelor de compresibilitate și forfecare pe o platformă experimentală, realizată într-o zonă reprezentativă din punct de vedere geologic - structural și geomecanic a constituit o necesitate deoarece încercările anterioare efectuate în galerii au fost parțial ratate din cauza instabilității rocilor din tavan și, în consecință, a imposibilității de asigurare a contrapresiunii corespunzătoare eforturilor optime la care trebuia testat masivul de rocă.

Tabelul 3. Valorile parametrilor rezistenței la forfecare determinate prin teste efectuate în galerii și pe platforma experimentală

Locul de efectuare a testului	Rezistența la vârf	Rezistența reziduală
Galerii	$\phi_v = 38^\circ \dots 29^\circ$ $c_v = 4,9 \dots 1,15 \text{ daN/cm}^2$	$\phi_r = 28^\circ$ $c_r = 2,3 \dots 1,15 \text{ daN/cm}^2$
Platforma experimentală	$\phi_v = 42^\circ$ $c_v = 5,88 \text{ daN/cm}^2$	$\phi_r = 33^\circ$ $c_r = 5,6 \text{ daN/cm}^2$

Testele geomecanice au fost precedate de măsurători microtectonice foarte detaliate (stratificație, clivaj, fisurație) pe suprafața de contact cu terenul a fiecărui bloc de beton testat, fapt ce a permis o interpretare corectă a oricărei "anomalii" înregistrate pe parcursul operației de testare.

Măsurătorile de variație a permeabilității fisurale în timpul testului de compresibilitate efectuat în cicluri de încărcare – descărcare au pus în evidență legătura dintre elementele microtectonice disjunctive (fisurație în mod deosebit) și compresibilitatea totală, în care componenta compresibilității fisurale joacă un rol important.

Testul de forfecare beton – rocă s-a efectuat după ce terenul de fundare al fiecărui bloc a fost supus la mai multe cicluri de încărcare – descărcare, sarcina maximă verticală ajungând până la 30 daN/cm².

Acesta a constituit un mod de simulare a solicitării terenului de fundare a viitorului baraj, care va fi supus la cicluri de încărcare – descărcare corespunzătoare umplerilor și golirilor repetate ale lacului de acumulare.

Ancorele executate pentru asigurarea contrapresiunii verticale au fost încastrate la adâncimi de peste 12 m față de talpa fiecărui bloc de beton, astfel încât zona de încastrare să se situeze în afara zonei de influență a eforturilor maxime transmise terenului prin încărcarea verticală a blocurilor.

Testele geomecanice efectuate pe platforma experimentală s-au putut efectua până la treptele de solicitare maximă impuse prin programul de încercări, acoperind întregul domeniu de solicitări care vor fi transmise terenului de fundare de viitorul baraj de beton.

Metodologia de efectuare a testelor geomecanice pe o platformă experimentală, amplasată într-o zonă reprezentativă din punct de vedere geologic, în care condițiile tehnice de testare să poată fi asigurate, astfel încât măsurătorile să fie făcute cu maximă acuratețe, trebuie considerată cel puțin pentru marile construcții, cum sunt barajele, printre cele mai sigure și credibile surse de informații geomecanice privind alegerea valorilor de calcul pentru dimensionarea optimă a construcțiilor respective.

BIBLIOGRAFIE

Marchidanu, E. *Practica geologică inginerescă în construcții*, Editura Tehnică, București, 1987.

Marchidanu, E. *Raport tehnic de expertiză privind studiile geologice ingineresti pentru proiectul "Surse de alimentare cu apă a zonei Azuga - Breaza, jud. Prahova"*, U.T.C.B Ctr. 2792/1, Faza P.T., 2001.

I.S.R.M. *Suggested methods for determining in situ deformability of rock*, 1978.

EXPERIMENTAL PLATFORM FOR IN-SITU GEOMECHANICAL TESTS ON THE SITE OF ONE CONCRETE DAM PLACED ON THE AZUGA VALLEY - PRAHOVA

Synopsis

The paper presents a study on the equipments and methodology of tests of compressibility, shear resistance concrete - rock, permeability and the pull-out of anchors in the rock massif "Strate de Sinaia", as well as an analysis of results obtained by geomechanical tests carried out in laboratory and in-situ, the processing and interpretation of data for choosing the design values.

PLATFORME EXPERIMENTALE POUR DES ESSAIES GEO- MECANQUES IN SITU EFFECTUES SUR L'EMPLACEMENT D'UN BARRAGE, EN BETON, SITUE SUR LA VALLE AZUGA - PRAHOVA

Résumé

L'article présente les équipements et la manière de réalisation pour des essais de compressibilité, de cisaillement béton - roche, de perméabilité et de résistance à la traction des ancrages, dans un massif rocheux composé de "Strate de Sinaia". On présente aussi l'analyse et l'interprétation des données pour choisir les valeurs de calcul des paramètres géomécaniques.

CONTRACȚIA UNUI TEREN DE FUNDARE ARGHILOS – EFECT AL SECETEI PRELUNGITE

R.I. Stoica

Ing. Dir.Tehnic. S.C.GEO CONSTRUCT DESIGN S.R.L.

L.Trifan

Ing. Director. S.C.GEO CONSTRUCT DESIGN S.R.L.

Rezumat

În articol se prezintă cazul a două pavilioane gemene cu parter, etaj și pod, cu dimensiuni de 46 x 14 m din București, la care, după aproximativ 45 ani de exploatare, au apărut crăpături și fisuri în fundațiile și pereții exteriori. Cauzele presupuse inițial au fost efecte întârziate ale galeriei de metrou de pe linia 2. Prin cercetări geotehnice de teren (foraje și penetrări statice adânci, dezveliri la fundații) și de laborator, a rezultat că degradările se datoresc fundării directe la adâncime mică, pe un strat de argilă cafenie-brună, foarte activă, respectiv un pământ cu umflări și contracții mari. Perioada declanșării degradărilor a fost corelată cu cea a secetei prelungite din anii 2002-2003, care a făcut ca umiditatea naturală a argilei să scadă până la valoarea limitei de contracție. Soluția de consolidare a construcțiilor a constat în subzidirea fundațiilor pereților exteriori pe tronsoane de 1 m lungime, săpate alternativ la adâncimea de 2.20 m de la nivelul trotuarului, la care efectul temperaturii exterioare este mai puțin important. În gropi s-au turnat ploturi de beton armat sudate între ele sub formă de grinzi longitudinale, pentru a prelua solicitările din tasări inegale, continuate pe fața exterioară a pereților cu diafragme de b.a. până la glaful ferestrelor de la parter.

1. DATE INTRODUCTIVE

În mai multe puncte din zonele înalte ale capitalei locatarii au semnalat apariția de crăpături și fisuri în locuințele lor (clădiri cu parter + pod sau parter + 1 etaj + pod), în care locuiesc de mulți ani.

Ei nu au putut să-și explice cauza degradării pereților exteriori după atâția ani; nu au existat defecțiuni și pierderi de apă din conducte și canalizări, nici evenimente seismice, iar terenul de fundare de sub construcții este cunoscut în zonă ca fiind unul “bun”.

Prin dezveliri la fundații s-a constatat că acestea sunt executate din beton sau din cărămidă cu mortar și că de regulă au adâncimi de fundare care se înscriu între 0.60...0.80 m de la nivelul trotuarului. În nici un caz nu s-a găsit sub fundații pământ de umplură.

În situațiile analizate data apariției fisurilor nu a putut fi precizată, iar procesul de fisurare a fost urmărit mai mult acustic, prin zgomotele caracteristice care arată că pereții “lucrează”.

2. STUDIUL UNUI ASEMENEA CAZ

Un caz interesant îl reprezintă pavilioanele gemene A și B situate pe șos. Olteniței din sectorul 4 - București. Fiecare pavilion are dimensiuni în plan de 46 x 14 m și regim de

înălțime parter + 1 etaj + pod (Pavilionul A are și subsol parțial pentru centrala termică).

Cele două construcții au fost executate în perioada anilor 1946...1948 și au structura de rezistență de zidărie portantă de cărămidă cu planșeu de beton armat peste parter și planșeu de lemn peste etaj. Până în anul 2001 cele două structuri s-au comportat normal.

Data când au apărut primele fisuri și modul în care a evoluat fisurarea nu sunt cunoscute nici în acest caz.

Cu ocazia cartării fisurilor s-au separat următoarele categorii de deformații [1]:

- fisuri penetrante, care cuprind întreaga grosime a pereților exteriori;
- crăpături continuate prin soclu și fundații;
- fisuri fine mascate de zugrăvelile din interior.

Ca orientare, fisurile au fost orizontale, oblice în dreptul ferestrelor, verticale în soclu și în fundații. Au fost afectați de crăpături și fisuri numai pereții exteriori.

Cauza fisurării celor două imobile a fost presupusă apriori în legătură cu galeria de metrou de pe linia 2: posibile goluri sau caverne datorate lucrărilor de excavație a galeriei, antrenarea hidrodinamică a nisipului în timpul pompării din forajele de epuizament, efectul vibrațiilor din traficul trenurilor de metrou etc.

3. CERCETĂRI GEOTEHNICE

În cadrul cercetării geotehnice s-au executat două foraje cu adâncimea de 20 m, 4 penetrări statice cu adâncimea de 16 m, analize și încercări de laborator. De asemenea, s-au executat 3 dezveliri și relevee la fundații.

S-a constatat că fundațiile sunt continue, din beton, cu adâncimea de 1.30 m și lățimea de 60 cm.

Fundațiile sunt așezate pe un strat de argilă cafenie-brună în grosime de 3.40 m și respectiv de 2.10 m, urmat de un pachet de strate orizontale de argilă prăfoasă plastic vârtoasă de culoare gălbuie și gălbuie-cafenie, în grosime cumulată de 9.40...10m.

Nivelul apei subterane este liber și se găsește la adâncimea de 13 m de la suprafața terenului, într-un complex de strate de nisip cu intercalații de pietriș mic, care se continuă până la adâncimea de 20 m, la care au fost oprite foraje.

4. CAUZA DEGRADĂRILOR

Cele două pavilioane se găsesc la 38 m distanță de galeria de metrou și la 28 m de forajele de depresionare, iar pe teren nu s-au observat denivelări sau crăpături, care să marcheze efecte întârziate ale unor goluri subterane. Pe de altă parte, două blocuri de locuințe mai noi cu S+P+10E care încadrează cele două pavilioane, se găsesc în poziții avansate față de galeria de metrou (distanța de 18.50m) și se comportă normal, iar efectul vibrațiilor din traficul trenurilor de metrou pe calea de rulare situată la adâncimea de 12m este puțin important la suprafața terenului. În concordanță cu profilele forajelor și cu diagramele penetrărilor statice s-a concluzionat că fisurarea nu poate fi explicată pe seama unor procese de adâncime.

Culoarea cafenie-brună a primului strat de argilă explică posibilitatea ca în trecut, să fi fost un sol de pădure cu conținut ridicat de humus și particule coloidale.

Din punctul de vedere al compoziției granulometrice (fracțiunea argilă = 30...36 %), al indicilor de plasticitate ($I_p=32...35$ %) și de activitate ($I_A \geq 1$), această argilă reprezintă un pământ cu umflări și contracții mari (PUCM).

Modul în care s-a manifestat procesul de fisurare al pavilioanelor A și B este caracteristic unor tasări diferențiale ale fundațiilor pereților exteriori.

Cum în amplasament nivelul apei subterane se găsește la adâncime mare, umiditatea terenului de fundare este determinată numai de factorii climatici.

Procesul de deshidratare-contracție a stratului de argilă cafenie-brună s-a acutizat în urma secetei prelungite din anii 2002-2003, când umiditatea naturală ($w=13...14\%$),

a atins limita de contracție ($w_s=13\%$), valoare sub care, practic nu mai au loc modificări de volum.

S-a reținut, de asemenea, că în zona cu subsol nu s-au produs fisuri și că blocurile cu subsol învecinate se comportă favorabil.

Concluzia finală a fost aceea că datorită secetei din perioada anilor 2002-2003, argila cafenie-brună a suferit contracții provocând tasarea fundațiilor pereților exteriori și legăturile cu pereții interiori, în timp ce, sub pereții interiori, acest proces nu a avut loc.

5. MĂSURI DE CONSOLIDARE

În cadrul construcțiilor fundate pe pământuri argiloase contractile, care au suferit degradări datorită tasărilor neuniforme, consolidarea terenului prin tehnici de injectare nu este posibilă.

Modul curent folosit în acest caz constă în a majora adâncimea de fundare prin subzidire (subbetonare), executată pe tronsoane scurte săpate și betonate alternativ, urmărind ca suma lungimilor nesprrijinite să nu depășească 25% din lungimea totală a peretelui [2].

În cazul pavilioanelor A și B, încadrate în clasa II de importanță, subbetonarea s-a aplicat numai sub pereții exteriori. Gropile s-au săpat alternativ, pe tronsoane de 1 m lungime până la adâncimea de 2.20 m de la nivelul trotuarului, adâncime de la care efectul temperaturii exterioare asupra umidității pământului devine mai puțin important.

După turnarea stratului de beton de egalizare, în gropi s-au introdus carcasse din bare de oțel care au fost betonate și sudate una de alta formând tălpi continue de b.a. cu înălțimea de 60 cm și lățimea de 90 cm (fig.1), pentru a putea prelua solicitările din eventuale tasări inegale.

În plan vertical, pe fața exterioară a fundațiilor și pereților, tălpile de b.a. au fost continuate cu diafragme de b.a. de 25 cm grosime până la glaful ferestrelor de la parter.

Legătura dintre diafragme, fundații și pereți s-a făcut prin cârlige și dopuri introduse în găuri săpate mecanic și injectate cu mortar.

După executarea umpluturilor cu pământ stabilizat cu nisip și compactat, s-au refăcut trotuarele și rigolele de scurgere a apelor pluviale.

În cazul pavilionului A, în zona cu subsol trecerea de la fundațiile fără subsol s-a executat în trepte. Lucrările de consolidare au fost armonios încadrate în planul de arhitectură exterioară.

Ulterior metoda a fost extinsă și la celelalte construcții din incinta unității respective.

Hann, F.E.I. *Fisurarea construcțiilor și urmărirea stării lor de fisurare*. Colecția Comentarii și Recomandări CNCis C.

Tomlison, M.J. *Proiectarea și executarea fundațiilor*.
Editura Tehnică.

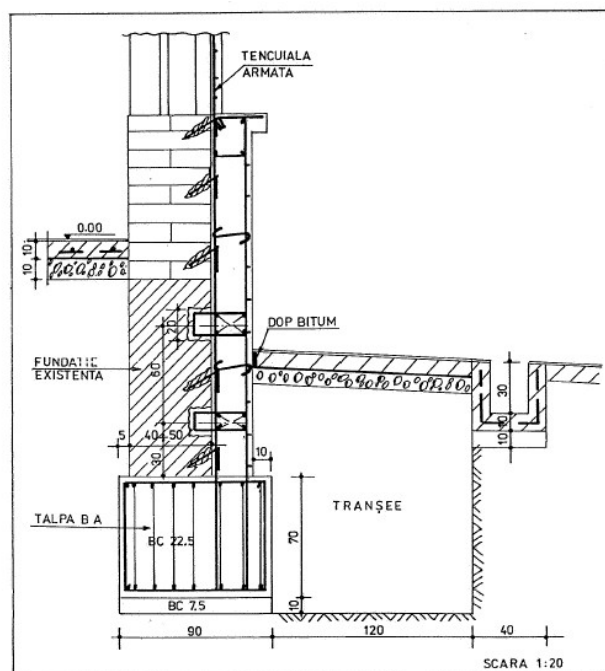


Figura 1. Secțiune transversală prin fundația consolidată

SHRINKAGE OF A CLAYEY FOUNDATION SOIL/EFFECT OF THE DROUGHT

Synopsis

The paper presents the case of two twin constructions in Bucharest, every with 3 levels 46x14 m size, where, after about 45 years of exploitation, cracks and fissures in footings and in the external walls appeared. The initial anticipated causes have been connected with the past works carried out for the underground gallery on line 2. By mean of the geotechnical investigations (deep boreholes, cone penetration tests) and laboratory tests it has been explained that the cracking is the result of settlements of the shallow footings 1.30 m deep set directly on a layer of brown-dark very active clay, respectively on a soil with a large shrinkage and swelling potential. The period in which the cracks occurred corresponded with that of the prolonged drought from the last years, the natural water content of clay lowering to the shrinkage limit value. To consolidate the two structures, the underpinning method of the existing external footings has been applied. The holes 1 m length were alternatively excavated to 2.20 m depth below the side walk, where the effect of the external temperature is less important and filled with reinforced concrete plots connected by welding like reinforced concrete beams. On the external face the footings and the walls have been consolidated by dyaphragms of reinforced concete until to the low level of the windows.

LA CONTRACTION D'UN TERRAIN DE FONDATION ARGILEUX-EFFET DE LA SECHERESSE

Resumé

On présente deux constructions à Bucarest, chaque avec 3 niveaux, 46x14 m surface, ou après 45 années d'utilisation, des fentes et des fissures ont apparu dans les fondations et les murs extérieurs. Les premières causes ont été attribuées aux travaux faits antérieur pour le tunnel du metro de la ligne 2. Les investigations géotechniques par des forages, pénétrations statiques et essais de laboratoire ont explique la fissuration des fondations et des murs comme un résultat des tassements inégales des fondations 1.30 m profondeur, posées directement sur une couche d'argile, qui est très active, c'est-à-dire un sol avec un grand potentiel de contraction et d'expansion. La période dans la quelle les fissures ont apparu corresponde avec un période de sécheresse, qui a marqué les dernières années, l'humidité naturelle de l'argile devenant égale avec la limite de contraction. La consolidation des fondations et des murs extérieurs a été réalisée par la technique de sous - bétonnage a 2.20 m profondeur, ou ont été exécutées poutres de béton armé, continuées en plan vertical par des diaphragmes de béton armé.

la articolul "Considerații privind calculul terenului de fundare la starea limită de deformații"

COEFICIENȚII PRESIUNII PLASTICE

δ°	$\phi = 1^\circ$			$\phi = 5^\circ$			$\phi = 10^\circ$			$\phi = 15^\circ$			$\phi = 20^\circ$			$\phi = 25^\circ$			$\phi = 30^\circ$			$\phi = 35^\circ$			$\phi = 40^\circ$		
	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3	N_1	N_2	N_3
$e/B = 0$ ($e = 0 \bullet B/6$)																											
0°	0,01	1,06	3,23	0,08	1,32	3,01	0,18	1,73	4,17	0,32	2,30	4,84	0,51	3,06	5,66	0,78	4,11	6,67	1,15	5,59	7,95	1,68	7,71	9,58	2,46	10,9	11,7
$\frac{1}{4}\phi$	0,01	1,05	3,22	0,08	1,30	3,55	0,18	1,67	4,01	0,30	2,15	4,55	0,47	2,79	5,18	0,69	3,64	5,92	0,98	4,79	6,82	1,39	6,36	7,92	1,95	8,58	9,30
$\frac{1}{2}\phi$	0,01	1,05	3,21	0,08	1,27	3,49	0,17	1,60	3,87	0,29	2,02	4,29	0,43	2,56	4,77	0,62	3,26	5,33	0,86	4,18	5,99	1,19	5,43	6,78	1,63	7,15	7,76
$\frac{3}{4}\phi$	0,01	1,05	3,20	0,08	1,24	3,43	0,16	1,54	3,73	0,27	1,90	4,06	0,40	2,37	4,43	0,57	2,95	4,86	0,78	3,74	5,38	1,05	4,79	6,01	1,42	6,24	6,79
ϕ	0,01	1,04	3,19	0,07	1,22	3,37	0,16	1,48	3,61	0,26	1,80	3,86	0,38	2,21	4,15	0,53	2,73	4,51	0,71	3,43	4,94	0,96	4,37	5,48	1,30	5,66	6,18
$e/B = 0,042$ ($e = 0,25 \bullet B/6$)																											
0°	0,02	1,15	3,56	0,09	1,43	3,97	0,20	1,89	4,57	0,36	2,51	5,30	0,56	3,34	6,19	0,85	4,49	7,30	1,26	6,11	8,70	1,84	8,44	10,30	2,70	11,90	12,88
$\frac{1}{4}\phi$	0,02	1,15	3,55	0,09	1,42	3,91	0,20	1,84	4,43	0,34	2,39	5,04	0,52	3,10	5,75	0,77	4,06	6,59	1,10	5,38	7,62	1,56	7,86	8,89	2,20	9,58	10,48
$\frac{1}{2}\phi$	0,02	1,15	3,54	0,08	1,40	3,86	0,19	1,78	4,30	0,32	2,27	4,79	0,49	2,89	5,35	0,70	3,69	6,01	0,98	4,76	6,79	1,35	6,20	7,73	1,87	8,21	8,90
$\frac{3}{4}\phi$	0,02	1,15	3,53	0,08	1,38	3,80	0,18	1,73	4,17	0,31	2,15	4,57	0,46	2,69	5,02	0,65	3,39	5,54	0,89	4,31	6,17	1,21	5,54	6,93	1,65	7,25	7,88
ϕ	0,02	1,14	3,52	0,08	1,36	3,75	0,18	1,67	4,05	0,30	2,05	4,37	0,43	2,53	4,74	0,60	3,16	5,18	0,82	3,98	5,72	1,12	5,09	6,38	1,52	6,64	7,23
$e/B = 0,083$ ($e = 0,5 \bullet B/6$)																											
0°	0,02	1,20	3,80	0,09	1,50	4,23	0,21	1,98	4,86	0,38	2,63	5,67	0,60	3,51	6,36	0,90	4,73	7,73	1,33	6,44	9,20	1,95	8,91	11,11	2,86	12,57	13,63
$\frac{1}{4}\phi$	0,02	1,20	3,79	0,09	1,49	4,17	0,21	1,95	4,73	0,36	2,54	5,38	0,56	3,31	6,15	0,82	4,35	7,07	1,18	5,75	8,19	1,68	7,70	9,58	2,38	10,47	11,33
$\frac{1}{2}\phi$	0,02	1,20	3,78	0,09	1,48	4,12	0,20	1,90	4,60	0,34	2,43	5,15	0,53	3,12	5,78	0,76	4,00	6,51	1,07	5,19	7,39	1,48	6,79	8,45	2,05	9,02	9,77
$\frac{3}{4}\phi$	0,02	1,20	3,77	0,09	1,47	4,07	0,20	1,85	4,48	0,33	2,33	4,94	0,50	2,94	5,46	0,71	3,72	6,06	0,98	4,75	6,78	1,34	6,14	7,65	1,83	8,06	8,74
ϕ	0,02	1,20	3,76	0,09	1,45	4,02	0,19	1,81	4,37	0,32	2,24	4,75	0,47	2,78	5,19	0,67	3,49	5,71	0,91	4,42	6,33	1,24	5,69	7,11	1,70	7,44	8,09
$e/B = 0,125$ ($e = 0,75 \bullet B/6$)																											
0°	0,02	1,21	3,99	0,10	1,52	4,42	0,22	2,03	5,06	0,39	2,70	5,84	0,62	3,61	6,81	0,93	4,86	8,01	1,38	6,63	9,53	2,01	9,18	11,30	2,96	12,97	14,11
$\frac{1}{4}\phi$	0,02	1,21	3,98	0,10	1,52	4,37	0,22	2,01	4,94	0,38	2,63	5,62	0,58	3,44	6,42	0,86	4,53	7,40	1,24	6,02	8,59	1,76	8,08	10,06	2,50	11,02	11,94
$\frac{1}{2}\phi$	0,02	1,21	3,97	0,09	1,52	4,32	0,22	1,97	4,82	0,36	2,54	5,41	0,55	3,27	6,09	0,80	4,23	6,88	1,13	5,49	7,83	1,57	7,22	8,98	2,19	9,62	10,42
$\frac{3}{4}\phi$	0,02	1,21	3,96	0,09	1,52	4,27	0,21	1,94	4,71	0,35	2,46	5,21	0,53	3,11	5,79	0,75	3,96	6,45	1,05	5,08	7,25	1,44	6,59	8,21	1,98	8,69	9,42
ϕ	0,02	1,21	3,95	0,09	1,50	4,22	0,20	1,90	4,61	0,34	2,37	5,04	0,50	2,97	5,53	0,71	3,75	6,12	0,98	4,77	6,82	1,35	6,16	7,69	1,84	8,09	8,78
$e/B = 0,167$ ($e = 1 \bullet B/6$)																											
0°	0,02	1,20	4,13	0,10	1,53	4,56	0,23	2,04	5,21	0,40	2,72	6,00	0,63	3,65	6,97	0,96	4,93	8,19	1,41	6,73	9,74	2,06	9,33	11,75	3,02	13,19	14,40
$\frac{1}{4}\phi$	0,02	1,20	4,12	0,10	1,53	4,51	0,22	2,03	5,09	0,39	2,67	5,79	0,60	3,52	6,62	0,89	4,65	7,63	1,28	6,19	8,86	1,82	8,52	10,39	2,59	11,37	12,34
$\frac{1}{2}\phi$	0,02	1,20	4,11	0,10	1,53	4,46	0,22	2,01	4,98	0,37	2,61	5,59	0,57	3,30	6,30	0,83	4,38	7,14	1,18	5,71	8,15	1,64	7,52	9,37	2,29	10,08	10,90
$\frac{3}{4}\phi$	0,02	1,20	4,10	0,10	1,53	4,42	0,22	1,99	4,88	0,36	2,54	5,41	0,55	3,24	6,03	0,79	4,14	6,74	1,10	5,33	7,80	1,51	6,93	8,64	2,08	9,17	9,93
ϕ	0,02	1,20	4,09	0,10	1,52	4,38	0,21	1,95	4,79	0,35	2,47	5,26	0,53	3,11	5,75	0,75	3,94	6,43	1,04	5,01	7,20	1,42	6,53	8,14	1,96	8,60	9,33

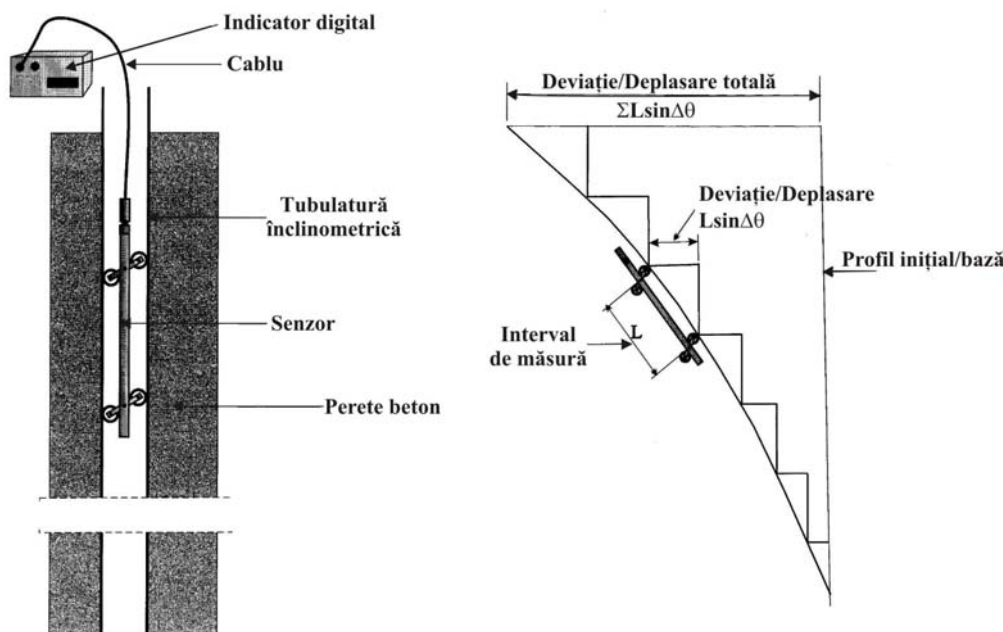


Figura 2. Metodologia inclinometrică de măsură a deplasărilor

Lanțul de măsură, fabricat de firma SINCO – SUA, cuprinde senzorul inclinometric, indicatorul digital/punte de măsură și cablul electric de legătură (figura 2).

Pentru măsurători, senzorul este coborât în coloana inclinometrică și deplasat în lungul acesteia, de la suprafață, prin intermediul cablului electric de legătură. Senzorul inclinometric este ghidat în tubulatură prin cele două perechi de „role de ghidare” situate la cele două capete ale aparatului, distanța „L” dintre role fiind de 50 cm. În timpul măsurătorilor, rolele senzorului se deplasează numai în canelurile tubulaturii (figura 3) și nu permit rotirea inclinometrului în tubație.

Măsurătorile inclinometrice se efectuează de la partea superioară până la baza coloanelor, în puncte situate la intervale de 0,50 sau 1,00 m, interval numit „pas de măsură”. În vederea asigurării unei precizii ridicate a măsurătorilor se adoptă pasul de măsură de 0,50 m.

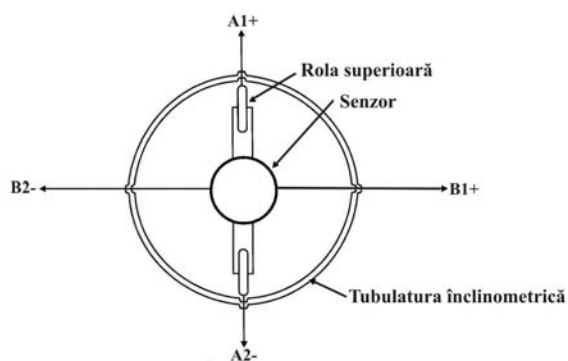


Figura 3. Orientarea planurilor de măsură ale senzorului inclinometric

Senzorul inclinometric are doi traductori biaxiali de tip servoaccelerometru, care măsoară unghiul făcut de coloană cu verticala locului în punctul respectiv. Înclinarea se măsoară în două planuri ortogonale ce corespund cu planurile diagonale ale canelurilor tubulaturii. Aceste planuri sunt A1(+)-A2(-) respectiv B1(+)-B2(-) conform notațiilor din figura 3. Prin construcție, precizia măsurătorilor în planul rolelor A1-A2 este mai bună comparativ cu planul B1-B2.

Valoarea citită la indicatorul digital de la suprafață este proporțională cu înclinarea față de verticală a senzorului:

$$\text{Indicația} = C \sin \theta,$$

în care C este o constantă a aparatului și θ este unghiul făcut de senzor cu verticala. Se determină „deviația punctuală” $L \sin \theta$ și, prin însumare, „deviația cumulată” (figura 2). În mod curent, pentru urmărirea deformațiilor coloanei, respectiv ale terenului, prelucrarea rezultatelor măsurătorilor se face în valori relative ceea ce corespunde la calcularea diferențelor de deviație ale coloanelor exprimate prin $\Delta\theta$, $\sin \Delta\theta$ și $\sum \sin \Delta\theta$, valorile θ de referință stabilindu-se printr-o măsurătoare inițială, „de bază” sau seria „0” de măsurători.

Pentru compensarea erorilor de offset, o serie de măsurători inclinometrice cuprinde, obligatoriu, două lansări ale senzorului, cea de-a doua lansare/măsurătoare fiind cu senzorul rotit, față de prima, cu 180° . Teoretic, într-un punct de măsură, cele două citiri la puntea digitală de măsură trebuie să fie egale și de semn contrar. În realitate sunt mici diferențe care se elimină prin mediere. Analiza punctuală a acestor diferențe permite o primă apreciere a acurateții măsurătorilor și eliminarea de la început a unor erori accidentale.

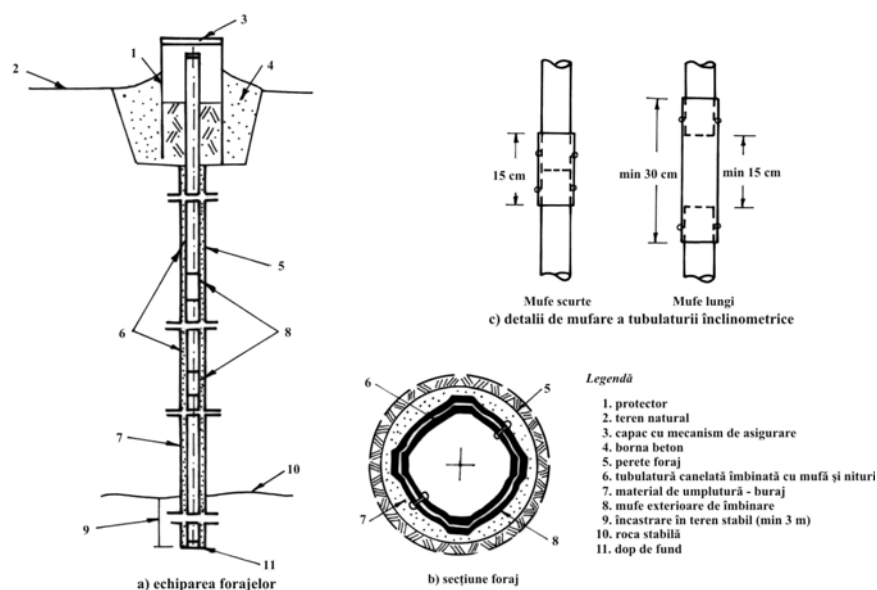


Figura 4. Echiparea forajelor cu tubulatură înclinometrică

2.1. Performanțele aparaturii

În analiza erorilor inerente măsurătorilor înclinometrice, ponderea ce revine aparaturii este redusă.

Lanțurile înclinometrice actuale, inclusiv cel din dotarea ICIM, indică sinusul unghiului de înclinare al senzorului cu patru zecimale, ceea ce corespunde unei sensibilități de 0,02 – 0,04 mm/500 mm. În cazurile favorabile se poate conta pe o acuratețe a măsurătorilor de 0,1 mm/m, respectiv un ecart de eroare de $\pm 2,5$ mm pentru tubulaturi de 25 – 30 m lungime.

2.2. Montarea tubulaturii

Erori de măsură sensibil mai mari comparativ cu cele specifice aparaturii înclinometrice rezultă din condițiile concrete de montare a tubulaturii. Precizii de ordinul 0,1 mm/m se obțin în tubații verticale sau apropiate de verticală, montate în beton sau în foraj, în cel din urmă caz folosindu-se noroi autoîntăritor pentru fixarea tubulaturii. În general, pentru studiul alunecărilor de teren echiparea înclinometrică a forajelor se realizează conform figurii 4, burajul forajului realizându-se cu nisip sortat 0 – 3 mm. Pentru deplasări mici de teren, în toate cazurile de burare cu nisip a forajului, există incertitudini privind deformarea tubulaturii solidar cu terenul.

Pentru domeniul urmăririi comportării construcțiilor s-au montat tubulaturi înclinometrice în corpul barajelor din materiale locale cu nucleu central argilos (fig. 6), sub masca amonte de etanșare a barajelor din anrocamente (fig. 8) și în pereți mulați din beton armat (fig. 2 și 10). Pentru cazurile în care coloana înclinometrică se

deformează și longitudinal, se folosesc mufe lungi conform fig. 4.

2.3. Metodologia de măsură și de prelucrare a rezultatelor

Precizia maximă a măsurătorilor înclinometrice se obține în cazurile în care pasul de măsură este egal cu distanța dintre rolele senzorului, respectiv 500 mm. Prin efectuarea mai multor serii de măsurători, precizia rezultatelor se îmbunătățește. În mod curent, pentru economie de timp și reducerea costurilor, se execută o serie de măsurători, ce implică două lansări ale senzorului în foraj, cea de-a doua fiind cu senzorul rotit cu 180° ; pasul de măsură, în mod obișnuit, este de 1 m. Prelucrarea rezultatelor înclinometrice se face pe calculator, folosind un program propriu ce permite prezentarea grafică și tabelară a rezultatelor măsurătorilor înclinometrice de deformare. În figura 5 se prezintă diagramele înclinometrice de deformare a terenului pentru studiul alunecărilor de teren ce afectează linia de cale ferată Galați–Tulucești. Planul principal de alunecare, situat la 32 m adâncime, este evident. S-au înregistrat deformații de teren și deasupra acestui plan, la 14–16 m adâncime.

3. EXEMPLE DE LUCRĂRI, PERFORMANȚELE ȘI DIFICULTĂȚILE FOLOSIRII ÎNCLINOMETRIEI

Din numeroasele lucrări realizate în ultimii ani, la care colectivul ICIM a folosit înclinometria, se prezintă câteva exemple caracteristice de lucrări, selectate pe criteriul reprezentativității acestora pentru domeniul de folosire.

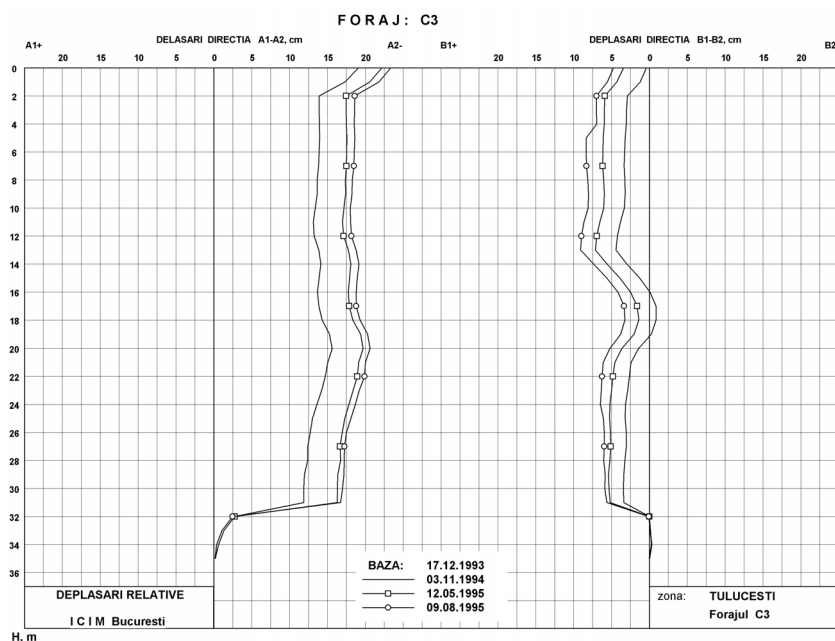


Figura 5. Diagramele înclinometrice pentru forajul C3 Tlucești

3.1. Studiul alunecărilor de teren

Un exemplu de folosire a înclinometriei în studiul alunecărilor de teren a fost menționat mai sus (cap. 2.3). În majoritatea cazurilor de alunecări de teren în versanți naturali, factorul declanșator al mișcărilor este reprezentat de regimul bogat al precipitațiilor, cu efecte directe asupra nivelurilor și curgerii apelor subterane. Urmărirea în paralel a mișcărilor de alunecare ale terenului și a nivelurilor piezometrice ale apelor subterane oferă proiectantului lucrărilor de consolidare informații utile în alegerea soluțiilor optime de drenare și/sau sprijin. Tubulatura înclinometrică din aliaje de aluminiu (fig. 1) nu este etanșă, rosturile de la mufe permițând circulația apei din teren în coloană și invers. Pentru cazuri speciale, coloana poate fi șlițuită pe 1,5–3,0 m lungime (1–2 tuburi), asigurându-se funcționarea ca piezometru. Această soluție de echipare înclinometrică a fost adoptată pentru studiul alunecărilor de teren ce afectează drumul național DN1, în zona km 334. S-au efectuat măsurători înclinometrice și ale nivelului piezometric un an de zile, respectiv în 2003, cu o frecvență lunară. Nivelul piezometric a variat între 0,80 și 2,60 m adâncime. Pentru nivele piezometrice superioare adâncimii de 2,00 m, s-au înregistrat deplasări de ordinul centimetrilor, deplasarea totală anuală fiind de 25 cm. Pentru nivelele piezometrice coborâte, sub 2 m adâncime, nu s-au înregistrat deplasări.

3.2. Baraje din materiale locale cu nucleu argilos central

Exemplul prezentat este barajul Poiana Mărului, baraj din materiale locale cu nucleu argilos central înclinat și prisme laterale din anrocamente, cu înălțimea maximă de 125 m. Proiectul barajului și cel de echipare cu aparatură pentru urmărirea comportării au fost realizate de ISPH.

Pentru urmărirea deformațiilor s-a prevăzut montarea în corpul barajului a mai multor coloane/dispozitive verticale de tasare (DVT) și coloane înclinometrice (CL), de asemenea verticale. Au fost stabilite mai multe secțiuni de măsură, în fiecare secțiune prevăzându-se 1 – 2 coloane înclinometrice și 2 – 4 coloane de tasare.

Coloanele înclinometrice montate în corpul barajului prezintă câteva particularități care le deosebesc fundamental de coloanele folosite la alunecări de teren. În cazul coloanelor din corpul barajului, montarea acestora s-a făcut în paralel cu execuția umpluturilor, pe măsura ridicării nivelului acestora. Pentru îmbinarea tuburilor înclinometrice s-au folosit mufe lungi de 60 cm, lăsând la montare un spațiu de cca 50 cm între capetele a două tuburi succesive și asigurând în acest mod posibilitatea deformării longitudinale a coloanei, în vederea preluării tasărilor corpului barajului. Coloanele au fost echipate cu reperi magnetici inelari fixați pe exteriorul tubației, ceea ce a permis urmărirea deformațiilor orizontale (înclinometric) și longitudinale/de tasare (magnetic). În figura 6 se prezintă diagramele deformațiilor de tasare ale corpului barajului Poiana Mărului în timpul construcției, mai exact după un an de la atingerea cotei finale (diagrama 1999) și post construcție, trei ani după atingerea cotei finale (diagrama 2001). Coloana înclinometrică de pe coronament, respectiv CL 9_1, are o lungime de 90 m. Lungimea maximă a coloanelor înclinometrice din corpul barajului este de 120 m. (CL 14_1). Se poate aprecia că, din punct de vedere al montării, coloanele înclinometrice s-au comportat satisfăcător, preluând deformații longitudinale mari (în secțiunea de măsură 9, figura 6, tasările maxime în timpul execuției au depășit 200 cm, după atingerea cotei finale înregistrându-se tasări anuale de 20 – 30 cm).

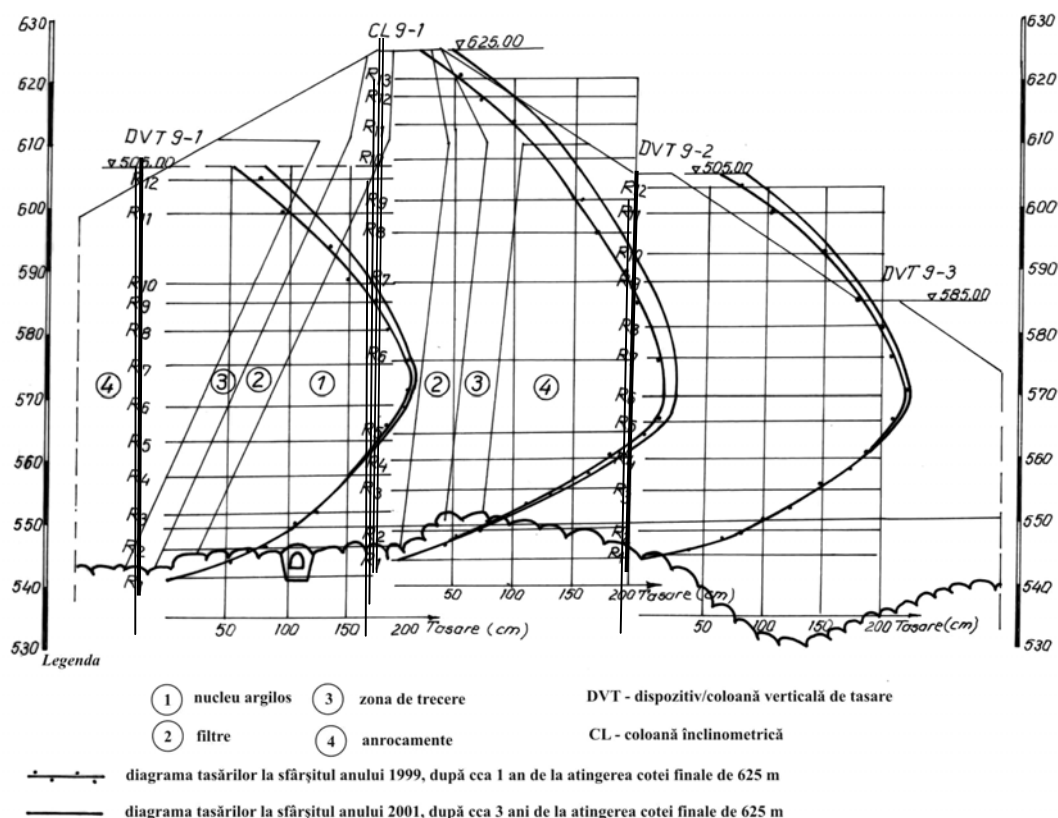


Figura 6. Deformațiile de tasare în corpul barajului Poiana Mărului în perioadele de construcție, până în anul 1999, și post construcție, 1999-2001. Profil de măsură 9

În figura 7 se prezintă diagramele înclinometrice de deformație orizontală post construcție în coloana CL 9_1. Deformațiile înregistrate sunt mici, de 2,5 cm spre aval și 4 cm spre malul stâng. Deformațiile înregistrate la nivelul coronamentului sunt apropiate de ecartul normal de eroare, acceptând o precizie a măsurătorilor de 0,2–0,4 mm/m.

Urmărirea înclinometrică a deformațiilor nu prezintă interes din punct de vedere al deplasărilor coronamentului, acestea măsurându-se mai rapid topometric. Înclinometria este utilă și de neînlocuit pentru depistarea unor eventuale deformații anormale în interiorul barajului; pe tronsoane de câțiva metri se pot sesiza deformații relative de câțiva milimetri.

Conform diagramei din figura 7, pe direcția A–A (amonte–aval), deformațiile au crescut uniform la partea inferioară a coloanei, înregistrându-se o deplasare cumulată de 25 mm pe sectorul de 30 m cuprins între 50–80 m adâncime. La partea superioară a coloanei, până la 50 m adâncime, nu s-au înregistrat deformații.

3.3. Baraje din anrocamente cu mască de etanșare

La câteva baraje înalte de anrocamente cu mască amonte de etanșare, s-a prevăzut montarea sub mască a unor

coloane înclinometrice pentru urmărirea în exploatare a deformațiilor măștii. În figura 8 este prezentată echiparea cu aparatură de urmărire a deformațiilor barajului Colibița, într-unul din cele patru profile de măsură prevăzute de proiectantul ISPH. Barajul Colibița are înălțimea maximă de 92 m, lungimea la coronament fiind de 251 m. Masca de etanșare de pe taluzul amonte este de beton asfaltic. Coloanele s-au montat sub mască, pe taluzul amonte, proiectat cu panta 1:1,7.

Măsurătorile înclinometrice se efectuează cu mari dificultăți, cauzate de lungimile mari și înclinarea tubulaturii. Pentru măsurători a fost necesară leștarea înclinometrului, prin aceasta asigurându-se coborârea senzorului în coloane și efectuarea măsurătorilor pe lungimi ale coloanelor de 80 – 130 m. Din cele 4 coloane montate, numai în două măsurătorile se fac pe lungimi apropiate de cele de la montare, una din acestea fiind cea din fig. 9, profilul 9 – 9. În această coloană măsurătorile s-au efectuat pe 129 m lungime. Comparativ cu situația de la montare, după 8 ani de exploatare, deplasarea maximă măsurată înclinometric la nivelul coronamentului a fost de 10 cm, orientată spre aval. Ca și în cazul barajului Poiana Mărului, menționat mai sus, determinarea înclinometrică a deplasărilor la nivelul coronamentului nu este nici precisă, nici economică.

Tabelul 1. Deformațiile măștii barajului Colibița. Coloana inclinometrică CL2

Cotă baraj	Deformația măsurată, mm	Înălțime baraj, m	Deformații mască, mm	Deformații specifice, mm/m
805	96,2	15	56,4	3,75
790	39,8			
750	21,5	40	18,3	0,45
740	0	10	21,5	2,15

Fără o verificare topometrică a deplasărilor pe coronament, valorile înregistrate inclinometric pot, în cel mai bun caz, furniza o informație calitativă. Pentru aprecieri cantitative, analiza rezultatelor măsurătorilor inclinometrice trebuie făcută pe tronsoane de 1÷10 m lungime, urmărind nu deformația măștii în ansamblu, ci

deformațiile locale lungime, urmărind nu deformația măștii în ansamblu, ci deformațiile locale.

Deformațiile măștii barajului Colibița în cca 8 ani de exploatare, grupate pe tronsoane reprezentative, sunt prezentate în tabelul 1.

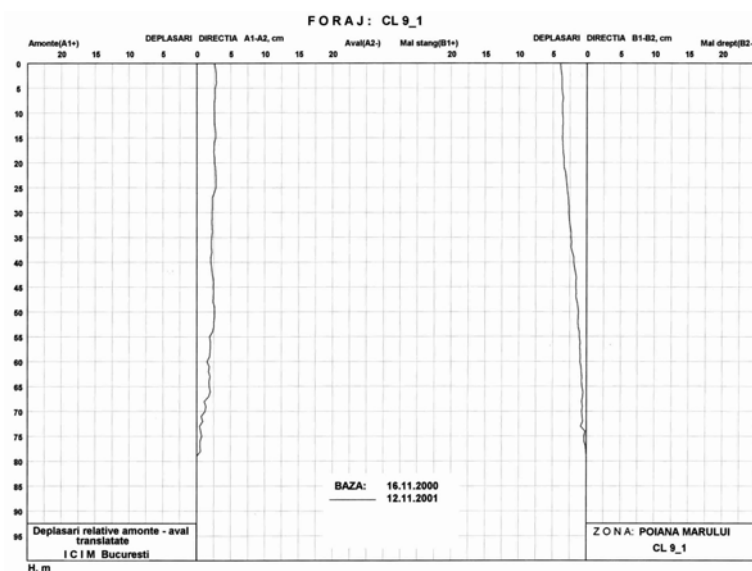


Figura 7. Diagrama inclinometrică coloana CL 9_1

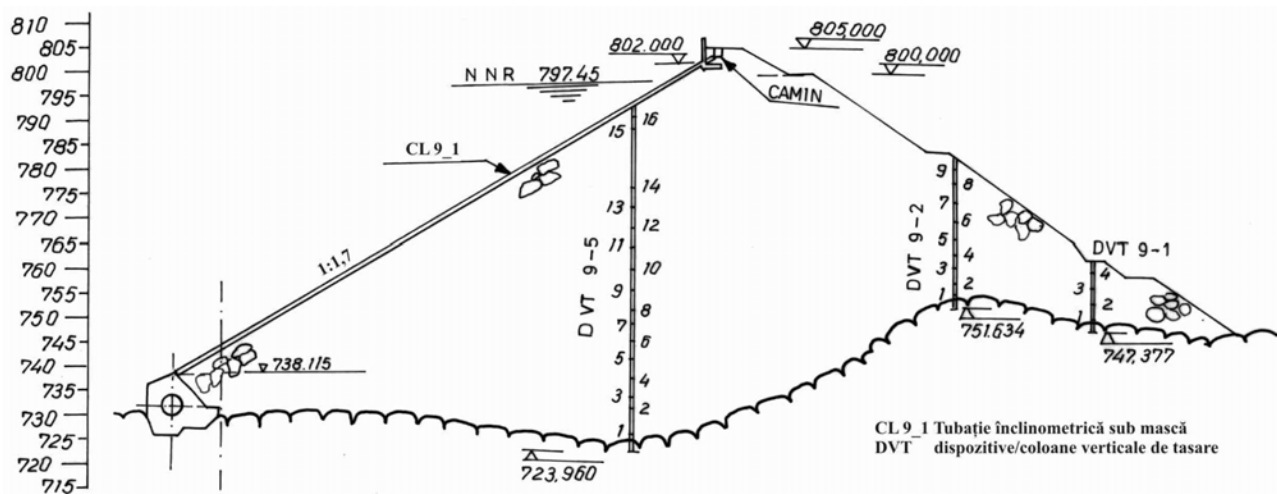


Figura 8. Profil transversal 9 – 9 de echipare cu aparatură de măsură a deformațiilor. Baraj Colibița

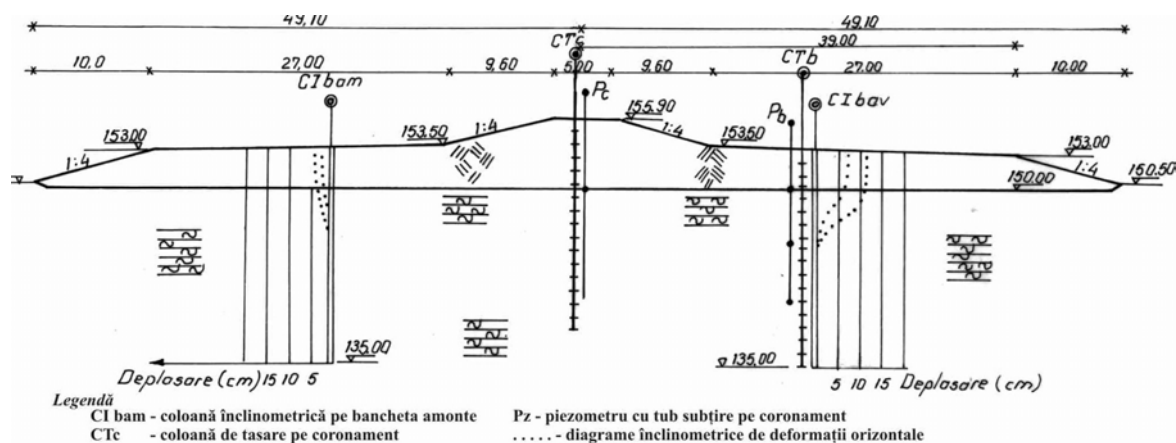


Figura 9. Echiparea barajului Ezer-Dorohoi cu aparatură de măsură a deformațiilor și presiunilor apei în pori

Se observă că pe zonele de la partea inferioară (10 m de la piciorul taluzului) și superioară (15 m sub nivelul coronamentului) s-au înregistrat deformațiile maxime, de 2,15 mm/m respectiv 3,75 mm/m. În zona mediană a barajului deformațiile au fost sensibil mai reduse, de 0,45 mm/m.

Măsurătorile efectuate la intervale de 1 an (2002-2003) nu au indicat deformații semnificative. Din analiza deformațiilor relative punctuale, diferențele înregistrate între 2 serii de măsurători efectuate în 2002 și 2003 au fost mai mici de 0,5 mm/m pentru 98% din valorile înregistrate. Se apreciază că măsurătorile înclinometrice sunt concludente pentru depistarea deformațiilor locale ale măștii.

3.4. Baraje/ramblee executate pe terenuri de fundație slabe

În figura 9 se prezintă profilul transversal și echiparea cu aparatură de măsură a deformațiilor și presiunii apei în pori pentru barajul Ezer, realizat din materiale locale. Într-un amplasament deosebit de dificil din punct de vedere al caracteristicilor terenului de fundație. Barajul este amplasat pe valea Jijiei, imediat amonte de orșul Dorohoi, are o înălțime de 6 m și o lungime de 750 m.

Terenul de fundare este alcătuit, până la adâncimi ce depășesc 25 m, din argile grase, măloase, de culoare neagră – cenușie, cu intercalații turboase, plastic moi – plastic consistente. Conținutul fracțiunii argiloase (sub 5 microni) este frecvent cuprins între 80 – 90%; indicele de plasticitate I_p are valori medii apropiate de 90%, cu valori maxime ce depășesc 200%. Valorile umidității naturale sunt frecvent cuprinse între 50% și 100%, indicele de consistență I_c se încadrează în intervalul 0,25 – 0,75, modulul de compresibilitate $M_{2,3}=15 - 70 \text{ daN/cm}^2$, o pondere importantă revenind valorilor mai mici de 30 daN/cm².

Inițial barajul a fost proiectat cu taluze amonte și aval de 1:4. În timpul execuției, la o înălțime a umpluturilor de

3,50 m, s-a produs prima cedare a construcției, sub forma unei alunecări a taluzului aval și a umpluturilor din spatele acestuia, pe o lungime de cca 75 m. Lucrările la baraj au fost reluate după doi ani dar la aceeași înălțime a umpluturilor de 3,5 m, cedarea în zona aval s-a repetat.

S-a modificat profilul barajului, rezultând o pantă medie a taluzelor de 1:8. Pentru evitarea unei noi cedări a lucrării, s-a prevăzut și realizat echiparea lucrării cu aparatură de urmărire a deformațiilor și presiunilor apei în pori.

Lucrarea s-a realizat la cota proiectată fără incidente. Tasările măsurate în dreptul coronamentului au fost mari, de 30–40 cm. Se apreciază că și deplasările orizontale ale banchetelor de 5–10 cm au fost, de asemenea, mari. Având în vedere că deformațiile laterale au fost de 3–5 ori mai mici decât tasările, s-a apreciat că stabilitatea lucrării este asigurată. Barajul este în exploatare de 7 ani, comportarea construcției fiind corespunzătoare.

Măsurătorile înclinometrice, deși utile pentru aprecierea stabilității, au indicat inițial deformații mari pe toată adâncimea, deformații neconforme cu rezultatele calculului de stabilitate. Aceste rezultate eronate au fost explicate prin deformațiile proprii ale coloanelor, de tipul flambajului barelor comprimate. Folosirea înclinometriei în terenuri slabe, în acest caz argile plastic moi–plastic consistente, trebuie adoptată cu prudență și cu măsuri speciale la echipare (mufe lungi conform figurii 4, asigurarea încastrării capetelor coloanelor în pământuri mai puțin deformabile).

3.5. Construcții subterane

Ca exemplu de caz pentru folosirea înclinometriei la construcții subterane se prezintă urmărirea deformațiilor pereților mulați ai infrastructurii clădirii de birouri din Piața Charles de Gaulle din București.

Conturul pereților mulați și poziția coloanelor înclinometrice sunt prezentate în figura 10. Adâncimea pereților mulați este de 25 m, săpătura în interiorul

incintei pentru cele cinci nivele de subsol ale clădirii este de cca 16 m adâncime.

În cazul măsurătorilor de deformare ale pereților murați s-au adoptat măsurile necesare în vederea asigurării unei precizii cât mai ridicate a măsurătorilor și cuantificării erorilor. Condiția de precizie impusă din start a fost de 0,1 mm/m, ceea ce corespunde, pentru adâncimi de 25 m, la erori acceptate la suprafața terenului de maxim $\pm 2,5$ mm.

Măsurile adoptate pentru asigurarea parametrilor de precizie impuși au cuprins toate etapele urmăririi deformațiilor, respectiv echiparea înclinometrică, efectuarea măsurătorilor, prelucrarea și prezentarea rezultatelor.

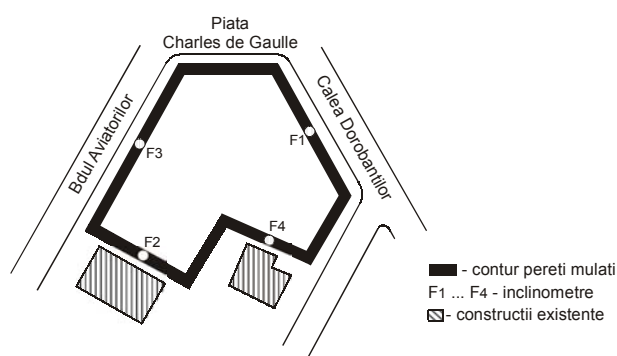


Figura 10. Amplasamentul clădirii din piața Charles de Gaulle

În perioada de echipare, s-au adoptat soluții speciale de etanșare (dop de fund, manșoane de cauciuc, coliere metalice etc.). Pentru reducerea numărului de îmbinări s-au folosit tuburi de 3-4 m lungime, acceptând dificultățile de transport și de echipare. Coloanele înclinometrice au fost montate cu canelurile orientate, două câte două, în planul peretelui și într-un plan perpendicular. Măsurătorile s-au efectuat în acest al doilea plan,

perpendicular pe perete, asigurându-se astfel precizia maximă a măsurătorilor deformațiilor spre incintă respectiv spre exteriorul acesteia.

Pe toată durata măsurătorilor s-au adoptat, de asemenea, măsuri severe pentru asigurarea preciziei impuse. S-au efectuat în total 12 serii complete de măsurători, cea de bază (seria "0") și măsurătorile curente I...XI; perioada măsurătorilor a fost de aproximativ un an (aprilie 2003 – martie 2004). În această perioadă nu s-au schimbat operatorii, asigurându-se continuitatea activității, cu efecte favorabile asupra acurateții măsurătorilor. S-a adoptat pasul de măsură de 0,50 m, punctele de măsură fiind riguros aceleași pe toată durata de urmărire; măsurătorile s-au efectuat numai în planul A1-A2, perpendicular pe perete, plan în care erorile sunt minime. Cea mai importantă măsură de reducere a erorilor a constat în triplarea numărului de măsurători, respectiv pentru fiecare serie de măsurători și fiecare coloană s-au efectuat 3 tranșe complete de măsurători pe toată adâncimea coloanei, cu lansarea senzorului de 6 ori, de 3 ori pe o direcție și de 3 ori pe o direcție rotită cu 180°. În acest fel, pentru fiecare punct de măsură și pentru fiecare serie s-a dispus de 6 valori citite la puntea indicatoare, valori ce au fost analizate individual și mediate.

Pentru primele serii de măsurători, cele trei tranșe din cadrul fiecărei serii s-au prelucrat individual și prin mediere, rezultând trei diagrame înclinometrice de deplasare individuale și o diagramă medie. S-au calculat diferențele între diagramele individuale și cea medie. Diferențele la suprafața terenului și cele maxime pe adâncimea coloanelor sunt centralizate în tabelul 2. Se observă că diferența maximă a fost de 0,8 mm, majoritatea fiind mai mici de 0,5 mm. S-au calculat și abaterile medii pătratice, care nu au depășit 0,5 mm. Se poate aprecia că erorile de măsură a deformațiilor au fost mai mici de ± 1 mm pe toată adâncimea coloanelor și eroarea specifică mai mică de $\pm 0,1$ mm/m.

Tabelul 2. Deviațiile diagramelor înclinometrice de deplasare în cazul repetării măsurătorilor

Nr. coloană înclinometrică	Deviații spre interiorul (-) / exteriorul (+) incintei (mm)					
	Tranșa 1		Tranșa 2		Tranșa 3	
	Suprafață	Maximă	Suprafață	Maximă	Suprafață	Maximă
F1	-0,5/0,1	-0,5/-0,2	-0,1/0,1	-0,2/0,3	0,7/-0,2	0,7/-0,3
F2	-0,6/-0,1	-0,6/-0,3	0,4/0,0	0,4/0,4	0,3/0,0	0,3/-0,2
F3	-0,2/-0,1	-0,3/-0,2	-0,5/0,5	-0,5/0,5	0,7/-0,4	0,8/-0,4
F4	-0,3/-0,1	-0,3/0,3	0,3/0,2	0,3/-0,3	-0,1/-0,1	0,1/0,1

Notă:

- 1) "-" corespunde deviațiilor spre incintă;
- 2) "+" corespunde deviațiilor spre exteriorul incintei;
- 3) Valorile de la numărător corespund seriei "0" de măsurători, cele de la număr seriei I

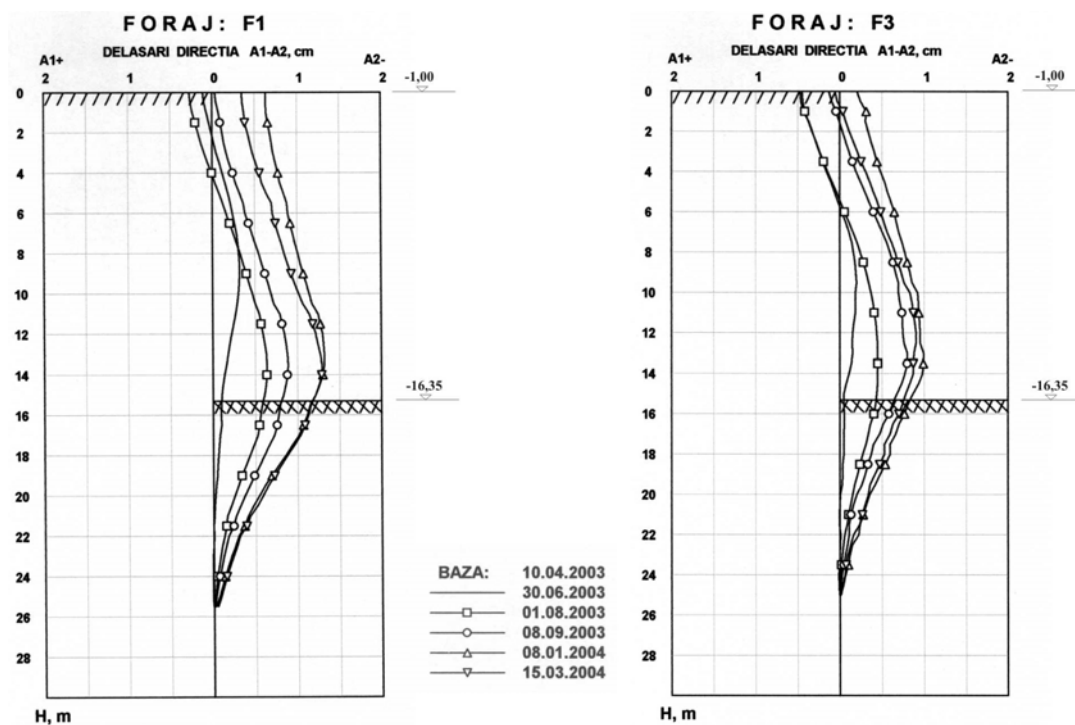


Figura 11. Diagramele înclinometrice ale deplasărilor orizontale

În figura 11 se prezintă diagramele de deformare ale coloanelor F1 și F3, în aceste coloane înregistrându-se deplasările maxime, respectiv minime. Se observă că diagramele și evoluția deformațiilor sunt similare.

Din analiza diagramelor din figura 11 se pot formula unele aprecieri cantitative privind deformațiile orizontale ale pereților mullați. Astfel, se constată:

- În prima perioadă a execuției (săpături până la cota -8,75 m, respectiv subsolul 3) nu s-au manifestat deformații semnificative. Valorile de max. 3 mm înregistrate, spre interiorul sau exteriorul incintei, pot fi rezultatul deformațiilor atât din împingerea pământului cât și din variațiile de temperatură;
- Pentru excavații sub cota -8,75, începând cu seria a V-a de măsurători, deformațiile în adâncime sunt numai spre incintă, în sensul împingerii pământului. Adâncimea la care se manifestă deformația maximă crește pe măsura avansării săpăturilor, de la 6,00-8,50 m până la 12,00-14,00 m în final;
- Deformațiile maxime au fost de 10,0-13,2 mm;
- Deplasările pereților la suprafața terenului au fost reduse, sub 5 mm; s-au produs atât spre interior cât și spre exterior, în final fiind numai spre interior.

Aprecierile de mai sus sunt rezultatul analizei diagramelor înclinometrice de deplasare. Aceste diagrame se raportează la baza coloanelor, presupusă fixă. Această ipoteză a fost verificată prin măsurători topogeodezice de precizie pe capul superior al coloanelor. Trebuie menționat că, deși măsurătorile inclinometrice și cele topogeodezice s-au efectuat concomitent, corelarea

rezultatelor a fost dificilă din cauza erorilor semnificativ mai mari, depășind în unele cazuri 10 mm, ale măsurătorilor topogeodezice. Eliminând unele rezultate topogeodezice evident eronate, s-a putut concluziona că, în cel puțin două din cele patru coloane înclinometrice, respectiv în F3 și F4, baza tubulaturilor nu a suferit deplasări. În celelalte două tubulaturi, respectiv F1 și F2, este posibil ca baza coloanelor să se fi deplasat spre incintă, această deplasare nedepășind 3–5 mm. Acceptând această deplasare suplimentară a pereților mullați pe toată adâncimea, deplasarea maximă a acestora poate fi de cel mult 16–18 mm.

4. CONCLUZII

Experiența colectivului ICIM de folosire a înclinometriei este favorabilă, datele furnizate asigurând informații certe privind dinamica alunecărilor de teren, stabilitatea taluzelor rambleelor și debleelor, comportarea construcțiilor de retenție a apei și a celor subterane.

Mai multe colective din țară sunt dotate cu aparatură înclinometrică performantă, procurată de la firme de specialitate din străinătate. Tubulatura înclinometrică este asimilată și se fabrică în țară. Tubulatura este de calitate corespunzătoare și asigură obținerea performanțelor de precizie a măsurătorilor la parametrii indicați în specificațiile tehnice ale aparaturii înclinometrice. Pentru coloane montate vertical sau aproape vertical se poate asigura o precizie de măsură a deformațiilor de 0,1 mm/m, ecartul maxim de eroare pentru tubulaturi de 25 m lungime fiind de $\pm 2,5$ mm. În cazul exemplului

prezentat în cap. 3.5, al incintei de pereți mulați, prin echiparea corespunzătoare și efectuarea mai multor serii de măsurători, se apreciază că erorile maxime nu au depășit 1 mm. Pentru tubulaturi înclinate față de verticală, erorile de măsură pot fi de 0,2 – 0,3 mm/m sau chiar mai mult, pentru înclinări ce depășesc 3–5°.

Ca performanțe ale echipării inclinometrice, colectivul ICIM a echipat foraje cu adâncimi apropiate de 100 m și a montat tubulaturi în baraje, pe măsura ridicării nivelului umpluturilor, sau sub mască, cu lungimi ce depășesc 120 m.

Coloanele inclinometrice au fost folosite, pe lângă măsurarea deformațiilor orizontale, și pentru măsurarea deformațiilor longitudinale de tasare, precum și ca piezometre. Avantajul principal al inclinometriei constă în posibilitatea urmăririi cu precizie a deformațiilor în interiorul tubulaturii, respectiv în interiorul masivelor de pământ și anrocamente, pereților mulați, piloților și coloanelor.

Dificultățile principale legate de folirea inclinometriei se referă la asigurarea protecției în timp a tubulaturii. În cazul montării tubulaturii în corpul barajelor în timpul execuției, în condițiile de circulație intensă a utilajelor, asigurarea integrității tubulaturilor este deosebit de dificilă, un procent de 25–50% al pierderilor fiind, în general, acceptat.

BIBLIOGRAFIE

Borșaru I., Buf N. & Dumitrescu F. *The results of the inclinometric measurements performed for the study of the landslide that affects the Galați-Tulucești railway*, Proc. 10th Danube-European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mamaia, september 1995, pp 41-48, 1995.

Marcu A., Popa H., Borșaru I. & Dumitrescu F. *Calcul și măsurători de deformații și de deplasări la o incintă adâncă din pereți mulați și la construcțiile învecinate*, A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, București, septembrie 2004.

USE OF INCLINOMETRIC METHOD FOR THE SUPERVISION OF THE CONSTRUCTION BEHAVIOUR AND LANDSLIDE INVESTIGATIONS. CASE EXAMPLES, PERFORMANCES, DIFFICULTIES

Synopsis

Examples of works are presented for the use of inclinometer method to provide data for the projects of landslides control and for activities of monitoring the behaviour of underground works. Examples are listed according to their characteristic features for the domain of use, selecting an example for the study of the landslides, for supervising the behaviour of earth dams with clayey core, with upstream mask or with weak foundation; another chapter presents the monitoring of the diaphragm walls. There are shown the performances for accuracy and inclinometrical equipment. In favourable situations there can be taken into account errors for individual measurements of 0.1 mm/m and global ones of maximum ± 2.5 mm for columns of 25-30 m length. Inclinometer columns were equipped and measured in boreholes with a maximum depth of 80 m or in dams body with lengths of over 120 m. In diaphragm walls, the depth of inclinometer columns was of 25 m and the errors of measurement were less than 2.5 mm at the upper end of the columns.

UTILISATION DE METHODE INCLINOMETRIQUE POUR SURVEILLER LE COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS ET L'ETUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN. EXEMPLES DE CAS, PERFORMANCES, DIFFICULTES

Résumé

On présente quelques exemples d'application qui ont permis d'informations certes pour la solution des problèmes de glissement de terrain et pour l'observation du comportement des ouvrages souterrains. On a choisi des exemples suivant le domaine d'utilisation : l'étude des glissements de terrain ; l'observation des ouvrages souterrains en matériaux locaux au nuclé argileux au masque amont ou sur des terrains mous ; la déformation des parois moulées. On présente les performances concernant la précision des mesures et d'équipement inclinométrique. En situations favorables les erreurs des mesures ne dépassent ponctuellement 0,1 mm/m et globalement $\pm 2,5$ mm pour des colonnes de 25-30 m en longueur. On a réalisé des forages inclinométriques jusqu'à une profondeur de 80 m ou, dans le corps de barrages de plus de 120 m, Dans les parois moulées la profondeur de colonnes inclinométriques a atteint 25 m et les erreurs à la tête de colonnes ont été inférieures à 2,5 mm.

Noi reglementări tehnice

GHID PRIVIND CERINȚELE DE PROIECTARE ȘI EXECUȚIE A EXCAVAȚIILOR ADÂNCI ÎN ZONELE URBANE - INDICATIV GP - 098 - 04

Cu ordinul nr. 799 din 28 aprilie 2004, Ministrul Transporturilor, Construcțiilor și Turismului a aprobat reglementarea tehnică "Ghid privind cerințele de proiectare și execuție a excavațiilor adânci în zonele urbane" - indicativ GP - 098 - 04.

Ghidul GP-098-04 a fost elaborat de Institutul de Proiectări pentru Transporturi Auto, Navale și Aeriene (IPTANA) în colaborare cu Centrul de Inginerie Geotehnică din Universitatea Tehnică de Construcții București (CIG - UTCB).

Colectivul de elaborare a fost alcătuit din prof.dr.ing. Iacint Manoliu (CIG - UTCB) și prof.dr.ing. Romeo Ciortan, ing. Constantin Simescu, ing. Jana Gheorghe (IPTANA).

Oportunitatea elaborării unui asemenea ghid este evidentă. În condițiile în care terenurile de construcție din zonele urbane, îndeosebi din partea centrală a localităților, devin din ce în ce mai rare și din ce în ce mai scumpe, tendința investitorilor este de a dezvolta clădirile nu numai deasupra terenului ci și sub nivelul acestuia, prin mai multe subsoluri, destinate, de regulă, parcarilor autoturismelor. Excavațiile adânci devin, ca atare, inevitabile, iar amplasarea lor în imediata vecinătate a unor construcții existente sporește considerabil dificultățile de execuție a incintelor și reclamă măsuri speciale de protecție a tuturor obiectivelor aflate în zona de influență. O serie de accidente petrecute în ultimii ani la realizarea unor incinte adânci au arătat că particularitățile acestor categorii de lucrări și exigențele care rezultă pentru proiectare și execuție, nu sunt în toate cazurile recunoscute din timp și luate în considerare.

În capitolul 1 al Ghidului, *Generalități*, se precizează că "prin excavații adânci se înțeleg excavațiile cu adâncimi mai mari de 6 m, măsurate de la suprafața terenului". Numeroase prevederi ale Ghidului sunt, desigur, valabile și pentru incinte de mai mică înălțime sau pentru cele realizate în zone construite situate în afara localităților urbane.

În același capitol se arată că Ghidul se adresează investitorilor, beneficiarilor lucrărilor de construcții, precum și proiectanților, verficatorilor de proiecte, executanților, specialiștilor angrenați în activitatea de inspecție și control al calității în construcții, specialiștilor din societățile de asigurare, practic tuturor factorilor implicați în realizarea unei investiții.

SURSE DE RISC ASOCIATE CU REALIZAREA EXCAVAȚIILOR ADÂNCI ÎN ZONE URBANE

Capitolul 2 al ghidului, cu titlul de mai sus, este deosebit de important întrucât introduce pentru prima oară într-o prescripție românească din domeniul ingineriei geotehnice noțiunea de "surse de risc", de care trebuie să se țină seama la proiectarea și execuția excavațiilor adânci în zone urbane, pentru ca eventualele costuri suplimentare să fie minime.

Prin "surse de risc" se înțeleg factorii care generează riscul și care pot conduce la eventuale execuții defectuoase ale incintelor ce pot afecta construcțiile învecinate. În urma evaluării surselor de risc, pentru minimizarea acestora pot apărea unele cheltuieli suplimentare la realizarea incintei excavate, pe care investitorul este obligat să le suporte, precum și alte cheltuieli care revin executantului.

Ghidul trece în revistă principalele surse de risc asociate cu realizarea excavațiilor adânci în zone urbane:

— surse de risc generate de poziția amplasamentului excavației adânci în planul de urbanism.

Amplasamentele situate în zone construite se disting prin cel puțin una din următoarele particularități:

- prezența în apropiere a unor construcții;
- prezența pe amplasament sau în imediata vecinătate a unor rețele subterane (apă, canal, gaze, termoficare, electricitate etc);
- proximitatea căilor și mijloacelor de transport urban;
- prezența în vecinătate a unor supraîncălcări.

În cazul amplasamentelor situate în zone libere de construcții, particularitatea "a" lipsește, dar particularitățile "b", "c" și "d" pot fi întâlnite.

În ghid de arată că toate aceste particularități reprezintă, prin ele înșile, surse de risc în cazul unei excavații adânci, care pot antrena consecințe nefavorabile fie asupra construcțiilor și utilităților din vecinătatea amplasamentului, fie asupra diferitelor lucrări care concură la realizarea excavației.

— surse de risc generate de caracteristicile geometrice ale excavației adânci

Un contur neregulat și dimensiuni mari în plan ale excavației sporesc complexitatea sistemului de susțineri interioare. Pe măsura creșterii adâncimii de excavare, la 10 m, 15 m, 20 m sau mai mult, cresc nu numai dificultățile de realizare a lucrării dar și riscurile pentru lucrarea în sine sau pentru vecinătăți.

— surse de risc generate de terenul de fundare de pe amplasamentul excavației adânci

Ghidul menționează în primul rând sursele de risc pe care le numește *intrinseci*, generate de particularități geotehnice sau hidrogeologice ale amplasamentului, dând unele exemple.

Mai există, însă, în acest caz și o a doua grupă de surse de risc, pe care adesea beneficiarii și proiectanții o ignoră, rezultând din faptul că cercetarea terenului de fundare se bazează pe un număr limitat de foraje, sondaje deschise și/ sau probe de penetrare, precum și pe încercarea în laborator a unui număr relativ redus de probe. Există, astfel, riscul de nu fi puse în evidență particularități ale stratificației cu mare relevanță pentru proiectarea și execuția excavației, sau de a nu se obține parametrii geotehnici reprezentativi ai diferitelor straturi.

— surse de risc care pot să apară la proiectarea excavației adânci

Sursele de risc din această categorie, alături de cele generate de terenul de fundare, determină de fapt, în cea mai mare măsură, *diferența specifică dintre proiectarea structurală și proiectarea geotehnică*.

După cum se arată în Ghid, chiar când condițiile de teren sunt bine cunoscute iar proiectarea este încredințată unor specialiști care utilizează metode acceptate în practica de proiectare curentă, trebuie recunoscut că precizia calculelor geotehnice este limitată, ceea ce impune adoptarea unei strategii de proiectare care să elimine această sursă de risc.

– **surse de risc care pot să apară la execuția excavației adânci**

Fiecare din componentele realizării unei incinte adânci aduce, prin tehnologia și materialele utilizate, propriile surse de risc. La acestea se adaugă, după cum arată Ghidul, sursele de risc pe care le reprezintă constructorii lipsiți de experiența unor lucrări în condiții de teren asemănătoare sau constructori fără o dotare adecvată cerințelor lucrării.

DOUĂ CONCEPTE RELEVANTE: ZONA DE INFLUENȚĂ ȘI CATEGORIA GEOTEHNICĂ

Capitolul 3 și 4 ale Ghidului se referă la *zona de influență* a excavației adânci și, respectiv, *categoria geotehnică* de încadrare a lucrării.

Pentru *zona de influență* se recurge la definiția din "Normativul privind principiile, exigențele și metodele cercetării geotehnice a terenului de fundare" (NP 074/2002): "**volumul din teren în care se resimte influența construcției respective sau în care pot avea loc fenomene care să influențeze acea construcție**". Revine proiectantului excavației adânci să stabilească zona de influență a excavației, ținând seama de soluția aleasă și de toate etapele de excavație ale lucrării.

Cât privește *categoria geotehnică*, concept introdus în țara noastră prin "Ghidul privind modul de întocmire și verificare a documentațiilor geotehnice pentru construcții", GT 035/2003 (prezentat în nr.1 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații), Ghidul GP-098-04 arată că o excavație adâncă va fi încadrată, de regulă, la *categoria geotehnică 3*.

UN PROCES CARE COMPORTĂ 12 ETAPE SAU CHIAR MAI MULTE

Faptul că excavațiile adânci reprezintă lucrări cu caracter special reiese cu pregnanță din capitolul 5 în care sunt enumerate principalele etape ale realizării acestor lucrări, în număr de 12, începând cu obținerea de informații cât mai complete asupra amplasamentului și vecinătăților și încheind cu execuția, concomitent cu monitorizarea lucrării și a vecinătăților. Datele din monitorizare pot impune, însă, reluarea procesului prin modificarea soluției tehnice și a procedeele de execuție.

Dintre cele 12 etape, 4 se referă nemijlocit la proiectare și anume: *proiectarea excavației; proiectarea lucrării de epuismen; evaluarea deplasărilor terenului cauzate de excavație și de coborârea nivelului apei subterane; compararea deplasărilor calculate cu deplasările admisibile*.

Cele 4 etape pot fi, însă, reluate până când deplasările calculate devin mai mici decât cele admisibile.

UN SISTEM COMPLEX DE INFORMAȚII PRIVITOARE LA AMPLASAMENT ȘI LA VECINĂȚĂȚI

În capitolul 6 se precizează că datele privitoare la terenul de fundare se vor obține pe baza cercetării terenului întreprinsă în conformitate cu normativul NP 074/2002 și se vor sintetiza în mod obligatoriu într-un *studiu geotehnic*, a cărui verificare trebuie încredințată, potrivit prevederilor din GT 035/2002, unui *verificator de proiecte atestat în domeniul A_f*.

Capitolul 7 definește informațiile meteo-climatic de cules pentru zona în care se situează amplasamentul, pe baza cărora se vor stabili măsurile necesare pe perioada de execuție a lucrărilor, astfel încât să se evite inundarea incintei la ploi intense.

În capitolul 8 sunt enumerate alte date privitoare la amplasament și vecinătăți, a căror colectare revine proiectantului, la solicitarea beneficiarului, și care se cer materializate, prin rapoarte tehnice. Aceste date sunt:

- *date generale despre amplasament*: folosințe anterioare, eventuala existență în trecut a unor exploatare de zăcămint subterane, existența pe amplasament sau în apropiere a unei zone protejate inclusă pe lista monumentelor, ansamblurilor și siturilor istorice
- *date privitoare la construcțiile învecinate*: vechime, tipul structural, sistemul de fundare, starea tehnică, inundabilitatea
- *date privitoare la mijloacele de transport din zonă*
- *date privitoare la rețelele de utilități*
- *date privitoare la supraîncărcări* pe durata execuției excavației precum și pe durata în care incinta excavată rămâne deschisă.

ETAPE PREMERGĂTOARE PROIECTĂRII PROPRIU-ZISE A EXCAVAȚIEI ADÂNCI

Următoarele trei capitole (9, 10 și 11) au drept obiect etape premergătoare proiectării propriu-zise excavației adânci.

– **Alegerea dimensiunilor în plan și adâncimii excavației**

Sunt de menționat două recomandări:

- distanțarea limitelor excavației față de clădirile învecinate pentru a se reduce riscurile pe care executarea excavației le poate aduce acestor clădiri;
- limitarea numărului de niveluri subterane pentru reducerea dificultăților și riscurilor asociate cu lucrările la care cota finală de excavare se găsește sub nivelul apei subterane

– **Alegerea soluției de excavare**

În situațiile în care între limitele în plan ale viitoarei construcții și conturul amplasamentului rămâne o zonă de teren suficient de mare, se poate avea în vedere o săpătură taluzată (taluz natural sau pământ ranforsat). Dacă spațiul nu permite, excavațiile vor fi sprijinite folosind elemente prefabricate (dulapi, filate, palplanșe, profile metalice etc) sau pereți îngropați din beton armat (pereți din elemente fabricate, pereți mulați, pereți din piloți forajați).

Pereții verticali trebuie susținuți pe măsura excavării, operațiune care se poate face în interiorul incintei excavate sau prin ancoraje. Prima soluție este cea mai indicată, deoarece comportă riscuri mai mici, dar are dezavantajul că aglomerează incinta cu șpraițuri, ceea ce îngreunează excavarea și, în general, activitățile de construcție asociate lucrării. O alternativă o constituie susținerea prin planșee de beton armat care se execută de sus în jos, indicată când se impun limitări severe ale deplasărilor pereților incintei, ca urmare a existenței unor clădiri în apropiere. Cea de a doua soluție, implicând folosirea de ancoraje în teren, depinde de numeroși factori și prezintă numeroase surse de risc, în special în cazul unui nivel ridicat al apei subterane, al prezenței unor pământuri ușor antrenabile de apa în mișcare, al unei adâncimi mari de excavare, al unor clădiri și utilități în apropiere.

– **Alegerea soluției de epuismen**

Prezența apei subterane pe amplasamentul excavației adânci reprezintă un factor care aduce numeroase surse de risc, de care trebuie să se țină seama la proiectarea și execuția lucrării.

În Ghid sunt prezentate succint principalele metode prin care se asigură îndepărtarea apei subterane din excavațiile adânci; evidențiindu-se avantajele și dezavantajele fiecăreia precum și factorii de care depinde alegerea metodei celei mai eficiente:

- *pomparea directă a apei* care pătrunde prin pereții și fundul excavației;

- *coborârea generală a nivelului apei subterane*, prin filtre aciculare sau puțuri - filtre, realizată înainte de excavare;
- *realizarea unor bariere etanșe*, care să împiedice apa subterană să pătrundă în excavație

Ghidul prevede necesitatea întocmirii unui **Proiect de epuismențe**, în cazul în care nivelul apei subterane este situat deasupra cotei inferioare a săpăturii.

LUCRĂRI NECESARE ÎN CAZUL EXISTENȚEI UNOR CLĂDIRI ÎN ZONA DE INFLUENȚĂ A EXCAVAȚIEI ADÂNCI

Aceste lucrări formează obiectul capitolelor 12 și 13.

În capitolul 12 din Ghid se prevede obligația proprietarului construcției pentru care se realizează excavația adâncă de a dispune și suporta efectuarea de observații sau expertize tehnice pentru toate clădirile situate în zona de influență a excavației. Se cere, totodată, ca verificările de rezistență și stabilitate ale clădirii existente, efectuate în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare, să ia în considerare atât încărcările clădirii existente cât și acțiunile provenind de la diferitele faze de execuție ale excavației pentru noua construcție, în funcție de tehnologiile adoptate.

Capitolul 13 evidențiază cerința de evaluare și limitare a deplasărilor terenului, impusă de prezența în imediata vecinătate a unor clădiri și utilități, care reprezintă regula și nu excepția. Sunt enumerați principalii factori care trebuie avuți în vedere la evaluarea mișcărilor pe verticală și pe orizontală ale terenului în jurul excavației și sub excavație, precum și măsurile care se pot adopta pentru reducerea la minimum a acestor mișcări.

PROIECTAREA PROPRIU-ZISĂ A EXCAVAȚIEI ADÂNCI

Ghidul nu se substituie sub nici o formă prescripțiilor tehnice privitoare la diferite tipuri de excavații, dar cere ca la aplicarea acestora să se aibe în vedere condițiile rezultând din specificul lucrărilor în zone urbane. Două din aceste condiții specifice sunt relevante în capitolul 14:

- cazul în care realizarea excavației este însoțită de variații ale nivelului apei subterane în cuprinsul terenului de fundare al construcțiilor existente în vecinătate, când devine obligatorie efectuarea unui calcul al tasărilor produse de coborârea nivelului apei subterane și compararea acestora cu tasările admisibile pentru construcția existentă; dacă tasările astfel estimate sunt inacceptabile, se va stabili prin proiect menținerea nivelului apei subterane sub construcția existentă la cota inițială.

- evitarea pe cât posibil a ancorajelor la excavațiile verticale adânci sprijinite realizate în zone urbane, atunci când în zona de influență a excavației se află clădiri iar nivelul apei subterane este situat deasupra ancorajelor; dacă, totuși, se utilizează susținerea pereților prin ancoraje, este obligatorie estimarea prin proiect a efectelor pe care realizarea ancorajelor le poate avea asupra acestor clădiri (de exemplu tasări în faza de forare, ridicări în faza de injectare a suspensiei sau mortarului), sau asupra nivelului apei subterane cu implicații asupra tasărilor terenului.

EXECUȚIA EXCAVAȚIEI ADÂNCI

Ca și în cazul proiectării, Ghidul stipulează că la execuția excavației adânci trebuie respectate toate normele tehnice în vigoare privitoare la lucrările prevăzute în proiect. Capitolul 15 cuprinde și câteva prevederi specifice, care țin de domeniul evidenței și bunului simț, încât s-ar putea întreba cineva de ce ar mai fi nevoie să fie menționate în prescripție. Ei bine, practica din ultimii ani de la noi a dovedit că aceste prevederi sunt în mod sistematic ignorate. Iată prevederile în cauză:

- *Se interzice atacarea lucrărilor aferente excavației adânci înainte de stabilirea de către beneficiar a antreprenorului general al construcției, care poartă răspunderea realizării construcției la termen și în condiții de calitate corespunzătoare. Antreprenorul general poate încredința lucrările aferente execuției excavației uneia sau mai multor antreprize de specialitate. Este necesar ca antreprizele care sunt angajate în aceste lucrări să demonstreze că posedă experiența unor lucrări de același tip în condiții de teren similare.*
- **Responsabilul tehnic cu execuția desemnat de antreprenorul general trebuie să fie selectat dintre inginerii atestați pentru domeniul "Lucrări speciale de fundații".**
- *Antreprenorul general va urmări atât corelarea între fazele componente ale excavației cât și corelarea strânsă între lucrările de excavație și lucrările de construcții ce urmează a se executa în interiorul incintei excavate. Intervalele mari de timp între terminarea excavației și atacarea lucrărilor de construcții (de exemplu armarea și betonarea radierului) reprezintă o sursă majoră de risc atât pentru excavație cât și pentru construcțiile învecinate.*

OBLIGATIVITATEA UNOR PROIECTE DE MONITORIZARE

Capitolele 16, 17, 18 au în comun cuvântul-cheie *monitorizare*.

Ghidul prevede obligativitatea întocmirii unui proiect de monitorizare a excavațiilor adânci în zone urbane, cuprinzând măsurători topometrice și piezometrice.

Este obligatorie și întocmirea unui proiect de monitorizare a construcțiilor aflate în zona de influență a excavației adânci.

Se cere de asemenea corelarea activităților prevăzute în cele două proiecte de monitorizare, astfel încât programele de efectuare a măsurătorilor să fie comune, atât în perioada de execuție a lucrărilor cât și după finalizarea acestora.

Dacă beneficiarul consideră util, poate să apeleze la serviciile unui *expert autorizat* A_f pe întreg parcursul lucrării, de la fazele preliminare de proiectare până la finalizarea execuției.

CONȚINUTUL CADRU AL DOCUMENTAȚIEI PENTRU REALIZAREA INCINTELOR ADÂNCI

În ultimul capitol al ghidului se precizează care trebuie să fie conținutul cadru al documentației întocmite pentru realizarea incintelor adânci la nivel de Studiu de fezabilitate, Proiect tehnic și Detalii de execuție.

CONCLUZII

Ghidul GP 098-04 poate fi considerat o adevărată premieră în sistemul românesc de prescripții din domeniul ingineriei geotehnice. În mod obișnuit, aceste prescripții se adresează, cu precădere, fie proiectanților, fie executanților, fie ambelor categorii de specialiști. De data aceasta, lista potențialilor utilizatori începe cu investitorii și beneficiarii, evidențiind răspunderile care le revin, alături de ceilalți factori implicați, pentru reducerea în limite acceptabile a riscurilor importante asociate de cele mai multe ori cu realizarea excavațiilor adânci în zone urbane.

Prof. dr. ing. Romeo CIORTAN

LA ZI ÎN MATERIE DE STANDARDE EUROPENE ÎN INGINERIA GEOTEHNICĂ

În rubrica *Noi reglementări tehnice* inaugurată odată cu primul număr al Revistei Române de Geotehnică și Fundații, se urmărește prezentarea într-o formă mai extinsă sau mai concisă a unor reglementări tehnice elaborate în țară sub egida Comitetului Tehnic de Specialitate S6 *Inginerie geotehnică, fundații și alunecări de teren* din cadrul MTCT. În afară de aceste reglementări tehnice, în sistemul românesc de acte normative încep să-și facă loc, și o vor face în măsură tot mai mare în anii care vin, așa numitele *Standarde europene* preluate prin *Asociația Română de Standardizare - ASRO*.

Potrivit Legii nr. 355 din 6 iunie 2002 pentru aprobarea Ordonanței Guvernului nr. 39/1998 privind activitatea de standardizare națională în România, *Asociația Română de Standardizare - ASRO* este o persoană juridică de drept privat, având statut juridic de asociație fără scop patrimonial, recunoscută de Guvernul României ca organism național de standardizare. Una din atribuțiile principale ale ASRO o constituie reprezentarea României și participarea în organismele neguvernamentale internaționale și europene de standardizare, între care relevante pentru ingineria geotehnică sunt Comitetul European de Standardizare (CEN) și Organizația Internațională de Standardizare (ISO).

Situația EUROCODULUI 7 "Proiectarea geotehnică"

În 1989, Comisia Europeană a încredințat misiunea elaborării pachetului de coduri structurale pentru construcții, denumite *Eurocodes*, Comitetului European de Standardizare (CEN). Ca urmare, în cadrul CEN s-a format Comitetul Tehnic 250 cu subcomitete pentru diferitele Eurocoduri structurale. Pentru Eurocode 7 "Geotechnical Design" (Proiectarea Geotehnică) s-a constituit sub-comitetul 7, prezidat până în 1998 de Prof. N. Krebs Ovesen din Danemarca, iar din 1998 de Prof. Roger Frank din Franța.

Eurocodul 7 are 2 părți:

Partea 1: Prevederi generale (General rules)

Partea 2: Cercetarea și încercarea terenului (Ground investigation and testing).

Eurocodul 7 - Partea 1

Elaborarea părții 1 (EN 1997-1 "Geotechnical Design. Part: General Rules") s-a încheiat în ianuarie 2004. Cele trei versiuri, în limbile engleză, franceză și germană, au fost supuse votului țărilor membre ale CEN, obținând 26 voturi pozitive din totalul de 28. Se prevede ca documentele să devină disponibile prin CEN până la sfârșitul lui 2004. Publicarea acestei norme europene (EN) de către fiecare organism național de standardizare, împreună cu "Anexa națională" trebuie încheiată în termen de 2 ani, după care va urma o perioadă de coexistență de câțiva ani cu celelalte standarde naționale.

Eurocodul 7 - Partea 1 cuprinde 12 secțiuni, după cum urmează:

1. Generalități
2. Bazele proiectării geotehnice
3. Date geotehnice
4. Supravegherea execuției, monitorizarea, întreținerea
5. Umpluturi, epuismențe, îmbunătățirea și ranforsarea terenului
6. Fundații de suprafață
7. Fundații pe piloți
8. Ancoraje
9. Lucrări de susținere
10. Ruperea hidraulică
11. Stabilitatea amplasamentului
12. Terasamente

Eurocodul 7 - Partea 1 include și 9 anexe, astfel:

- A. Coeficienți parțiali de siguranță pentru stările limită ultime
- B. Informații de bază asupra coeficienților de siguranță pentru Procedurile de proiectare 1, 2, 3
- C. Metodă pentru determinarea valorilor limită ale presiunilor asupra pereților verticali
- D. Metodă analitică pentru calculul capacității portante
- E. Metodă semi-empirică pentru estimarea capacității portante
- F. Metode pentru evaluarea tasărilor
- G. Metodă pentru stabilirea presiunii acceptabile la fundarea directă pe roci
- H. Valori limită ale deplasării fundațiilor și ale deformațiilor structurale
- I. Lista obiectivelor pentru supravegherea execuției și monitorizarea comportării

Dintre cele 9 anexe, primele două au caracter *normativ* (obligatoriu), pe când celelalte au caracter *informativ*, utilizarea lor fiind facultativă.

O analiză aprofundată a Eurocodului 7 - Partea 1, a problemelor pe care le va ridica adoptarea acestuia ca standard național, a implicațiilor asupra sistemului românesc de prescripții în domeniul ingineriei geotehnice, vor forma obiectul unui material care va fi publicat în numărul 3 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații (sub rezerva publicării până atunci de către CEN a textului aprobat).

Eurocodul 7 - Partea 2

Acest document urmează a se finaliza până la sfârșitul anului 2004, votul asupra celor trei versiuni fiind prevăzut pentru anul 2005. Scopul acestui document este de a enunța principalele exigențe privind aparatura și metodele de încercare, redactarea și prezentarea rezultatelor și stabilirea valorilor parametrilor geotehnici pentru proiectare. Documentul **nu** are drept obiect standardizarea încercărilor geotehnice și cuprinde 6 secțiuni, după cum urmează:

1. Generalități
2. Planificarea cercetării terenului de fundare
3. Recoltarea probelor de pământ și rocă și măsurători privind apa subterană
4. Încercări pe teren în pământuri și roci
5. Încercări de laborator pentru pământuri și roci
6. Studiul geotehnic

Standardele europene privind execuția lucrărilor geotehnice speciale

Un alt comitet tehnic al CEN, Comitetul Tehnic 288, a purces la elaborarea unui set de 13 standarde europene privind execuția lucrărilor geotehnice speciale (Execution of special geotechnical works). Dintre acestea, 7 au fost publicate de CEN, și anume:

EN 12063:1999	Pereți din palplanșe (Sheet-pile walls)
EN 1538:2000	Pereți îngropați (Diaphragm walls)
EN 12715:2000	Injectarea (Grouting)
EN 12699:2000	Piloți de îndesare (Displacement piles)
EN 1536:1999	Piloți forțați (Bored piles)
EN 15373:1999	Ancoraje în teren (Ground anchors)
EN 12716:2001	Injectarea cu suprapresiune (Jet grouting)

Primele 6 au fost traduse în limba română prin grija Comitetului Tehnic 361 al ASRO, iar dintre acestea primele 3 au fost aprobate de ASRO, devenind standarde române, cu indicativele: SR EN 12063; SR EN 12715 și SR EN 1538. Pentru celelalte trei, formele de aprobare, pentru a avea de asemenea statutul de SR EN, sunt în curs.

Cât privește EN 12716:2001 - Jet grouting, acesta nu s-a mai tradus, ci a fost preluat de ASRO prin *Filă de confirmare*, ceea ce înseamnă că doar coperta este în limba română, textul rămânând cel original.

Celelalte 6 standarde europene în grija CEN/TC 288 sunt în curs de elaborare, dar cu perspectiva de a fi încheiate până la finele lui 2004. Este vorba de:

Pr. EN 14199	Micropiles
Pr. EN 14490	Soil nailing
Pr. EN 14471	Reinforced fill
Pr. EN 1467	Deep mixing
CEN/TC 288 N 293	Vertical drains
Pr. EN 14731	Ground treatment by deep vibration

Standarde europene privind încercări geotehnice în laborator și pe teren

De aceste standarde se ocupă Comitetul Tehnic 341 al CEN, în conlucrare cu Comitetul Tehnic 182 al ISO (International Standard Organisation). Rezultatul acestei simbioze îl vor constitui standarde ISO acceptate și ca standarde europene și purtând indicativul EN ISO. Până în prezent, unul singur a fost publicat de CEN:

EN ISO 14689-1:2003	Geotechnical investigation and testing - identification and classification of rocks - Part 1: Identification and description
---------------------	---

Alte 41 de standarde sunt în curs de elaborare în cadrul TC 341 din CEN, împreună cu ISO, după cum rezultă din tabelul următor întocmit pe baza datelor primite de la ASRO, în care s-au păstrat titlurile în limba engleză ale standardelor.

STANDARDE CEN/TC 341 ÎN LUCRU

Numărul	Titlul	Stadiul	Termen
EN ISO 14688-2:2004	Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 2: Principles for a classification (ISO 14688-2:2004)	Nespecificat	2004
Pr EN ISO 22476-2	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic probing (ISO/DIS 22476-2:2004)	În curs de aprobare	2004
Pr EN ISO 22476-3	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 3: Standard penetration test (ISO/DIS 22476-3:2004)	În curs de aprobare	2004
Pr EN ISO 22477-5	Geotechnical engineering - Testing of geotechnical structures - Part 5: Testing of anchorages	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22477-6	Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structura - Part 6: Testing of shallow foundation	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22477-7	Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structura - Part 7: Testing of nailing	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22478-8	Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structura - Part 8: Testing of fill reinforcements	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-4	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 4: Ménard pressuremeter test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-5	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 5: Flexible dilatometer test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-6	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 6: Self-boring pressuremeter test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-7	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 7: Borehole jack test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-8	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 8: Full displacement pressuremeter test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-9	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 9: Field vane test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22476-10	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 10: Weight sounding test (ISO/DTS 22476/10:2004)	În curs de aprobare	2004
Pr EN EN ISO 22476-11	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 11: Flat dilatometer test (ISO/DST 22476-11:2004)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-1	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 1: Determination of water content (ISO/DTS 17892-1:2003)	În curs de aprobare	2003
Pr CEN ISO/TS 17892-2	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 2: Determination of density of fine grained soil (ISO/DTS 17892-2:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-3	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 3: Determination of particie density - Pycnometer method (ISO/DST 17892-3:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-4	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 4: Determination of particie size distribution (ISO/DST 17892-4:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-5	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 5: Incremental loading oedometer test (ISO/DST 17892-5:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-6	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 6: Fall cone test (ISO/DST 17892-6:2003)	În curs de aprobare	2003
Pr CEN ISO/TS 17892-7	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 7: Unconfined compression test on fine grained soils (ISO/DST 17892-7:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-8	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 8: Unconsolidated undraince triaxial test (ISO/DST 17892-8:2003)	În curs de aprobare	2004

STANDARDE CEN/TC 341 ÎN LUCRU (continuare)

Numărul	Titlul	Stadiul	Termen
Pr CEN ISO/TS 17892-9	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soils (ISO/DST 17892-9:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-10	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 10: Direct shear tests (ISO/DST 17892-10:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-11	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 11: Determination of permeability by constant and falling head (ISO/DST 17892-11:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 17892-12	Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soils - Part 12: Determination of Atterberg limits (ISO/DST 17892-12:2003)	În curs de aprobare	2004
Pr CEN ISO/TS 22475-2	Geotechnical investigation and testing - Sampling by drilling and excavation methods, and groundwater measurements - Part 2: Qualification criteria for enterprises and personnel (ISO/TS 22475-2:2004)	În curs de aprobare	2005
Pr CEN ISO/TS 22475-3	Geotechnical investigation and testing - Sampling by drilling and excavation methods, and groundwater measurements - Part 3: Conformity assessment and personnel by third party (ISO/TS 22475-3:2004)	În curs de aprobare	2005
Pr EN ISO 22475-1	Geotechnical investigation and testing - Sampling by drilling and excavation methods, and groundwater measurements - Part 1: Technical execution	În curs de aprobare	2006
Pr EN ISO 22476-12	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 12: Lefranc permeability test	În curs de elaborare	2007
Pr EN ISO 22476-13	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 13: Water pressure test in rock	În curs de elaborare	2007
Pr EN ISO 22476-14	Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 14: Pumping test	În curs de elaborare	2007
Pr EN ISO 22476-1	Geotechnical investigation and testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test	În curs de elaborare	2007
Pr EN ISO 22476-15	Geotechnical investigation and testing - Part 15: Mechanical cone penetration test	În curs de elaborare	2007
Pr EN ISO 22477-1	Testing of geotechnical structures - Part 1: Pile load test - Static axially loaded compression test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22477-2	Testing of geotechnical structures - Part 2: Pile load test - Static axially loaded tension test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22477-3	Testing of geotechnical structures - Part 3: Pile load test - Static transversally loaded tension test	În curs de elaborare	2006
Pr EN ISO 22477-4	Testing of geotechnical structures - Part 4: Pile load test - Dynamic axially loaded compression test	În curs de elaborare	2006
Pr CEN ISO/TS 14688-3	Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 3: Electronic exchange of data of identification and description of soil	În curs de elaborare	2005
Pr CEN ISO/TS 22475-3	Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of rock - Part 2: Electronic exchange of data of identification and description of rock	În curs de elaborare	2005

Se impun câteva comentarii asupra informațiilor furnizate de tabel. După cum se poate constata, standardele EN ISO pot fi grupate, în funcție de obiectul lor, în mai multe categorii, care sunt:

- Identificarea și clasificarea pământurilor
- Încercări pe teren pentru determinarea proprietăților pământurilor
- Încercări în laborator pentru determinarea proprietăților pământurilor
- Încercarea structurilor geotehnice: ancoraje, fundații de suprafață, pământ armat, ținte pentru ranforsarea pământurilor
- Încercarea piloților
- Recoltarea probelor

În legătură cu standardele din ultima categorie sunt de menționat CEN ISO/TS 22475-2 și pr CEN ISO/TS 22475-3 privind criteriile de calificare și condițiile de evaluare pentru firmele și personalul care efectuează recoltarea de probe. Este de așteptat ca adoptarea lor ca standarde române să aibe un impact deosebit asupra activităților din acest domeniu în țara noastră.

Evocări

Profesorul Emil Botea

(8 martie 1911 - 23 februarie 1990)



Am inaugurat această rubrică a revistei prin publicarea unor evocări privind-l pe profesorul Ioan Stănculescu. Familia geotehnicienilor români resimțea încă vie durerea pricinuită de despărțirea, cu doi ani în urmă, a celui care, prin puterninca-i personalitate și prin excepționalele realizări, a marcat profund geotehnica din România în a doua jumătate a secolului XX.

Dacă spațiul tipografic ne-ar fi permis-o, ar fi trebuit să publicăm, totodată, și o evocare a profesorului Emil Botea. Într-adevăr când venea vorba de geotehnică și geotehnicieni, primele nume care se rosteau în România acelor ani erau: Botea și Stănculescu.

Era prevăzut, însă, ca numărul 2 al revistei să apară în preajma celei de a X-a Conferințe Naționale de Geotehnică și Fundații. De aceea, cu bună știință, am lăsat pentru numărul 2 evocarea profesorului Emil Botea, care a fost inițiatorul primei Conferințe, din 1967, și a urmărit apoi organizarea cu regularitate, din 4 în 4 ani, a celorlalte ediții, până la cea din 1987.

Timp de 34 de ani, profesorul Emil Botea a condus breasla geotehnicienilor din România, din 1966 până la 22 decembrie 1989 ca președinte al Comisiei de Geotehnică și Fundații din Secția de Construcții a Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor iar din 12 ianuarie 1990 și până la 23 februarie 1990 ca primul președinte al noii organizații apărute după Revoluție, Societatea Română de Geotehnică și Fundații.

UN STRĂLUCIT INGINER, UN DESĂVÂRȘIT PEDAGOG, UN SPIRIT DIRECTOR AL PROFESIUNII, UN MARE OM

Cu gândul, mai ales, la cei tineri și foarte tineri, cer permisiunea să încep evocarea profesorului Emil Botea cu unele date biografice esențiale.

Profesorul universitar emerit inginer Emil Botea s-a născut la 8 martie 1911 în București. După absolvirea liceului Cantemir Vodă din București a urmat cursurile Facultății de Construcții din Școala Politehnică București pe care le-a absolvit în mod strălucit în 1934. A urmat o lungă și pilduitoare carieră inginerească a cărei prima etapă a constituit-o activitatea desfășurată timp de 4 ani ca proiectant la Direcția de Poduri CFR, răstimp în care a elaborat numeroase proiecte de poduri și podețe pentru liniile noi în construcție Ilva Mică - Vatra Dornei și Caransebeș - Reșița precum și proiecte pentru refacerea sau consolidarea unor lucrări de artă pe liniile existente. După ucenicia făcută la cel mai tehnic dintre compartimentele de construcții ale căilor ferate, tânărul inginer era pregătit pentru a face față altor probleme, de o și mai mare complexitate. Prilejul l-a constituit trecerea cu data de 1 august 1938 în cadrul altei mari administrații de stat, Administrația Porturilor și Căilor de Comunicații pe Apă (PCA) unde a lucrat până la 1 iunie 1949, ocupând succesiv funcțiile de șef de secție, subșef de serviciu, șef de serviciu și consilier. În 1941 s-a produs un eveniment care avea să marcheze în mod decisiv întreaga evoluție ulterioară pe tărâm profesional și tehnico-științific a inginerului Emil Botea: trecerea în cadrul Serviciului Geotehnic P.C.A. Acest serviciu fusese înființat din inițiativa inginerului constructor de mare competență și clarviziune care a fost Anton Chiricuță, pentru a răspunde în primul rând cerințelor puse de construirea silozurilor regionale de cereale, fără îndoială una dintre cele mai mari campanii de construcții întreprinse de administrația de stat în perioada interbelică. În 1939 se puseseră la PCA bazele primului laborator geotehnic din țară, iar noua unitate trebuia încadrată cu elemente capabile să rezolve în țară problemele care până în acel moment se rezolvau exclusiv prin laboratoare și birouri de proiectare din străinătate. Printre inginerii tineri pe care Anton Chiricuță și colaboratorii săi i-au ales pentru a se specializa în domeniul atât de inedit la noi, pe acea vreme, al geotehnicii, inclusiv printr-un stagiu la cel mai important laborator geotehnic din Germania, a fost și Emil Botea, devenit încă din 1942 șeful serviciului de studii geotehnice PCA.

La 1 iulie 1949, ing. Emil Botea a fost numit geotehnician șef în cadrul Direcției Generale a Canalului Dunăre - Marea Neagră, conducând nemijlocit studiile geotehnice până la intreruperea lucrărilor în 1953. Pentru această activitate a fost distins cu titlul de Laureat al Premiului de Stat.

După înființarea, cu începere din 1949, a institutelor de proiectări și cercetări de pe lângă diferite ministere și departamente, a colaborat intens cu multe din aceste institute, fiind consultat pentru soluționarea problemelor dificile puse de fundarea unor construcții de o mare diversitate. Totodată, a fost timp de mulți ani consilier în fostul organism central de

coordonare și directivare în construcții - CSCAS - avizând, din punctul de vedere al soluțiilor de fundare, proiectele pentru un mare număr de lucrări de investiții.

Activitatea tehnică s-a extins și la lucrări realizate de țara noastră peste hotare. Astfel, în anul 1960 a condus timp de 6 luni studiile de teren, adaptarea la teren a proiectelor și executarea fundațiilor instalațiilor și clădirilor rafinării livrată de țara noastră la Gauhati, statul Assam, în India. De asemenea, a expertizat soluțiile de fundare pentru obiectele altor rafinării proiectate și executate de România în India, Siria, Pakistan și Turcia.

Dar principala componentă a activității inginerului Emil Botea a constituit-o, spre norocul a zeci de generații de studenți, activitatea didactică. Se poate spune că a avut vocația învățământului, căruia i s-a dedicat din prima zi a carierei ingineresti. Astfel, între 1934 și 1941 a predat cursul de Rezistența materialelor la Școala de ofițeri de aviație. Între 1941 - 1948 a funcționat ca asistent în cadrul Școlii Politehnice București, până în 1943 la cursul de Rezistența materialelor predat de prof. C.C. Teodorescu, iar din 1943 la cursul de Construcții Civile și Procedee de Fundații predat de prof. Aurel Beleş. În 1948, după Reforma Învățământului, a fost numit conferențiar la Catedra de Geotehnică și Fundații a Institutului de Construcții București, predând la Facultățile de Construcții Civile și Industriale, de Hidrotehnică, de Poduri și Construcții Masive, iar între 1953 și 1959 a fost transferat în aceeași calitate la Institutul de Căi Ferate. Din octombrie 1959 a revenit la Institutul de Construcții unde, în 1961, a ocupat prin concurs postul de profesor, predând la secția de Căi Ferate a Facultății de Căi Ferate, Drumuri, Poduri și Geodezie, și la Facultățile de Construcții Civile și Industriale și Hidrotehnică. Între 1 octombrie 1967 și 1 iulie 1975, data pensionării, a funcționat ca șef al Catedrei de Geotehnică și Fundații.

În 1974 profesorul Emil Botea a fost distins cu titlul de profesor universitar emerit.

În activitatea de cercetare științifică, s-a aplecat cu interes și pasiune asupra unor probleme pe care i le-a pus în față bogata și variata practică inginerască. "**Studiul asupra cauzelor tasărilor silozului Medgidia**", apărut în 1945 în *Analele Ministerului Comunicațiilor și Lucrărilor Publice*, remarcabil "studiu de caz" elaborat la nivelul pe care Geotehnica îl atinsese pe plan mondial în acel moment reprezintă, îndrăznesc să afirm, o adevărată piatră de temelie pentru cercetarea științifică românească în domeniul geotehnicii.

Nu am avut șansa de a fi fost studentul domnului Botea și nici nu l-am putut cunoaște în anii de studenție mele deoarece, după cum am arătat, între 1953 și 1959 funcționa ca profesor la Facultatea de Construcții a Institutului de Căi Ferate, care avea să se comaseze în 1959 cu Facultatea de Drumuri și Poduri din I.C.B. O cunoștință, totuși, a fost, dar indirectă, prin parcurgerea cursului de **Geotehnică** din 1954, dar și a celor 2 volume litografiate ale unui curs de **Fundații**, scris în colaborare cu domnul Stănculescu, într-o organizare sui-generis a materialului: vol. I **Sisteme de fundare**, vol. II **Pocedee de fundare**, ceea ce făcea ca unele capitole (Piloții, de exemplu) să se regăsească în ambele volume.

L-am întâlnit pentru prima oară pe domnul Botea în toamna anului 1959, după ce a revenit la catedră. Prima impresie a fost extraordinară, și nu avea să se schimbe în următorii 30 de ani. Elegant, dar nu cu ostentație, și întotdeauna cu papion în loc de cravată (o colegă mai tânără din catedră, căreia îi fusese profesor, mi-a povestit cum unele studente consemnau în notițe, la fiecare curs, papionul cu care venea domnul Botea, pentru a constata, la capătul celor 2 semestre, adică 30 de cursuri, că nici un papion nu fusese purtat de 2 ori!). Un adevărat domn, în finută și comportare. Într-o epocă în care cuvântul **domn** fusese izgonit din limba română, profesorul Botea își obliga, parcă, interlocutorul, să i se adreseze cu "domnule".

În cei peste 15 ani care au trecut de la prima întâlnire și până la pensionarea domnului Botea, deci în întreaga perioadă în care am fost colegi de catedră, am colaborat adeseori, dar nu pe plan didactic (nefiindu-i asistent) ci la diferite lucrări pe bază de contract pe care catedra le realiza la solicitarea beneficiarilor. Asupra uneia din aceste lucrări, care avea să se întindă pe o perioadă de câțiva ani, aș dori să mă opresc.

Cred că era în primăvara anului 1961. Se hotărâse sporirea capacității de depozitare a cerealelor. De la marea campanie de construire de silozuri, din anii 1939 - 1944, întreprinsă de administrația P.C.A., nu se mai făcuse nimic. Cum domnul Botea lucrase ani de zile la P.C.A., beneficiarul - Comitetul de Stat pentru Valorificarea Produselor Agricole, s-a adresat, firesc, catedrei pentru stabilirea condițiilor de fundare ale noilor lucrări. În prima etapă, care comporta o maximă urgență, urma să se facă extinderea vechilor silozuri, adică să se construiască în imediata apropiere a fiecăruia doar un corp de celule de depozitare, care să folosească instalațiile din turnul elavator al vechiului siloz. În acest scop, noua clădire se lega la partea superioară, printr-o pasarelă, de silozul existent. Spre marea mea bucurie, domnul Botea m-a ales să-i fiu mâna dreaptă la această lucrare care se anunța interesantă, dar deloc ușoară, cu zeci de amplasamente răspândite prin toată țara. Recunoașterea pe teren a modului cum se comportaseră în exploatare vechile silozuri, urmată de un program minim, dar judicios, de investigații suplimentare pe amplasamentul extinderii, stabilirea soluției de fundare, verificarea execuției și, în final, măsurarea tasărilor, toate aceste etape supravegheate îndeaproape de profesor, au însemnat o mare școală. Un rezultat important l-a constituit un articol inclus în volumele celei de a 6-a Conferințe Mondiale de Geotehnică și Fundații de la Montreal, din 1965, având drept autori, alături de profesorul Emil Botea, pe profesorul Hugo Lehr, pe colega mea Margareta Pătrîniche și pe subsemnatul. În articol erau prezentate și interpretate observațiile asupra tasărilor extinderilor de silozuri. Domnul Botea a participat la Conferință și îmi amintesc cât de bucuros s-a întors, nu numai pentru contactele stabilite și lucrurile aflate ci, mai cu seamă, pentru cuvintele de apreciere deosebit de favorabile la adresa lucrării noastre pe care le exprimase în raportul său prof. E. de Beer din Belgia.

Am mai fost alături de domnul Botea la multe alte lucrări, fiecare punând alte probleme, reclamând alte soluții. Toate acestea mi-au dat temeiul pentru a scrie în articolul pe care l-am publicat în nr.7/ 1986 al Revistei Construcții, cu ocazia aniversării a 75 de ani ai profesorului, următoarele:

"Capacitatea de a sesiza cu promptitudine esența problemei, răbdarea și respectul dovedit față de punctele de vedere ale interlocutorilor, preocuparea pentru soluții tehnice justificate prin scheme de calcul cât mai clare, prin date geotehnice cât mai sigure și prin condiții de execuție compatibile cu posibilitățile antreprizelor de construcții, o vastă erudiție și o documentare ținută în permanență la zi, cu mari eforturi și sacrificii și pusă cu generozitate la dispoziția celorlalți, iată câteva dintre calitățile care l-au făcut pe profesorul inginer Emil Botea un consultant prețuit și respectat de numeroase instituții și colective."

Fiindu-i cel mai apropiat colaborator din catedră, a fost inevitabil să-l asist dealungul câtorva zeci de ani și în activitatea pe care a desfășurat-o cu pasiune în folosul breslei geotehnicienilor.

Domnul Botea luase parte la Conferințele Mondiale de la Paris din 1961 și de la Montreal din 1965 și suferea pur și simplu că România nu se numără printre țările membre ale Societății Internaționale. Mi-l dădea mereu ca exemplu pe profesorul Stefanov de la Sofia de la care aflase că, la Conferința de la Londra din 1957, abordat fiind de președintele Societății Internaționale, profesorul Skempton, a făcut pe loc o cerere, la care a atașat o listă cu 20 membri ai societății naționale, și astfel Bulgaria devenise încă din 1957 membră a Societății Internaționale. Pentru noi, însă, lucrurile erau mult mai complicate, trebuiau aprobări de la "forurile superioare", (nici nu mai țin minte câte memorii de justificare am scris în acest scop). În sfârșit, după multă zbatere, profesorul Botea a reușit să obțină în 1971 admiterea României în Societatea Internațională. La reuniunile Consiliului ISSMFE de la Moscova 1973, Istanbul 1975 și Tokio 1977, profesorul Botea a putut ocupa locul pe care îl merita, ca reprezentant al României, alături de elita geotehnicii internaționale.

Sosesc nenorociții ani '80. De la "cabinetul 2" este emanată decizia aberantă: **nici un dolar pentru cotizații, pentru abonamente, pentru cărți**, pe care "organele" o pun cu zel în aplicare. Și astfel, din 1980 România devine restanțieră la plata cotizației la ISSMFE (de altfel, o sumă modestă, de câteva sute de dolari pe an). Conform statutului, după doi ani de neplată urmează excluderea. Președinele din mandatul 1981-1985 al ISSMFE, profesorul V. de Mello din Brazilia, intuiește care sunt cauzele și nu se grăbește. Profesorul Botea era însă din ce în ce mai îngrijorat. În 1985, la Consiliul ținut în ajunul Conferinței de la San Francisco, este ales președinte profesorul B. Broms din Suedia. O veche cunoștință a noastră, ne vizitase în 1975, când participase la un seminar ținut la Sala Palatului sub auspiciile O.N.U. Îl întâlnisem apoi la a 10-a Conferință Mondială de la Stockholm, din 1981. În aprilie 1986, noul președinte pornește într-un turneu prin toate țările din sud-estul Europei. Vizita în România va merita să fie relatată mai pe larg cu alt prilej. Acum vreau doar să arăt cum a decurs discuția cu președintele ISSMFE, la care am participat, pe tema spinoasă a cotizației, discuție care a avut loc în FIAT-ul 1500 al profesorului Botea, singurul loc în care profesorul era sigur că nu sunt instalate microfoane. Dl. Broms începe prin a spune că sunt 6 ani de când nu s-a plătit cotizația și că Biroul Executiv îi va cere la următorul Consiliu, din 1987, să supună votului excluderea României. I se explică motivul restanțelor: autoritățile nu mai dau valuta necesară. Dl. Broms vine cu o propunere: Societatea Suedeză de Geotehnică și Fundații este gata să suporte cotizația pentru Societatea Română. Nu se poate, ar fi chiar foarte rău, ar putea da loc la fel de fel de interpretări: de ce au plătit suedezi, ce servicii se ascund în spatele unei asemenea oferte ș.a. Dl. Broms vine cu a doua soluție: vă excludem, dar a doua zi vă reînființăm sub alt nume și cereți să vă reprimim, fără să vă mai imputăm restanțele pe ultimii 7 ani. **Îi arătăm că problema noastră nu sunt restanțele ci faptul că nu primim valuta pentru plata cotizației, chiar un dolar să fie.** Profund dezamăgit, dl. Broms înțelege că nu e nimic de făcut, românii sunt, într-adevăr, într-o situație disperată.

După un an și jumătate, în septembrie 1987, la Consiliul de la Dublin se hotără excluderea României. Nu cred să-l fi văzut vreodată pe profesorul Botea mai supărat decât în ziua când s-a primit scrisoarea care aducea trista, inevitabila veste.

Sfârșit de decembrie 1989. Domnul Botea mă sună și-mi spune că trebuie să acționăm într-un fel. Convenim să adoptăm schema Broms nr. 2: înființăm o nouă societate care, evident, nu se va considera cu nimic răspunzătoare de datoriile organizației din fostul regim, și cerem să fim primiți de îndată în ISSMFE. În primele zile din ianuarie 1990 ne întâlnim de câteva ori pentru a redacta statutul viitoarei societăți. Participă și dr.ing. Dan Dimitriu, pentru care profesorul Botea nutrea o simpatie deosebită, și care va fi primul secretar al Societății Române de Geotehnică și Fundații. Adunarea de constituire a Societății Române de Geotehnică și Fundații este convocată pentru vineri 12 ianuarie 1990 și este găzduită într-un amfiteatru al Facultății de Construcții Civile, Industriale și Agricole. Sunt prezenți mulți geotehnicieni din București dar și delegați de la Timișoara, Iași și Suceava. Colegi din alte orașe trimit mesaje de adeziune. Profesorul Botea este ales în unanimitate președinte al noii societăți. În aceeași zi trimitem Profesorului N. Morgenstern, din Canada, Președintele ISSMFE și profesorului U. Smolczyk, din Germania, Vice-președintele pentru Europa, telegrame prin care anunțăm constituirea societății și cerem admiterea în ISSMFE. Am primit cu promptitudine un răspuns entuziast și cât se poate de favorabil: cererea va fi supusă aprobării viitorului Consiliu care se va ține în iunie 1991 la Forența, împreună cu propunerea de ștergere a datoriei din trecut și de scutire de la plata cotizației în primii doi ani. L-am vizitat pe domnul Botea pentru a-i duce scrisoarea. Era nespus de bucuros, România reintra în comunitatea geotehnică internațională.

A fost ultima noastră întâlnire. Peste câteva săptămâni, o moarte fulgerătoare l-a smuls de lângă cei care l-au iubit și stimat.

Mi-a revenit trista misiune de a rosti, la adunarea de doliu, cuvântul de despărțire și omagiu în numele Societății Române de Geotehnică și Fundații, al Institutului de Construcții București, al Catedrei de Geotehnică și Fundații. Cer

îngăduința să citez din cuvintele pe care le-am rostit, sugrumat de durerea despărțirii, asupra **omului** care a fost profesorul Botea.

"Un om de o rară modestie. A refuzat cu consecvență orice sărbătorire la vreuna din aniversările care dau prilej, prin tradiție, oamenilor școlii și ai breslei să-i cinstească pe cei care și-au cucerit dragostea și prețuirea celor din jur. Un om de o mare discreție și rară bunătate. Un om de o distincție cu totul ieșită din comun, de o mare demnitate, într-o epocă în care această calitate nu era nici prețuită nici cultivată. Nu a făcut niciodată compromisuri, nici morale, nici de altă natură. Un om animat de un profund spirit de echitate, a știut să facă dreptate, atunci când i-a stat în putință, și n-a pregetat să se ridice împotriva nedreptăților comise de alții. Un adevărat patriot, care a dăruit întreaga sa energie, până în ultima clipă a vieții, pentru propășirea școlii și tehnicii românești."

Acesta a fost profesorul Emil Botea.

Prof.dr. ing. Iacint MANOLIU

ÎN MEMORIA PROFESORULUI EMIL BOTEA

Au trecut mulți ani, prea mulți, de când Prof. Emil Botea ne-a părăsit.

Acești ani s-au adăugat la ai mei, și așa mulți, astfel încât memoria nu mă mai ajută să aleg și să intru în detaliile numeroaselor mele întâlniri și colaborări cu Prof. Emil Botea.

Am să mă refer numai la începutul lor. I-am fost student în anul universitar 1946-1947, la cursul de Geotehnică și Fundații ținut de el împreună cu Academicianul Aurel Beleş. După absolvirea școlii Politehnice din București, Facultatea de Construcții în 1948, i-am fost asistent în prima jumătate a anului 1949. În iarnă am plecat la doctorantura (aspirantura) la Moscova. În cei trei ani care au urmat am ținut mereu legătura cu Prof. Emil Botea. La sugestia lui, am ales subiectul tezei de doctorat, privitor la metodele electrice de îmbunătățire a pământurilor.

La întoarcere, din primavara 1953 și timp de peste 30 de ani, până la despărțirea de el, am avut nenumarate ocazii să-l întâlnesc, la analiza unor situații dificile, la comisii de specialitate și multe altele.

La incinerarea profesorului am fost întrebat dacă nu pot spune câteva cuvinte ca unul dintre cei apropiați lui. Am refuzat. M-ar fi înecat plânsul. Mă înecă și acum când încerc să-mi închipui imaginea lui.

Mereu foarte corect, chiar sobru îmbrăcat, dar cu nelipsitul papion care îl întinerea.

Totdeauna reținut, econom în vorbe, dar atent ca să pătrundă adânc în cele spuse de interlocutor.

De multe ori m-am întrebat cum se explică modul echilibrat și profund de înțelegerea și tratarea problemelor geotehnice care i se prezentau, fără să fie incomodat de schimbările intervenite în ingineria geotehnică din România după război.

Prof. Emil Botea fusese format la școala germană de inginerie geotehnică. A condus primul laborator geotehnic din România în clădirea care mai există și acum în București, colț Calea Griviței cu str. Iulia Hașdeu.

Dupa război, ingineriei geotehnice din România i s-a cerut să se orienteze exclusiv spre documentația și experiența celor din URSS.

În anii care au urmat au intervenit în geotehnică multe concepții și orientări noi. A intervenit, de asemenea, calculatorul și posibilități nebănuite anterior în privința complexității calculelor.

Prof. Emil Botea a trecut echilibrat prin aceste schimbări. Cu siguranța și liniștea unui inginer și profesor care înțelege și poate stăpâni complicațiile pământului și fundațiile la fel de bine acum ca și înainte.

M-am gândit mereu că geotehnica are an de naștere ca știință independentă 1925. Dar probleme de geotehnică au fost stralucit rezolvate cu nenumarați ani înainte.

După retragerea Prof. Emil Botea din activitățile curente, împreună cu alți colegi l-am vizitat de multe ori în biroul din locuința lui din strada Alexandru Donici nr. 30. De fiecare dată ne întâmpina, cu nelipsitul papion, cu evidentă satisfacție și deschidere să discute cu noi.

Am continuat ulterior să o vizitez pe soția d-lui profesor. Primit în holul cu deschidere spre biroul lui, ne privea de acolo fotografia lui de lângă o nelipsită glastră cu flori.

Și amintirile mai vechi și privirea lui liniștită din fotografie m-au făcut să mă întreb cum se face că toate întâlnirile cu mine sau cu colegii mei s-au desfășurat aproape sobru, eventual cu ușoare zâmbete, dar fără devieri spre vreo urmă de sentimentalism.

Am rămas cu o întrebare pe care nu mai am cum să o rezolv. Dincolo de atmosfera reținută a întâlnirilor noastre cu prof. Emil Botea am simțit că se ascunde mereu o afecțiune reciprocă care înmuia subtil relațiile dintre magistru și învățăceli.

Dr. ing. René - Jacques BALLY

Conferințe internaționale

A XVI-A CONFERINȚĂ EUROPEANĂ A TINERILOR INGINERI GEOTEHNICIENI VIENA 7-10 IULIE 2004

Anul acesta, Austria a fost gazda celei de a 16-a Conferințe Europene a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni. Programată inițial la Innsbruck, conferința s-a desfășurat la Viena în sediul Societății Inginerilor și Arhitecților din Austria unde, după cum susțin organizatorii, Terzaghi a susținut multe din prelegerile sale.

Au fost prezenți la conferință 39 de delegați ai societăților naționale de geotehnică și fundații din 19 țări, față de 42 de autori cu lucrări publicate în volumul conferinței.

Cuvântul de deschidere a fost rostit de către Prof. Heinz Brandl. A urmat apoi președintele ISSMGE, Prof. William van Impe cu prima lucrare de sinteză (keynote lecture) intitulată „*Experiences of deep mixing soil improvement – comparative lab- and in-situ testing*”. Celelalte două lucrări de sinteză au fost: „*Ground nailing for slopes, retaining walls and excavation pits*” - prezentată de Prof. Heinz Brandl și „*An unusual case of underpinning and reinforcement of a huge retaining wall in an old central railway station*” - oferită de Dr. Joao Barradas.

Două zile, 8 și 9 iulie, au fost dedicate celor șase sesiuni în care toți participanții și-au prezentat propriile lucrări. Subiectele abordate de către tinerii participanți au acoperit un domeniu foarte larg pornind de la metode de încercare, simulări numerice, analize simple sau complexe și încheind cu studii de caz, acestea fiind și titlurile sesiunilor prezidate de experți din țara gazdă sau de invitați: Prof. W. Van Impe, Prof. M. Fross, Dr. J. Barradas, Prof. L. Martak, Dr. D. Adam, Prof. H. Brandl.



Subsemnatul am prezentat, în a doua zi a conferinței, lucrarea „*On the elaboration of detailed landslide hazard maps in Romania*”.

Conform tradiției, din programul unei astfel de conferințe, nu putea lipsi vizita tehnică. Aceasta a fost organizată în dimineața zilei de 9 iulie și a avut ca gazdă societatea care administrează metroul vienez. După o scurtă și foarte interesantă prezentare a condițiilor geotehnice din amplasament, a urmat vizita tehnică propriu-zisă, în cadrul căreia am coborât într-un tunel de metrou aflat în construcție, care urmează a se finaliza până în 2008 când Viena va găzdui meciuri ale Campionatului European de fotbal.

O vizită încărcată de istorie a avut loc la laboratorul de geotehnică din Universitatea Tehnică din Viena unde am putut vedea încă în funcțiune aparatele de forfecare directă și edometrele create de Terzaghi în urmă cu peste 70 de ani.

În ultima zi, 10 iulie, a avut loc închiderea oficială a conferinței, în cadrul căreia Prof. H. Brandl, în spiritul său bine cunoscut, ne-a ținut o lecție extrem de utilă asupra modului de a prezenta o lucrare tehnico-științifică. În final a fost organizată o vizită în centrul istoric al Vienei, condusă de un ghid competent.

Prin participarea subsemnatului la această conferință, România continuă tradiția prezențelor la aceste manifestări și confirmă interesul pentru domeniul de maximă importanță al ingineriei geotehnice.

Prezența la această manifestare a fost susținută financiar prin plata taxei de participare de către Societatea Română de Geotehnică și Fundații căreia doresc să-i mulțumesc de a-mi fi dat astfel extraordinara ocazie de a fi prezent la a 16-a Conferință Europeană a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni.

Asist. ing. Ernest OLINIC

File din istoria geotehnicii românești

POVESTEA FUNDAȚIEI "DE ÎMPRUMUT" A CELUI MAI ÎNALT BLOC DE LOCUINȚE DIN BUCUREȘTI

Atunci când m-am hotărât ca în deschiderea celei de a 2-a Conferințe Internaționale a Tinerilor Ingineri Geotehnicieni (care avea să se țină la Constanța - Mamaia, în organizarea S.R.G.F. și sub auspiciile ISSMGE, în zilele de 7-10 septembrie 2003) să prezint o conferință intitulată "Introducere privind România și Geotehnica românească", am fost confruntat cu dificultatea de a alege exemple cât mai reprezentative care să ilustreze evoluția geotehnicii și fundațiilor pe teritoriul țării noastre. Un asemenea exemplu l-au constituit condițiile și soluțiile de fundare la Palatul C.F.R. din capitală, stabilite printr-o bună cooperare între proiectanții români și laboratorul de geotehnică al Universității Tehnice din Viena, înființat de Karl Terzaghi, părintele geotehnicii moderne (a se vedea prezentarea de la rubrica "File din istoria geotehnicii românești" inserată în nr. 1/ 2004 al Revistei Române de Geotehnică și Fundații).

Un alt exemplu folosit în conferința din 2003 l-a reprezentat un ansamblu de construcții de locuințe, aflat tot în București, fondat pe același tip de formațiuni aluvionare ca și Palatul C.F.R., implicând, de asemenea, o conlucrare internațională dar ... cu o istorie aparte.



Ce poate dezvălui un dosar de arhivă

Vara anului 1959. Lucram de câteva luni la Catedra de Geotehnică și Fundații pe postul, încă existent în ștatul catedrei, de șef de laborator, care mă pune în situația, cât se poate de favorabilă atunci când faci primii pași în meserie, de a colabora cu toate cadrele mai vârstnice din catedră. Într-o seară, înainte de a ne despărți, domnul Stănculescu, pe atunci conferențiar, mi-a înmănat un dosar voluminos, cu scoarțe groase, spunându-mi: "*Domnul profesor Beleş a obținut doar până mâine, de la Arhivele Statului, acest dosar privind construcția Palatului Senatului. Cum nu s-au găsit planurile de detaliu ale fundațiilor, vă roagă să vă uitați atent prin dosar pentru a vedea dacă se află ceva despre fundații*".

Știam că domnii Beleş și Stănculescu erau consultați de un institut de proiectare în legătură cu fundarea unui bloc turn, cel mai înalt din București, ce urma să se ridice în Piața Splaiului, cum se numea pe atunci actuala Piață a Națiunilor Unite, pe amplasamentul unde în preajma primului război mondial începuse construcția unui nou Palat al Senatului României, dar care avea să fie abandonată. Eram bucuros și emoționat totodată că deveneam, astfel, implicat într-o lucrare atât de importantă.

Emoția avea să fie și mai mare în noaptea albă care a urmat, petrecută parcurgând filă cu filă dosarul de arhivă intitulat *Palatul Senatului* și din care se putea reconstitui, măcar în parte, o poveste petrecută cu 47 de ani în urmă și pe care voi încerca s-o redau în cele ce urmează, în câteva secvențe.

- În 1912 guvernul României se hotărăște să se treacă la construirea unui Palat al Senatului, spre a se da și Camerei superioare a Parlamentului țării un local măcar la fel de impunător precum cel al Camerei Deputaților, înălțat cu decenii în urmă pe dealul Mitropoliei. Iată, în dosar, procesul verbal al ședinței de guvern în care se ia decizia de construire. E scris în tuș pe hârtie groasă, galbenă, de desen, de un artist caligraf. Întorc pagina și - minunată surpriză - **descopăr iscăliturile în original ale membrilor cabinetului, în frunte cu primul-ministru Titu Maiorescu**. Au trecut 45 de ani de la acea noapte, dar îmi este încă proaspătă în amintire tulburarea care m-a cuprins văzând numele și semnăturile atâtor bărbați importanți ai țării.
- Pentru realizarea fundației viitorului palat, proiectată inițial sub forma unui radier general - placă din beton simplu de 1,5 m grosime, se deschide o licitație, adjudecată de firma inginerilor francezi Grand și Rolin. Găsesc în dosar o scrisoare de protest a unor antreprenori localnici care cer guvernului să-i sprijine pe constructorii români. Rezoluția pusă de Ministrul Lucrărilor Publice este lapidară: *fiind o investiție publică, licitația era obligatorie, iar firma câștigătoare a avut cea mai avantajoasă ofertă* (anul întâmplării: 1912).
- Firma câștigătoare propune însă înlocuirea fundării pe teren natural prin fundarea pe terenul îmbunătățit în prealabil prin piloți de îndesare tip "Compresol" și a radierului tip dală groasă prin tălpi de beton armat unite printr-o placă generală armată.
- Consiliul Tehnic Superior al Ministerului Lucrărilor Publice, influențat probabil de faptul că soluția de fundare pe radier general din beton simplu fusese anterior aplicată cu succes la însăși clădirea ministerului (în prezent Primăria Capitalei), nu își dă avizul favorabil asupra schimbării de soluție.
- Cu toate acestea, Ministrul Lucrărilor Publice preferă să dea curs argumentelor firmei constructoare privind oportunitatea unor piloți de îndesare în condiții de teren cum sunt cele din lunca Dâmboviței, și dispune începerea lucrărilor.
- Antreprenorul general încredințează realizarea în subantrepriză a celor 520 de piloți unei firme belgiene. Aceasta aduce în țară utilaje și personal și se apucă de treabă.

- În dosar nu se află schițe sau planuri, care să arate dispunerea piloților, ci doar atașamente, situații de plată, note de consum privind cantitățile de piatră și de beton folosite.

Piloții Compresol, de la Paris la București

În cursul "*Fundații și procedee de fundare*", publicat în 1983, am descris piloții Compresol mai degrabă din motive sentimentale decât tehnice (explicabile, dacă se au în vedere cele arătate mai înainte), incluzându-i în categoria "*piloților executați pe loc prin batere fără tubaj*". Procedul constă din ridicarea unei greutate de formă conică având masa de 1,5 - 2 tone, și o dimensiune transversală maximă de 70 cm, la o înălțime de 15-18 m, de unde este lăsată să cadă liber, de mai multe ori, pe același loc. Se crează astfel o gaură care, după ce va atinge adâncimea prescrisă, se umple cu balast, piatră spartă sau beton, care se compactează cu ajutorul unui mai de formă ogivală.

Primele utilizări cunoscute ale procedurii au fost reprezentate de câteva lucrări realizate la Paris, în vederea Expoziției Universale din anul 1900.

Ce se construise pe acel loc între anii 1912 și 1925

Problemele puse de fundarea unor noi construcții pe amplasamentul unde în 1912 începuse realizarea Palatului Senatului sunt în amănunt prezentate într-un articol publicat în "*Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții*" nr. 5/1962, intitulat "*Studii și cercetări geotehnice pentru proiectarea și realizarea fundațiilor blocurilor de locuințe din Piața Splaiului*", de prof. ing. A. Beleş, conf.ing. I. Stănculescu și ing. A. Lupaș [1]. În același număr de revistă mai sunt publicate alte două articole, consacrate proiectării [2] și execuției [3] complexului de locuințe.

De la vechea construcție au rămas doar planuri de arhitectură, din care rezulta că Palatul Senatului urma să cuprindă un subsol general, un parter, două niveluri și o mansardă, pe părțile laterale și pe latura din fund, dominate de o cupolă înaltă, pentru acoperirea sălii de ședințe, în partea centrală. Până la izbucnirea primului război mondial, se executaseră piloții Compresol și radierul din beton armat și placă.

După război s-au mai executat, în anul 1925, subsolul, parterul și planșeul peste parter, lucrările fiind din nou întrerupte din lipsa fondurilor. Clădirea a fost lăsată în părăsire până în anul 1937, când s-a recurs la acoperirea cu o construcție provizorie, cuprinzând lucrări de mascare și lucrări de amenajare parțială pentru diverse utilizări: garaje, ateliere, depozite, o sală de cinematograful, spații comerciale etc. Îmi amintesc că, elev fiind, am participat prin anii 47-48 la un concurs școlar de tenis de masă găzduit în clădirea provizorie. Într-o iarnă, tot de acolo am cumpărat bradul de Crăciun.

Ce se dorea a se construi în 1959

Noul complex de locuințe urma să cuprindă:

- un bloc central (A) de 60 m înălțime, cuprinzând: subsol, parter, 17 niveluri, un belvedere la nivelul XVIII și camerele mașinilor lifturilor la nivelul XIX.

- două blocuri laterale (B_1 și B_2) și un bloc pe latura posterioară (C), cuprinzând: subsol, parter și cinci niveluri.

În fig. 1 se arată conturul în plan al construcțiilor noi (părțile hașurate), suprapus peste radierul cu tălpi de beton armat și placă al vechii construcții.

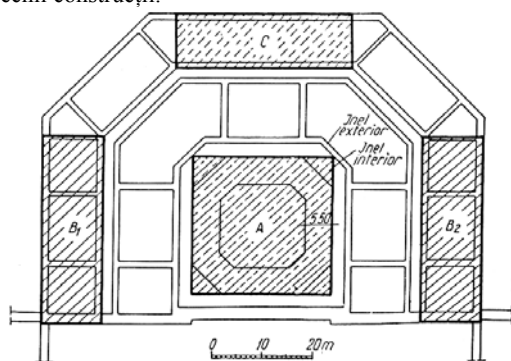


Figura 1

Palatul de Justiție al radierului, s-a evidențiat prezența piloților de îndesare cu diametre cuprinse între 0.80 și 1.00 m și distanța inter-ax de 2,5-3,0 m.

Lipsind planul de pilotaj, s-a admis că piloții ar fi fost dispuși cu pasul găsit pe contur și sub tălpile din interior. Această ipoteză m-a condus, însă, la o constatare surprinzătoare și anume că piloții găsiți pe teren în 1959 erau *mai puțini* decât cei consemnați în situațiile de lucrări din dosarul de arhivă pe care-l consultasem. Diferența era de ordinul a 20%. I-am comunicat această observație d-lui Stănculescu care s-a amuzat de constatare, dar n-a făcut referire la ea în articolul din 1962, considerând probabil că nu exista o certitudine asupra numărului piloților de pe teren.

Oricum, în conferința din 2003, la care pe lângă tinerii geotehnicieni din 38 țări asistau și înalte notabilități ale Societății Internaționale de Mecanica Pământurilor și Inginerie Geotehnică, mi-am permis să introduc o ușoară notă umoristică spunând că, atunci când dirigintele lucrării și executantul piloților conveneau să deconteze ceva mai mulți piloți decât cei efectiv executați, împărțindu-și, probabil, frățește beneficiul rezultat, nici prin gând nu le trecea că "mica înțelegere" avea să iasă cândva la iveală. Pentru mine, am zis, persistă din clipa în care am constatat discrepanța, **dilema**: *să fi fost o adaptare a sub-antreprenorului belgian la practicile balcanice sau, dimpotrivă, moravurile din Occident erau exportate pe malurile Dâmboviței?*

Indiferent de incertitudinea privind numărul piloților, a fost necesară verificarea atât a comportării lor sub încărcare cât și a stării terenului dintre ei.

Încercarea unui pilot, folosind radierul pentru preluarea reacțiunii de la presa hidraulică, a condus la un rezultat foarte bun: sub o sarcină de 125 tone tasarea a fost de 1 cm.

Piloții și-au făcut datoria, compactând pământul dintre ei

Mi-a revenit mie să verific, din însărcinarea d-lui Stănculescu, starea terenului dintre piloți. În acest scop, am coborât în tranșea de decopertare deschisă pe latura dinspre Palatul de Justiție și, înarmat cu trusa de teren Litvinov, am recoltat cu ștanța probe de pământ la distanțe de 10, 30, 60, 100 și 150 cm de la fața fiecărui pilot, la diferite adâncimi. Trusa care poartă numele unui cunoscut profesor din Kiev, care a patentat-o, este ceea ce azi s-ar numi o "geantă diplomat" (în fapt două), în care se regăsește, miniaturizat, laboratorul geotehnic, nu numai pentru încercările de identificare ci și pentru cele mecanice. Catedra tocmai se dotase cu acest echipament și dl. Stănculescu era dornic să-l vadă utilizat. Mai trebuie adăugat, pentru a înțelege ce se va spune în continuare, că toate piesele din trusă sunt din oțel inoxidabil, strălucind în consecință. Mă aflu în fundul tranșeei, la vreo 3,5 m adâncime, când am observat că, de la fața terenului, cineva urmărește cu atenție, parcă ușor contrariat, operațiile pe care le făceam. Mi-am văzut în continuare de treabă.

A doua zi, dl. Stănculescu mi-a spus că s-a întâlnit cu proiectantul șef al structurii, inginerul Ara Aznavorian, care i-ar fi spus cam așa: "După cele văzute ieri, mi-am schimbat radical părerea despre geotehnică. Mi se părea că e o treabă murdară să ai de-a face cu pământurile și, când colo, am constatat că omul dvs. lucrează în halat alb și cu instrumente chirurgicale"...

(Vă puteți întreba, desigur, de ce numele proiectantului șef al structurii nu apăruse între autorii articolului din 1962. Răspunsul e simplu pentru practicile din acele vremuri. Între timp dl. Ara Aznavorian emigrase în Franța și, deși emigrarea se făcuse în deplină legalitate, numele nu-i mai putea apărea în revistă. I-a revenit colaboratorului mult mai tânăr, Adrian Lupaș, misiunea de a reprezenta ingineria structurilor în articolele privind remarcabilele construcții din piața Splaiului. De altfel și Adrian Lupaș avea să emigreze mai târziu.)

În fig.2, reprodusă după [1], sunt date curbele de variație a porozității pământului cu distanța de la limita pilotului de îndesare. După cum se poate constata, efectul de îndesare e pronunțat pe o distanță egală cu cca 1/2 din diametru. La încheierea paragrafului care menționează aceste determinări, articolul face trimitere prin * la o notă de subsol în care stă scris: "Cercetarea a fost efectuată sub conducerea asistent ing. I. Manoliu de la catedra de geotehnică și fundații a Institutului de Construcții București". (Numele menționat într-o notă de subsol ... ce mare ispravă, ar putea spune unii. Și totuși ... Atunci când cei care îți încredințează o misiune, și care recunosc apoi rezultatele sunt mari profesori și mari constructori, de la care, pe băncile facultății și mai târziu, ai avut atâtea de învățat, o simplă notă de câteva rânduri, care nu va fi niciodată trecută într-un c.v., înseamnă enorm de mult.)

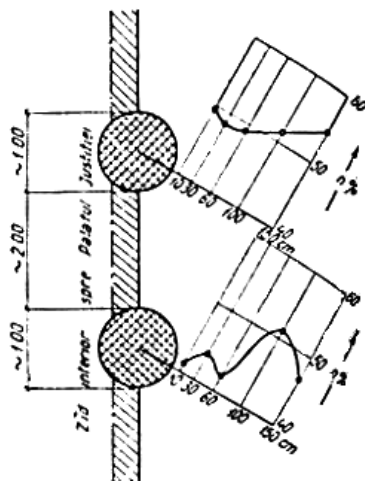


Figura 2

Modulii de deformare utilizați în calculele de tasare au fost $E = 150 \text{ daN/cm}^2$ pentru argile și $E = 250 \text{ daN/cm}^2$ pentru nisipuri. Metodele de calcul folosite au fost metoda recomandată în STAS 3300-52 (metoda însumării tasărilor pe straturi elementare) și metoda Egorov, obținându-se tasări de 9-10 cm sub o presiune de $1,1 \text{ daN/cm}^2$ și de 13-14 cm sub o presiune de $1,7 \text{ daN/cm}^2$.

Aceste tasări relativ mari l-au pus, desigur, pe gânduri pe profesorul Beleș care și-a amintit că urmărise cu decenii în urmă, timp de doi ani, tasările palatului "Agricola Foncieră" aflat în apropiere, dar pe celălalt mal al Dâmboviței și unde, pentru o presiune de cca $0,9 \text{ daN/cm}^2$, tasările se stabilizaseră pe la vreo 2 cm. La care dl. Stănculescu a propus valorificarea datelor publicate asupra tasării corpului central al Palatului C.F.R., fundat în condițiuni similare, care era de cca 30 mm la o presiune pe teren de $1,5 \text{ daN/cm}^2$. S-a ajuns, pe această cale, la concluzia că blocul turn ar putea avea tasări practic uniforme, de ordinul a 20 ... 40 mm.

După exact 45 de ani de la această estimare, Eurocode 7 Partea 1 "Proiectarea geotehnică", ajuns în sfârșit în 2004 la forma definitivă, a consacrat oficial termenul "experiență comparabilă", pe care-l definește astfel: "Informație documentată sau stabilită cu claritate prin orice alt mijloc, privitoare la terenul considerat în calcul, implicând aceleași tipuri de pământuri și roci, care e de așteptat că vor avea o comportare geotehnică similară, și implicând construcții similare. Informațiile obținute pe plan local sunt considerate ca deosebit de pertinente".

La blocurile din Piața Splaiului dar și la multe alte lucrări, profesorii Beleș și Stănculescu au utilizat din plin metoda "experienței comparabile".

"Experiența comparabilă" în acțiune la estimarea tasărilor blocului turn

Un rol esențial în stabilirea soluției de fundare pentru noile construcții, în primul rând pentru blocul turn cu încărcări mult mai mari, l-a avut estimarea tasărilor. S-a dispus executarea unor foraje cu adâncimi între 15 și 25 m, care au stabilit că, din punct de vedere litologic stratificația spre suprafață este diferită pe jumătatea de nord a amplasamentului, în care predomină argilele, față de jumătatea de sud, în care predomină nisipurile și formațiunile prăfoase. Pe baza rezultatelor încercărilor de laborator pe probe netulburate pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice, s-a conchis că deși formațiunile pe care se fundau cele 4 blocuri sunt de vârstă și natură diferite, ele sunt suficient de consolidate.

Pentru stabilirea presiunii nete pe teren, sub radierul blocului turn, s-au făcut două ipoteze:

- blocul turn rezemat numai pe porțiunea centrală a radierului, cu dimensiuni în plan $29 \times 29 \text{ m}$, ipoteză pentru care presiunea netă a fost de $1,7 \text{ daN/cm}^2$
- blocul turn rezemat pe întreaga suprafață a radierului, cu dimensiuni în plan $35 \times 35 \text{ m}$, ipoteză pentru care presiunea netă a fost de $1,1 \text{ Kg/cm}^2$.

Decizia finală: Fundațiile vechi se vor folosi pentru noile construcții

Paragraful final al articolului [1] începe cu fraza - cheie:

"Ținându-se seama de rezultatele investigațiilor făcute pentru stabilirea condițiilor de fundare pe amplasamentul blocurilor de locuințe din piața Senatului, s-a adoptat hotărârea de a se folosi fundațiile vechi pentru noile construcții".

În continuare se arată că blocul turn, așezat deasupra fundațiilor vechi inelare, concepute pentru a suporta încărcările sălii centrale și a cupolei proiectatului Palat al Senatului, a fost fundat pe casete cu pereți înalți rigizi, care să rezeme pe placa și grinzile de grosime variabile și diferit rezemate pe pământ ale vechilor fundații.

Fundația casetată a blocului turn, realizată deasupra vechiului radier, a fost construită în două etape.

În prima etapă s-au realizat porțiunile rezemate pe inelul interior al vechii fundații, trecându-se apoi la ridicarea structurii, cu urmărirea tasărilor. În momentul când s-a constatat tendința de amortizare a tasărilor, s-a trecut la etapa a doua, constând din solidarizarea fundației casetate cu inelul exterior.

În fig.3 sunt date diagramele de variație în timp a presiunilor pe teren și a tasărilor la blocul turn. Momentul de reducere bruscă a presiunii pe teren corespunde cu solidarizarea fundației cu inelul exterior, însoțit practic de stingerea tasărilor.

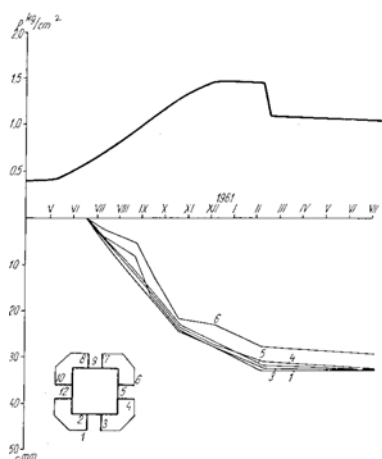


Figura 3

O scurtă recapitulare

- la puțin timp de la brevetare în Franța, un procedeu de fundare sau, mai degrabă, de îmbunătățire a terenurilor slabe, era utilizat în România pentru fundarea unei clădiri de importanță națională;
- după 47 de ani de la executarea piloților și a radierului cu tălpi și placă, s-a întreprins un program complex de investigații, în condițiile absenței proiectului de rezistență al clădirii începute dar abandonate;
- problema esențială utilizarea vechii fundații pentru o nouă clădire, cu destinație și structură diferite de cea cărora le era destinată fundația, a fost în mod strălucit rezolvată de profesorii Beleş și Stănculescu;
- utilizarea fundației vechi pentru noua structură ilustrează în mod exemplar rezultatele la care poate duce perfecta conlucrare între specialiștii în inginerie geotehnică și specialiștii în ingineria structurilor.

Iată doar câteva motive pentru care lucrarea care a făcut obiectul acestor rânduri își are locul asigurat în istoria ingineriei geotehnice din România.

..... și un epilog demn de anul 1983

În primăvara anului 1983, pe când eram decan al Facultății de Construcții Civile, Industriale și Agricole, deci, cum s-ar zice, persoană publică, mă trezesc sunat la telefon de un redactor de la Radio care mă invită să particip la o emisiune intitulată *"La sugestia dvs"*. Îl refuz politicos, arătându-i că prefer *"să stau în banca mea"* și să nu apar pe postul public. Omul nu renunță, revine a doua, a treia zi, cu argumente de felul: și cutare a venit și cutare etc.

Până la urmă, mă las convins. Cât privește caracterul emisiunii, optez pentru o variantă de tip *"de toate pentru toți"*, aceasta însemnând că puteam să introduc și unele elemente de specialitate, de interes pentru publicul larg, alături de care urma să propun diferite piese muzicale, versuri etc. Emisiunea, cu durata de o oră, de la 21 la 22, nu era în direct (suntem totuși în 1983) ci se înregistra cu două zile înainte de punerea în undă.

Pentru a asigura spontaneitatea și cursivitatea necesare, convin cu redactorul că nu voi veni cu un text scris ci doar cu un desfășurător, pe baza căruia să prezint ce aveam de spus.

Zis și făcut. Începe înregistrarea. Totul merge șnur până la o rubrică de genul *"Știați că ..."*, în care spun: *"Știați că blocul de locuințe cel mai înalt din București are o fundație de împrumut? El se reazemă pe fundația clădirii Senatului, începută în 1912 dar ulterior abandonată"*. Prin geamul care ne desparte îl văd pe redactor făcându-mi cu disperare semn să mă opresc.

"Ce se întâmplă?" îl întreb. *"Tovarășe profesor, vrei să mă bagi în bucluc? Cum să spunem pe postul național de radio că blocul de locuințe cel mai înalt din Capitala patriei noastre socialiste stă pe o fundație construită pe timpul regimului burghezo-moșieresc?"*

Mă uit cu atenție la el, să văd dacă nu cumva glumește. De loc, pe față i se citește teama.

Încerc să-i arăt că însași utilizarea fundației vechi pentru o construcție atât de importantă reprezintă o mare performanță tehnică, un adevărat motiv de mândrie, dar fără rezultat.

Și astfel, povestea fundației de împrumut n-a mai intrat în emisiune.

Prof. dr. ing. Iacint MANOLIU

Bibliografie:

- [1] A. Beleş, I. Stănculescu, A. Lupaș *"Studii și cercetări geotehnice pentru proiectarea și realizarea fundațiilor blocurilor de locuințe din Piața Splaiului"*, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții Nr.1, 1962
- [2] A. Lupaș: *"Proiectarea construcțiilor complexului de locuințe din Piața Splaiului"*, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții Nr.1, 1962
- [3] C. Popa, Fl. Stăncescu *"Executarea complexului de locuințe și magazine "Piața Splaiului"*, Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, nr. 1, 1962.

Geotehnica pe alte meridiane

Suntem bucuroși să înscrinem în rubrica aceasta o contribuție primită din Statele Unite, de la dr.ing. Vlad Perlea. Ca și dr. ing. Dan Dimitriu, autorul contribuției din primul număr al revistei, dr. ing. Vlad Perlea a avut un rol activ în viața breslei geotehnicienilor din România, îndeplinind funcția de secretar al Comisiei de Geotehnică și Fundații din cadrul secției de Construcții a C.N.I.T. în două perioade: 1973-1977 și 1983-1985. Absolvent al Institutului de Construcții București, dl. Vlad Perlea s-a consacrat cu începere din 1959 cercetării științifice în domeniul geotehnicii, lucrând la Institutul de Cercetări Hidrotehnice. Este autor, împreună cu soția, d-na Maria Perlea, al primei cărți publicate în țară asupra lichefierii pământurilor, rezultat al unor cercetări sistematice, intensificate după marele cutremur din martie 1977. Un amănunt inedit din biografia d-lui Perlea ni l-a dezvăluit chiar d-sa în e-mailul care a însoțit articolul de inclus în revistă. Dar, să-i dăm cuvântul: "Comisia ICB mi-a acordat titlul de doctor în 1973, dar PCR mi-a refuzat confirmarea. Motivul, așa cum mi-a fost comunicat verbal de tov. Cenușe de la Ministerul Învățământului, era că tatăl meu avusese 50 ha de pământ. După multe intervenții, Profesorul Hâncu a reușit să-mi obțină diploma în 1981".
Dl. Vlad Perlea a plecat din țară în 1985, stabilindu-se în Statele Unite.

SCRISOARE DIN STATELE UNITE

De curând internetul și poșta electronică mi-au prilejuit o multiplă bucurie și satisfacție: am primit primul număr al Revistei Române de Geotehnică și Fundații; am constatat că vechiul meu coleg și prieten Dan Dimitriu a fost invitat să inaugureze rubrica "Geotehnica pe alte meridiane"; am primit și eu o invitație similară pentru numărul următor. Sper ca aceste note informative să devină o tradiție, devenită posibilă atât datorită mijloacelor moderne de comunicare, dar mai ales schimbărilor politice care garantează în prezent libertatea de exprimare.

Activitatea mea profesională în Statele Unite ale Americii a început în anul 1985 când am fost angajat de o companie de consulting relativ mică (circa 150 salariați în trei sedii, două în statul Ohio și unul în Kentucky), Bowser - Morner Associates. Am participat la proiectarea unor baraje și halde de steril pentru industria minieră din Virginia, West Virginia, Ohio și Kentucky. Am avut astfel ocazia să aplic cunoștințele acumulate în România, ca student al profesorului Ioan Stănculescu și doctorand al profesorului Emil Botea, ca tânăr ucenic al profesorilor Ion Antonescu și René-Jacques Bally, pentru a enumera numai câțiva dintre cei care au contribuit la formarea mea ca inginer geotehnician. Activitatea mea la Bowser - Morner a prilejuit întocmirea unor lucrări originale, care vor putea constitui în viitor subiectul unor articole pentru revista noastră: un algoritm și program de calcul pentru evaluarea comportării conductelor cu diametru mare din tablă ondulată, determinarea sensibilității la lichefiere a șlamurilor de cărbune, dimensionarea protecțiilor de maluri tip Armorform și altele.

Din anul 1992 lucrez la Corpul Inginerilor (US Army Corps of Engineers, pe scurt USACE), districtul din Kansas City, Missouri. Corpul Inginerilor este una din cele trei unități principale constructoare de baraje din Statele Unite, care a excelat în anii 1960-1970, celelalte două fiind Biroul de Ameliorații (Bureau of Reclamation, sau BuRec) și Autoritatea Bazinului Râului Tennessee (Tennessee Valley Authority, TVA). Reducerea considerabilă a construcției de noi baraje în ultimele decenii a determinat diminuarea în mod corespunzător a numărului de salariați ai celor trei unități guvernamentale. USACE a fost mai puțin afectată de reducerea personalului în raport cu BuRec și TVA, datorită implicării în alte două categorii de activități cărora li s-a acordat o atenție deosebită în ultima vreme: construcțiile militare și protecția mediului înconjurător. Fonduri uriașe au fost alocate de Congresul SUA lucrărilor de curățire a amplasamentelor militare dezafectate, care au poluat terenul și apele subterane. În prezent, USACE are 41 districte permanente în SUA, Asia și Europa, multe dintre ele cu peste 1000 salariați. În ianuarie 2004 au fost înființate alte 3 districte temporare în Irak, pentru construcții civile de refăcere a infrastructurii țării. În plus, mai există oficii teritoriale (field offices) în întreaga lume. Totalul salariaților USACE este de ordinul a 120.000.

M-am gândit să dedic această primă contribuție a mea la Revista Română de Geotehnică și Fundații tehnologiei moderne de comunicare, internetului, care facilitează schimbul de idei și elimină hotarele care încearcă să despartă oamenii și ideile lor. Sper ca prin ideile expuse în prezenta scrisoare să ușurez accesul inginerilor geotehnicieni români la rezultatele cercetărilor în domeniul construcțiilor din întreaga lume. În cele ce urmează mă voi referi cu cifre la adresele de internet listate la sfârșitul scrisorii. În toate cazurile se va subînțelege că adresa începe cu <http://www.>, parte pe care am omis-o din adrese pentru economie de spațiu și de efort personal.

Cercetarea inginerască în SUA se efectuează aproape în exclusivitate în universități. În companiile particulare se presupune că ai fost angajat complet format și vei aplica ceea ce ai învățat deja. Contribuția companiei la perfecționarea pregătirii profesionale se rezumă de obicei la o masă de prânz lunară organizată de secția locală ASCE (Societatea Americană de Inginerie Civilă) unde sunt invitate diverse personalități să prezinte o temă de interes practic. Ocazional, cam o dată pe an, ți se finanțează participarea la o conferință, mai ales dacă ai și o contribuție de prezentat (chiar dacă primul autor este, de regulă, președintele companiei). În rest, trebuie să-ți folosești timpul liber și punga proprie. La USACE, companie guvernamentală, situația este intermediară, între cea de la universități și din companiile particulare. Cercetarea aplicativă este încurajată, dar rezultatele sunt transferate pentru finalizare unității de cercetare: una dintre puținele instituții de cercetare independente de învățământ este cea a USACE de la Vicksburg, Mississippi (2). Așa s-a întâmplat cu rezultatele unui studiu de eroziune a unui canal deschis, neprotejat,

care amenința stabilitatea stăvilor unui evacuator de urgență. Algoritmul întocmit la nivel de district, folosit pentru proiectarea măsurilor de stabilizare, a fost preluat de unitatea de cercetare și completat cu un program de calcul în vederea folosirii în cazuri similare.

Ceea ce este remarcabil la USACE este că publică pe internet în întregime manualele sale de proiectare, care sunt verificate și actualizate de câte ori se simte nevoia, de regulă o dată la cinci ani. În general sunt întocmite cu colaborarea celor mai competenți specialiști în domeniul respectiv. Să dau un exemplu. Manualul de Stabilitatea Taluzurilor (indicativ EM 1110-2-1902) a fost inițial întocmit în anul 1970 de prof. Mike Duncan, pe vremea aceea afiliat Universității din California, Berkeley). A fost atât de bun, încât abia în anul 1983 s-a simțit nevoia unei modificări și numai în anul 2003 a fost complet refăcut (de un fost student al prof. Duncan, dr. Stephen Wright de la Universitatea din Texas). Toate manualele în vigoare pot fi găsite (bine înțeles în Limba engleză) la adresa (3). Înainte de a deveni manuale, documentele provizorii se numesc Engineer Circulars (notate cu EC), care își pierd valabilitatea după doi ani, când devin manuale (EM), după incorporarea modificărilor rezultate din utilizarea lor temporară. Procesul de întocmire a unei EC durează și el unul sau doi ani, dar în general mai puțin decât documente similare editate de alte instituții. Mă refer de exemplu la standardele ASTM, Societatea Americană pentru Încercarea Materialelor, adresa (12), care de multe ori sunt duplicate de manualele sau Scrisorile Tehnice Inginerești (indicativ ETL) ale USACE; acestea din urmă sunt însă mai la curent cu concepțiile curente. Personal sunt implicat în prepararea unui EC pentru evaluarea deformațiilor seismice a barajelor - cu termen în 2005 pentru EC și 2007 pentru EM - și reactualizarea ETL 1110-1-138 referitoare la folosirea penetrării standard în evaluarea lichefiabilității nisipurilor, cu termen în 2005. Inginerilor geotehnicieni și hidrotehnicieni le recomand să consulte următoarele manuale: Explorarea geofizică (indicativ EM 1110-1-1802), Cercetarea geotehnică (...1804), Calculul tasării (...1904), Capacitatea portantă a pământurilor (...1905), Prelevarea probelor de pământ (...1906), Fundații pe rocă (...2908), Injecții chimice (...3500), Manualul inginerului costier, în 5 părți și o anexă (...2-1100), Calculul și controlul infiltrațiilor prin baraje (...1901), Stabilitatea taluzurilor (...1902), Încercări de laborator pe pământuri (...1906), Proiectarea și construcția digurilor (...1913), Beton cilindrat (...2006), Proiectarea fundațiilor pe piloți (...2906). Dintre scrisorile tehnice citez: Încercarea de penetrare standard (ETL 1110-1-138) și Folosirea Geogrid la construcția șoselelor (...189). Pornind de la situl de bază al USACE (1) se poate ajunge și la alte informații cu caracter de detaliu geotehnic. De exemplu, rezultatele unui studiu complex privind stabilitatea seismică a unui baraj din Kansas pot fi găsite la adresa (4), întocmit în special pentru informarea constructorilor potențiali ai lucrărilor de remediere.

Celelalte două organizații guvernamentale constructoare de mari baraje publică de asemenea informații tehnice de detaliu, dar sunt mai puțin familiare cu modul cum se poate ajunge la ele pornind de la siturile de bază (5,8). De exemplu informații privitoare la cele circa 500 baraje ale BuRec pot fi găsite la (6), iar metodele BuRec pentru evaluarea riscului la (7). Ministerul Transporturilor din Ohio prezintă de asemenea manuale de proiectare la (9).

O inițiativă lăudabilă este lansarea unor așa numite "journals on-line" la care accesul este gratuit, iar articolele sunt publicate în întregime. Un astfel de jurnal este (10), inaugurat în 1996, continuat cu câte un volum în 1997-2001, 3 volume în 2002 și câte 4 volume în 2003 și 2004. Un articol din volumul inaugural, cu titlul Relații constitutive pentru materiale pământoase, este semnat de bunul meu prieten Radu Popescu, conferențiar la Universitatea Memorială din St. John's, Canada. De curând am fost solicitat să prezint un articol în alt jurnal on-line, în curs de înființare din inițiativa profesorului Prakash, doctor honoris causa al Universității Tehnice de Construcții București (11). Publicațiile de prestigiu cu tradiție și piață largă de circulație își prezintă gratuit pe internet numai tabla de materii și rezumate, ca de exemplu ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (14). Accesul la conținutul complet al articolelor poate fi obținut cu un cost mai mic decât cel al abonamentului pentru jurnalul tipărit.

Siturile universităților sunt altă importantă sursă de documentare, dar detaliile utile inginerului practician sunt de obicei incluse în sub-siturile profesorilor. Recomand pe cel al prof. Ross Boulanger, care conține numeroase articole în întregime, precum și o colecție de fotografii din domeniul realizărilor geotehnice întocmit în colaborare cu prof. Duncan (15), pe cel al dr. Radu Popescu, care conține numeroase trimiteri la situri interesante (16) și pe cel al unui cercetător entuziast de la centrul de cercetări al USACE, dedicat metodelor de evaluare a lichefierii (17). Lipsa de spațiu mă obligă să mă opresc aici cu lista siturilor de interes geotehnic, lăsând deoparte câteva milioane de alte adrese care ar merita semnalate.

Dr. ing. Vlad PERLEA
US Army Corps of Engineers
Kansas City, Missouri

Referințe

Organizații guvernamentale sau statale:

- (1) usace.army.mil/ (2) erdc.usace.army.mil/ (3) usace.army.mil/inet/usace-docs
(4) nwk.usace.army.mil/projects/tcdam/final-er-eis.htm (5) ucbr.gov/ (6) usbr.gov/dataweb/
(7) usbr.gov/ssle/dam_safety/risk/references.html (8) tva.gov/ (9) sot.state.oh.us/

Jurnale on-line:

- (10) ejge.com/ (11) (fără www.) casehistories.geoengineer.org/index.html

Societăți ingineresti:

- (12) astm.org/ (13) asce.org/ (14) pubs.asce.org/journals/jrns.html

Universități, profesori universitari și cercetători:

- (15) (fără www.) cee.engr.ucdavis.edu/faculty/boulanger/ (16) enr.mun.ca/~radu/infores/ (17) liquefaction.com