

INSTITUTUL POLITEHNIC

TRAIAN VUIA

Timișoara

FACULTATEA DE CONSTRUCTII

Ing. Eugeniu Luca

**CONTRIBUTII PRIVIND
FOLOSIREA AUTOMATIZARII
APARATURII GEOTEHNICE PENTRU
STABILIREA UNOR SOLUTII EFICIENTE
DE FUNDARE**

TEZA DE DOCTORAT

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



00137150

CONDUCATOR ȘTIINȚIFIC,
Prof. Dr. Ing. Marin Păunescu

INSTITUTUL POLITEHNIC TIMIȘOARA	
518909	
FACULTATEA	
Volume	359 H
Dulap	359 LII.

TIMIȘOARA 1986

P R E F A T A

Realizarea amplului program energetic național a impus proiectarea și executarea într-un ritm rapid, în ultimii 10 ani, a unor construcții de mari dimensiuni și deosebită importanță economică, cum sînt barajele din materiale locale și din beton, centralele termoelectrice și nucleare-electrice. Epuizarea amplasamentelor "bune" de baraje și folosirea în structura barajelor din pămînt a materialelor locale disponibile în imediata vecinătate a amplasamentului, uneori prohibite, a amplificat necesitatea cunoașterii cît mai exacte a proprietăților geotecnice ale terenului de fundare și materialelor de construcție și deci a dezvoltării instrumentului de investigare și tehnologiilor de testare.

Acese considerente implică abordarea științifică a aspectelor geotecnice legate de terenul de fundare și materialele locale de construcție, efectuarea de studii geotecnice aprofundate la cel mai înalt nivel tehnic, în măsură să permita stabilirea parametrilor geotecnici de calcul necesari proiectării și totodată să facă posibilă estimarea comportării ansamblului structură-teren de fundare în fazele de construcție și exploatare.

pornind de la aceste constatări, lucrarea încearcă să aducă o contribuție la progresul investigațiilor geotecnice de laborator, atât prin perfecționarea și automatizarea aparaturii geotecnice, cît și prin stabilirea unor noi metodologii de testare și valorificare superioară a datelor obținute din încercări. Din marea diversitate de parametri geotecnici necesari proiectării, autorul aprofundează determinarea acelor ce se pot obține în laborator folosind o stare de eforturi spațială, singura capabilă să modeleze mai aproape de realitate comportarea terenului de fundare sub încărcarea dată de construcție. Acesta constituie unul din motivele pentru care autorul a studiat, proiectat și realizat instalații de solicitare triaxială pentru încercat probe de pămînt în condiții de solicitare statică și

INSTITUTUL POLITEHNIC
BUCUREȘTI
BIBLIOTECA CENTRALĂ

ciclică. În lucrare se prezintă, de asemenea, singura instalație triaxială din țară pentru studiul comportării anrocamentelor folosite în prismele de rezistență ale barajelor, proiectată și experimentată de autor. Experimentarea instalației a permis stabilirea unor metodologii de încercare și prelucrare a datelor geotehnice obținute în încercările de solicitare triaxială necesare definirii parametrilor geotehnici folosiți ca date de intrare în programele moderne de calcul.

Realizarea instalației triaxiale pentru încercat probe de pământ în laborator, a necesitat proiectarea unor celule triaxiale de diferite dimensiuni, pentru testarea probelor de pământ cu distribuții granulometrice variate.

Celulele triaxiale - proiectate și experimentate de autor - pot fi folosite cu aparatele triaxiale existente în țară (din import) înlocuind celulele originale scoase din uz sau cuplate cu sisteme hidraulice (pneumatice) de încărcare, proiectate de autor astfel încât să poată constitui, fiecare în parte, un aparat triaxial de sine stătător.

Instalația triaxială și celulele triaxiale polifuncționale experimentate, pot fi folosite în laboratoarele de șantier, laboratoare mobile sau pe platformele marine, pentru studii geotehnice speciale, întrucât nu sînt dependente de mașina triaxială clasică.

Noua concepție a celulei triaxiale, proiectată de autor, a permis efectuarea încercărilor în condiții de solicitare ciclică, pe nisipuri și argile, pentru studiul comportării la sarcini seismice al terenului de fundare și materialelor de construcții pentru baraje, permițînd obținerea datelor de intrare pentru programele automate de calcul și analiza ansamblului.

Totodată, studiile efectuate pe numeroase tipuri de anrocamente, au permis să se stabilească expresia matematică a variației unghiului de frecare internă ϕ cu efortul de solicitare, asigurînd premisele unei noi concepții de proiectare (mai economică) a structurilor din anrocamente.

Cercetările privind proiectarea, experimentarea și realizarea instalațiilor triaxiale pentru pămînturi și anrocamente, prezentate în lucrare, conduc la posibilitatea realizării pentru prima dată în țară a aparaturii geotehnice de vîrf, asociată cu diferite elemente de automatizare produse integral în țară. Aceasta asigură, în regim automat, modelarea stării de eforturi din natură, în încercările geotehnice de laborator, mersul încercării triaxiale și înregistrarea și prelu-

crarea parțială a datelor. Instalațiile similare din țară sînt, în prezent, importate integral din străinătate.

Rezultatele experimentale și teoretice obținute cu instalațiile triaxial prezentate în lucrare sînt aplicate direct în procesul de proiectare a barajelor din materiale locale, în cadrul ISPH - București și în străinătate (Algeria - Baraj Lekhal și Iran - Baraj Alavian și Marun), conducînd la adoptarea unor soluții optime de fundare și folosire a materialelor locale în structura barajelor, în condiții de securitate și eficiență economică.

Cercetările efectuate, aplicînd tehnologiile, aparatura și concepțiile dezvoltate în lucrare, au permis amplasarea unor diguri pe terenuri potențial lichefiabile, adoptarea unor soluții economice în proiectarea unor mari baraje și furnizarea parametrilor geotehnici necesari unor programe de calcul complexe.

Producerea în țară a instalațiilor triaxiale complexe, utilizînd celulele triaxiale polifuncționale de tip HL38 sau HL100, va permite aprofundarea în diferite laboratoare geotehnice din țară a studiului proprietăților terenului de fundare și totodată la abordarea unor soluții de fundare specifice fiecărui amplasament din diferitele zone ale țării.

Fără îndoială, rezultatele obținute sînt un început de drum în perfecționarea și automatizarea procedurilor de testare geotehnică de laborator, cît și în valorificarea rezultatelor funcție de modelul constitutiv ales al pămîntului și programele de calcul automat compatibile cu metoda de testare.

În elaborarea tezei de doctorat m-am bucurat de îndrumarea, sprijinul și colaborarea a numeroși specialiști și colegi, cărora doresc să le aduc cele mai sincere mulțumiri.

În primul rînd doresc, cu sinceră emoție, să mulțumesc conducătorului meu științific, profesor doctor inginer Marin Ionescu, pentru îndrumările de specialitate pe care mi le-a dat, dar mai cu seamă pentru felul în care știe să transmită colaboratorilor săi dorința de autodepășire, încrederea, exigența și corectitudinea, perseverența și disciplina, izvorîte dintr-o vastă experiență didactică și inginerască.

De asemenea, doresc să mulțumesc cadrelor didactice din cadrul catedrei de Geotehnică și Fundații a Facultății de Construcții a Institutului Politehnic "Traian Vuia" - Timișoara, pentru încurajările, sprijinul și colegialitatea cu care m-au înconjurat cu ocazia prezentă-

rii referatelor.

Mulțumesc conducerii ISPH - București, în mod special tovarășului doctor inginer Lucian Lefter, directorul institutului, pentru sprijinul constant și eficient acordat pe toată perioada pregătirii lucrării, membrilor Colectivului "Structuri-Fundații și Materiale de construcție" (ing. Petre Iancu, mat. Maria Sîrbu, teh. pr. Pițulescu Toma), pentru participarea și sugestiile făcute în timpul experimentărilor de laborator, prelucrarea datelor și utilizarea acestora în programele automate de calcul.

1. STUDIU CU PRIVIRE LA APARATURA SI METODOLOGIA FOLOSITE LA DE- TERMINAREA SI STABILIREA PRINCIPALELOR CARACTERISTICI FIZICO- MECANICE ALE TERENURILOR DE FUNDARE

1.1. Date generale

Stabilirea caracteristicilor geotehnice de calcul, folosite în proiectarea construcțiilor, pune în fața geotehnicianului problema complexă de alegere a metodei sau ansamblului de metode de cercetare a terenului de fundație, ținând seama de tipul și importanța construcției, specificul amplasamentului, metodele și programele automate de calcul de care dispune, astfel încât, împreună cu proiectantul, să aleagă soluția de fundare optimă, pentru realizarea unei construcții eficiente și sigure.

Cercetarea modernă a terenului de fundare implică cunoașterea și aplicarea unor tehnici variate de studiu "in situ" și în laborator, care să permită caracterizarea geotehnică a terenului de fundație în stare naturală sau în timpul aplicării stării de eforturi ce se dezvoltă în terenul de fundație și în timpul realizării și exploatării construcției ce se proiectează.

Experiența arată că este exclusă aplicarea unei singure metode sau aparat de investigare, neexistând, pînă în prezent, un aparat de teren sau laborator "miraculos" care să răspundă la întreaga gamă de probleme ridicate de varietatea tipurilor de pămînt și parametri necesari caracterizării geotehnice a acestora.

Cu toate perfecționările continue care se aduc aparatului geotehnice de laborator și teren sau metodelor de calcul automat aplicate în geotehnică, practica dovedește că valorile parametrilor geotehnici ai terenului de fundare și materialelor de construcție prezintă unele neconcordanțe în lanțul obligatoriu: valori obținute în studii preliminare ≠ valori adoptate pentru calcul ≠ valori măsurate în teren după realizarea construcției. Se apreciază /50/, că prima neconcordanță apare mai frecvent în situația cînd studiul și calculul ansamblului structură - teren de fundare nu sînt făcute de aceeași persoană (colectiv). A doua neconcordanță s-ar datora, în principal, deranjării terenului de fundație în timpul realizării construcției, în sensul reduce-

rii capacității portante față de cea definită în faza de studii.

Soluția optimă adoptată în prezent /35/, /42/, /49/, /55/, /87/, /97/, /110/, e constituie intervenția continuă a geotehnicianului pentru elucidarea la timp a neconcordanțelor amintite, care poate interveni, atât asupra rezultatelor studiilor, cât și a metodelor de calcul și ipotezelor de calcul sau construcției aflate în fază de execuție pe șantier. În domeniul barajelor, și mai ales al celor din materiale locale, acest deziderat este, în parte, realizat și în țara noastră, ca și în alte domenii, devenind o practică curentă, proiectantul fiind prezent pe șantier în toate fazele.

Determinările geotehnice de laborator și teren au importanță deosebită în ansamblul studiilor ce se întreprind pentru stabilirea soluției optime de fundare a construcțiilor.

Examinarea în laborator a probelor de pământ completează rezultatele obținute prin recunoașterea geologică și cercetarea "in situ". Totodată, studiile de laborator și teren, conduse cu discernământ, permit obținerea de informații asupra metodelor optime de execuție a fundațiilor și terasamentelor, adecvate fiecărui caz particular /88/, /89/, /91/, /105/, /116/, /134/, precum și datele de bază care stau la dispoziția proiectantului și constructorului în procesul de control a calității execuției.

Laboratorul geotehnic, prin diversitatea procedeeilor și aparaturii de care dispune, constituie sursa cea mai concretă de informații care stau la baza definirii indicilor geotehnici folosiți la calculul și dimensionarea structurilor. În ultimii ani se constată o preocupare deosebită a specialiștilor din întreaga lume pentru ridicarea calitativă a determinărilor de laborator efectuate în scopul caracterizării geotehnice a terenului de fundație și a materialelor locale pentru terasamente de tot felul. Pornind de la conceptul că metodologia de încercare folosită în laborator și pe teren, trebuie să modeleze în cât mai mare măsură starea de eforturi și deformații ce se dezvoltă în terenul de fundare și structură, în diverse faze de existență a acestora, precum și abordarea problemelor de interacțiune structură-fundație-teren de fundare, laboratoarele geotehnice din țară și străinătate se dotează permanent cu aparatură și metodologii noi, care să satisfacă aceste considerații.

Se poate afirma că în prezent există o permanentă concurență, și în același timp conlucrare, între metodologiile și aparatura de determinare folosite în laboratoarele geotehnice, în încercările "in situ".

și metodele de calcul automat aplicate în proiectare, în diversitatea domeniilor de construcții. Se remarcă, în acest sens, elaborarea unor programe complexe de calcul automat pentru definirea stării de eforturi și deformații în structură și terenul de fundare /234/, /235/, /236/, /237/, avînd la bază modelul geotehnic realizat prin aparatură special proiectată în laboratoarele geotehnice, pentru determinarea indicilor de calcul.

Complexitatea problemelor geotehnice ridicate de terenul de fundare și structurile din materiale locale realizate pe terenuri dificile și în zona cu seismicitate ridicată a impus pătrunderea în laboratorul geotehnic și în metodele de cercetare "in situ" a aparatelor care permit determinarea caracteristicilor geotehnice de calcul în condiții de solicitare dinamică /28/, /62/, /64/. Acestea necesită un înalt grad de acuratețe, atît în selecția și pregătirea probelor, cît și înregistrarea rezultatelor obținute, fapt ce a condus la automatizarea în măsură din ce în ce mai mare a procesului de încercare și înregistrare a datelor.

Astfel, aparatura electronică de vîrf a pătruns în laboratoarele geotehnice și măsurătorile "in situ", contribuind în mod evident la automatizarea procesului de testare și înregistrare a datelor și totodată la creșterea gradului de încredere în rezultatele obținute, atît prin înlăturarea subiectivismului introdus de factorul om în procesul de încercare, cît și posibilitatea urmăririi timp îndelungat a unui proces de încercare.

Totuși, cu toate aceste progrese înregistrate în tehnologia de măsurare și aparatura folosită în laboratorul geotehnic, calitatea și modul de selecție a probelor constituie unul din factorii de maximă însemnătate în obținerea unor rezultate pentru un anumit tip de material.

Metodele moderne folosite în prezent în încercările "in situ", încearcă să compenseze acest neajuns important, căutînd ca prin perfecționarea mijloacelor de investigare /4/ (forare-încercare) să deranjeze cît mai puțin structura și starea de eforturi reală din teren. De asemenea, interpretarea rezultatelor obținute în urma programelor de încercări din laborator trebuie să aibă la bază simțul tehnic și experiența profesională a specialistului, cu atît mai mult cu cît tehnica de încercare, aparatura și programele de calcul automat în care vor fi folosite informațiile sînt mai evaluate /50/.

Daț fiind preocupările autorului de a explora la maximum infor-

mașiile obținute din încercările geotehnice de laborator și teren, atât ca elemente de studiu, cât și ca date de intrare în programele automate de calcul folosite în scopuri geotehnice, în acest capitol se va face o trecere în revistă a noutăților pe plan mondial privind cele două aspecte. Vor fi evidențiate metodele de testare, aparatura cu elementele de automatizare pentru creșterea încrederii în datele geotehnice de bază și reducerea timpului de testare, cât și modelele constitutive și programele de calcul automat specifice, folosite în geotehnica fundațiilor și structurii barajelor din materiale locale.

Nu trebuie absolutizată valoarea obținută din încercări /42/, /50/, /228/, și în orice caz diversificarea încercărilor de teren și laborator poate aduce mult mai multe informații utile pentru aprecierea corectă a indicelui analizat, decât executarea unui număr foarte mare de încercări de același tip, care pot conține o eroare sistematică și care poate influența decizia.

Determinările de laborator, foarte complicate, scumpe, și care necesită timp îndelungat de analiză, trebuie folosite numai pentru lucrări de mare importanță pentru economia națională, care constituie cazuri particulare /190/.

Diversitatea tipurilor de încercări geotehnice folosite în prezent în țară și străinătate, a făcut necesară clasificarea lor după diverse criterii, funcție de aparatura folosită, tipul de solicitare sau gradul de deranjare a probelor în procesul de testare în laborator /3/. Dintre acestea cităm:

- . după timpul de solicitare:
 - solicitare statică,
 - solicitare dinamică;
- . după gradul de deranjare a structurii probelor:
 - încercări distructive,
 - încercări nedistructive;
- . după natura proprietăților urmărite:
 - încercări pentru determinarea proprietăților fizice și mineralogice,
 - încercări pentru determinarea proprietăților de rezistență la compresiune și rezistență la forfecare.

Pentru această lucrare s-a prezentat un mod de clasificare pornind de la scopul și metodele de investigare - teren și laborator - considerînd că este mai complex și mai apropiat de realitate. Clasificarea după acest criteriu este prezentată în Fig. 1.1 și 1.2. Desigur,

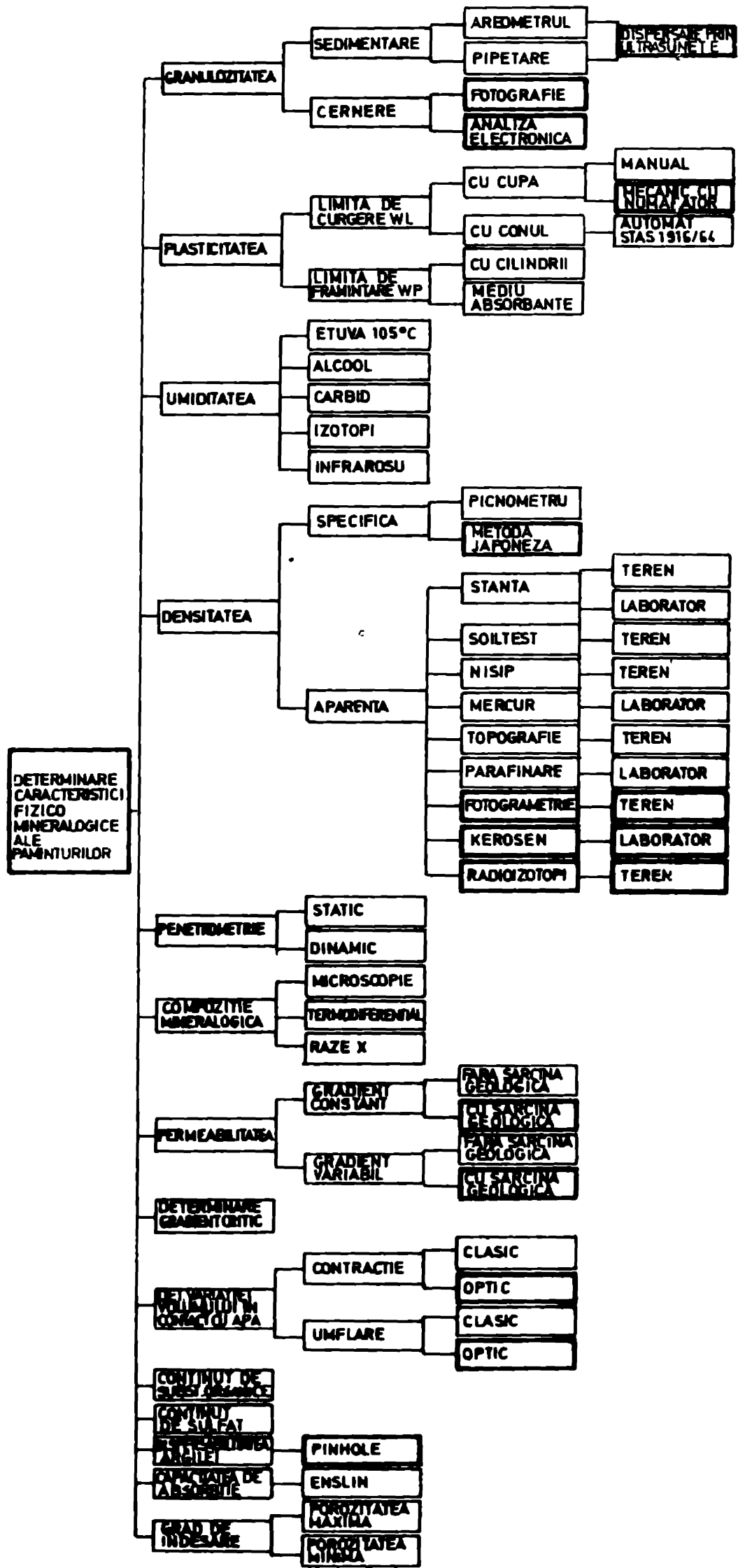


Fig. 11 INDICI FIZICOMINERALOGICI SI METODE DE DETERMINARE FOLosite IN GEOTEHNICA -

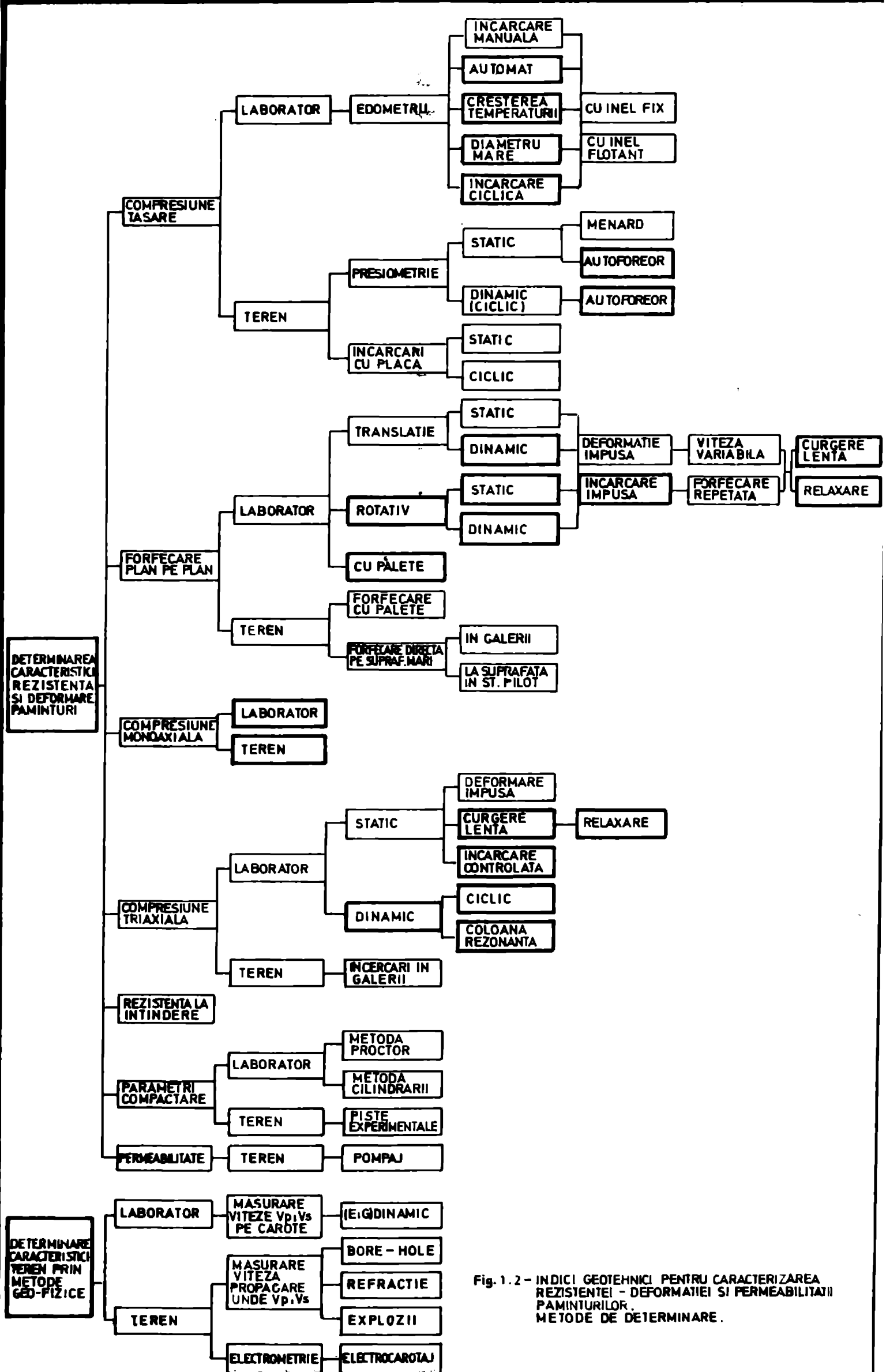


Fig. 1.2 - INDICI GEOTEHNICI PENTRU CARACTERIZAREA REZISTENTEI - DEFORMATIEI SI PERMEABILITATII PAMINTURILOR. METODE DE DETERMINARE.

clasificarea poate suferi modificări de formă, fiind întocmită în ideea de a ordona trecerea în revistă a metodelor de laborator și teren folosite în țară și străinătate.

Data fiind varietatea metodelor de încercare, cât și gradul de răspîndire și de noutate a metodelor, vom prezenta mai în detaliu, numai acele metode și aparate care constituie un factor de progres față de aparatura și metodologiile folosite în mod curent, atât prin concepție și elementele de automatizare adoptate, cât și prin coeficienții geotehnici pe care îi poate furniza.

1.2. Aparatură și metode moderne de testare utilizate în laboratoarele geotehnice și pe teren

1.2.1. Determinarea proprietăților fizice ale terenului de fundare prin încercări de laborator

Determinările fizice cuprind acea grupă de încercări de laborator care au menirea să caracterizeze starea fizică (proprietățile fizice) ale probelor de pământ. Dintre acestea, menționăm:

1.2.1.1. Granulozitatea, reprezintă distribuția pe dimensiuni a particulelor care alcătuiesc pământul. Cunoașterea distribuției granulometrice este foarte importantă, întrucît are un rol esențial în estimarea comportării pământului la diverse solicitări aduse de construcție și de agenții fizici. Determinarea conținutului în fracțiuni fine și grosiere se face în mod curent în laboratoarele din țară, conform STAS 19e7-73. Față de tehnologia clasică, în ultimul timp au apărut unele metodologii noi, menite să înlăture neajunsul procedeelelor vechi, să crească viteza de execuție și calitatea determinărilor.

Metodele noi, moderne, aplicate în unele laboratoare, constau în principal din:

- a) determinarea distribuției granulometrice pentru particule avînd diametrul mai mare de 0,1 mm, prin:
 - fotografierea probei și compararea cu ajutorul calculatorului, cu o fotografie etalon, făcută în condiții similare, pe materiale etalon /3/, /5e/;
 - folosirea procedeelelor electronice pentru stabilirea mărimii și formei particulelor și apoi raportarea lor, pe sorturi, la masa totală de material /5o/, /214/;

- b) determinarea distribuției granulometrice prin sedimentare, avînd la bază variația densității unei suspensii în timp, funcție de

cantitatea de particule aflate în suspensie la un moment dat, bazate pe legea lui Stoks. La această metodă, un rol deosebit de important îl au metodele de tratament a probelor pentru a se desface în părți componente. Se disting trei procedee curent aplicate:

- prin tratament chimic prin substanțe peptizante și defloculante: /3/, /53/, /217/,
- prin acțiuni mecanică: /53/, /181/,
- fără tratament chimic și tratament mecanic limitat: /96/, /115/.

Fiecare din metodele menționate conduc la rezultate ce pot fi aplicate în scopuri bine definite. Astfel, distribuțiile granulometrice la care s-au folosit peptizanți pentru anularea forțelor de legătură sînt folosite pentru clasificarea pămîntului și corelații cu alți indici, în timp ce valorile obținute din teste fără peptizanți, pentru dimensionarea filtrelor inverse, și clasificări din alte puncte de vedere: /223/, /187/, /101/, /1/.

1.2.1.2. Plasticitatea, determinare care deși are un caracter empiric, prezintă o deosebită importanță în clasificarea pămînturilor și, de asemenea, oferă primele indicații privind natura mineralilor care alcătuiesc pămîntul studiat, după comportarea acestora în contact cu apa. Rezultatele fiind puternic influențate de calitatea operatorului, au determinat specialiștii să doteze laboratoarele cu aparate care execută operațiunea de lansare a cupei și numărare a loviturilor în mod mecanic, atașînd aparatului un motorăș și un numărător. Aceasta a condus la obținerea unei împrăstieri a rezultatelor pentru limita superioară de plasticitate determinată cu cupa, prin metoda Cassagrande, mult mai mici: /3/, /50/.

Pentru metoda cu conul (Vasiliev) s-a propus în țară și a fost standardizat, din 1964 pînă în 1976, un dispozitiv automat propus de doctorand /207/, care însă, nefiind fabricat în serie largă, nu a putut căpăta răspîndirea necesară, deși încercările comparative erau net în favoarea aparatului automat.

1.2.1.3. Compoziția mineralogică, metodologie nestandardizată în țara noastră, face parte din grupa determinărilor extrem de importante pentru caracterizarea geotehnică a pămîntului și rocilor, însă din cauza prețului ridicat, aparatului scumpe și sofisticate și a gradului de precizie (determinare calitativă, în general), nu are o largă aplicabilitate, deși ar merita. Ultimele cercetări au arătat că în cazul

barajelor de pământ sau celor cu anrocamente etanșate cu nucleu de argilă, natura mineralogică a componenților materialului, folosiți în zona etanșă, au un rol fundamental în comportarea bună a acestora în exploatare: /3/, /42/, /53/.

1.2.1.4. Permeabilitatea materialelor din fundație sau din materialele folosite în umpluturi, este un indice extrem de important și influențează direct comportarea în exploatare a terenului de fundație. Determinarea se execută cu gradient constant (pentru nisipuri) și gradient variabil (pentru argile), folosind aparatură simplă de laborator.

Începând cu anul 1975, a fost introdusă în țară încercarea de permeabilitate la care proba este supusă la diferite încărcări /202/, în general de valoare apropiată cu cele aduse de construcție. Metodele similare sînt aplicate și în străinătate (USA) și au aplicații în special la proiectarea barajelor din materiale locale /48/. Rezultatele se exprimă ca o funcție a coeficientului de permeabilitate (k) cu deformația probei sau presiunea de încărcare.

Tot legat de trecerea apei prin pământ, autorul a elaborat un standard care se referă la gradientul critic specific fiecărui tip de material /206/. Determinarea este importantă pentru materialele sufizibile și asigură informații prețioase pentru dimensionarea filtrelor inverse pentru protecția materialelor argiloase.

O determinare nou introdusă în laboratoarele ISPH și în țară, cunoscută în literatura de specialitate sub denumirea PINHOLE: /53/, /96/, /97/, /188/, /193/, prezintă un deosebit interes, deoarece permite punerea în evidență a unei proprietăți denumite DISPERSABILITATE: /42/, /115/, a argilelor. S-a constatat că mai multe baraje din străinătate au avut diverse neplăceri datorită fenomenului de antrenare hidrodinamică, care s-au manifestat în zona etanșă, deși aceasta era alcătuită din argilă cu conținut ridicat în fracțiunea fină: /9/, /11/. Așa s-a constatat că unele argile, deși din punct de vedere granulometric, ca aspect vizual, și al limitelor de plasticitate, intră în grupa argilelor, în contact cu apa se desfac în particule foarte fine, care pot fi antrenate de cel mai mic curent de apă. Încercarea propusă de profesorul american Sherard /188/, constă în practicarea unui orificiu (o gaură) cu diametrul de $\varnothing = 1$ mm, în proba de argilă adusă la starea de îndesare și umiditate din teren și supunerea ei la acțiunea unui gradient variabil, astfel încît apa să treacă un anumit timp prin

orificiul practicat. Se compară efectul curentului de apă cu starea inițială a probei și pe baza unor criterii empirice se apreciază proprietățile materialului din acest punct de vedere.

1.2.1.5. Umiditatea, se determină în mod curent după metodologia și aparatura prevăzute în STAS 1913/1-73 și constă în determinarea cantității de apă conținută de o anumită probă de pământ și raportarea acesteia la cantitatea de pământ uscat. Procedeele moderne acționează numai asupra modului de determinare a cantității de apă conținută de o anumită probă de pământ în sensul reducerii timpului de uscare (procedul folosind alcoolul tehnic, infraroșu) sau înlăturarea totală a acesteia folosind radioizotopi sau carbid /50/.

Aceste metode (ultimele două) au aplicații mai mari pe șantier în cadrul programelor de urmărire a calității lucrărilor la terasamente (baraje de pământ sau drumuri).

1.2.1.6. Densitatea (greutatea volumică), se determină în laborator cu metodologii specifice mărimii fizice căutate. În principal, determinarea constă în stabilirea, pe bază de încercări, a greutateii unității de volum în diverse stări de existență a materialului. În acest domeniu nu sînt de remarcate procedee foarte noi, nici în tehnica de laborator, nici în cea folosită pe teren, deși densitatea (sub diverse forme) este un indice geotehnic de maximă importanță, folosit în majoritatea calculelor ingineresti. O atenție deosebită se acordă, în continuare, determinării cît mai exacte a volumului unitar, care, în general, introduce erorile cele mai importante.

În acest sens, apare din ce în ce mai des în literatură /50/ folosirea unor procedee rapide, cum sînt FOTOGRAMETRIA, pentru volume foarte mari de material, de ordinul a cîtiva metri cubi, pentru anrocamente de exemplu, sau radiometria (radioizotopi) pentru materiale coezive și necozive fine, în foraje sau la terasamente, pentru controlul compactării /22/.

1.2.2. Determinarea proprietăților fizice ale terenului de fundare prin încercări "in situ"

Indirect, pe teren, densitatea se determină pentru zone situate sub nivelul terenului sau în materiale greu prelevabile (nisipuri fine, mîluri), folosind penetrometria statică sau dinamică /211/. De asemenea, prin penetrare se poate obține o primă informație privind caracteristicile fizice legate de consistența și rezistența la pene-

trare. Totodată, rezultatele sînt folosite în diferite formule de corelare pentru definirea unei game variate de indici geotehnici.

1.2.2.1. Penetrometria statică

Este o metodă veche, care a suferit numeroase perfecționări, în special sub aspectul automatizării și înregistrării datelor în timpul efectuării încercării, sporindu-i valoarea informațiilor furnizate.

Încercarea constă în măsurarea rezistenței opuse de pămînt la înfigerea unui con, determinată folosind expresia (1.1):

$$q_c = \frac{4 P}{\pi D^2} \quad (1.1)$$

unde:

P = reacțiunea,

D = diametrul la baza conului,

q_c = rezistența.

Diametrul conului este constant, în timp ce lungimea tijelor variază, și este important atunci cînd diametrul conului este egal cu diametrul tijelor; efortul de înfigere măsurat provine din rezistența pe vîrf și rezistența la frecare laterală. Se pot măsura cele două mărimi făcînd să se deplaseze independent tijele și conul, reacțiunea pămîntului la înfigere măsurîndu-se separat. Se disting două tipuri de aparate:

- penetrometru cu con mobil, la care efortul pe vîrf este obținut prin pătrunderea conului singur, separat de tijă,
- penetrometru cu con fix, la care între con și tijă nu există mișcare independentă. Transmiterea efortului se face sau prin tijă sau prin dispozitive electrice sau hidraulice /28/.

Există numeroase tipuri de penetrometre statice sau cu con mobil, descrise de diverși autori, de exemplu: olandez (Gouda), Menoisse, Haefeli, Feldmann, Gamschi, Franki, Solétanche, și cu con fix: Frankipfahl, Perez, DE.GE.DO, Andina, C.E.B.T.P., Fondasol, etc. /211/.

În continuare se va analiza mai în detaliu penetrometrul olandez cu con mobil, întrucît a stat la baza promovării acestei tehnici în lume, din 1932 încoace.

- Penetrometru cu con mobil

Penetrometrul olandez de tipul cu con mobil este foarte răspîndit și foarte variat ca dimensiune, începînd cu penetrometrul de mînă, a cărui forță de manevrare se limitează la cea corespunzătoare

la doi oameni, pînă la penetrometrul greu, permițînd un efort total de 175 kN. În principiu, acest tip de penetrometru se compune din /28/:

- dispozitive de încărcare, ancorare de pămînt sau ținut, și care servesc la transmiterea eforturilor,
- materialul de penetrare: tuburi, tije, conuri,
- dispozitiv de măsură.

În principiu, alcătuirea unui penetrometru static cu con mobil este următoarea:

- dispozitivul de încărcare, care se compune din:
 - pompă, cremalieră,
 - cap hidraulic,
 - șuruburi de ancoraj;
- materialul de penetrare, care constă din:
 - con cu unghiul de 60° și 10 cm^2 secțiune, adică un diametru de 35,7 mm,
 - tren de tije de 15 mm diametru care culisează în interiorul tuburilor, după asamblaj avînd 35,7 mm;
- dispozitiv de măsură, compus din două manometre de sensibilități diferite (16 MPa și 25 MPa). Manometrele sînt în contact cu capul hidraulic prin intermediul unei pompe hidraulice cu secțiunea pistonului de 10 cm^2 . În Fig. 1.3 se prezintă un dispozitiv de măsură electrică a parametrilor geotehnici, realizat de specialiștii francezi /28/.

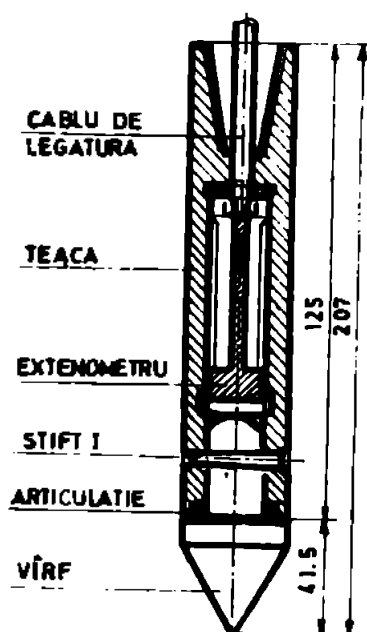


Fig.1.3. VÂRFUL CONULUI ELECTRIC AL LABORATORULUI DE PODURI ȘI SOSELE DE LA SAINT-BRIEUC.

- Penetrometru cu con fix

Așa cum am arătat se deosebește de penetrometrele cu con mobil numai prin faptul că nu sînt permise deplasări relative între con și tije.

Diferite firme au produs asemenea penetrometre, ele avînd același principiu de bază în funcționare, deosebiri constînd în forma și dimensiunile conului și gradul de dotare cu aparatură de automatizare - înregistrare și măsurare a eforturilor pe con sau pe suprafața laterală.

Cele mai sofisticate pot măsura și transforma într-o mărime electrică înregistrabilă cele două mărimi simultan, și în plus

sînt dotate cu un inclinometru pentru indicarea eventualelor deviații de la direcția de penetrare (penetrometrul Fugro) /28/ sau să măsoare presiunea din pori ce se dezvoltă în pămînt în timpul înfigerii conului (penetrometrul Perez) /28/. Sînt însă și modele de penetrometre cu con fix care pot efectua și încercarea de penetrare dinamică, fiind dotate cu sisteme de acționare ciclică (penetrometru Andina, Fondasol) /28/. Unul din cele mai complete penetrometre, dotat cu aproape toate dispozitivele de măsură prezentate, este penetrometrul de tip Fondasol /28/ și Soiltest, al cărui ansamblu al blocului de măsură, prevăzut cu traductori pentru înregistrarea parametrilor geotehnici, este prezentat în Fig. 1.4.

În rezumat, acest tip de penetrometru poate măsura și înregistra, simultan, următoarele mărimi:

- timpul scurs de la începerea testării, datorită unui dispozitiv electronic;

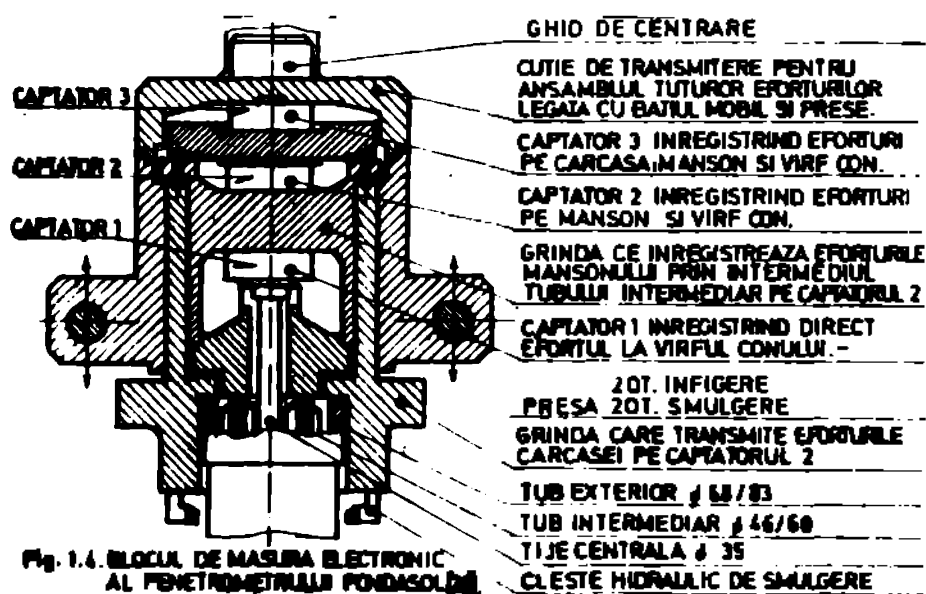


Fig. 1.4. BLOCUL DE MĂSURĂ ELECTRONIC AL PENETROMETRULUI FONDASOL

- cele cinci eforturi:

- efortul pe vîrf,
- frecare laterală,
- efortul total de înfigere,
- efortul în ancoraje,
- presiunea interstițială;

- numărul de lovituri ale berbecului, în cazul cînd se execută pe anumite porțiuni penetrare dinamică,

- adîncimea direct în centimetri.

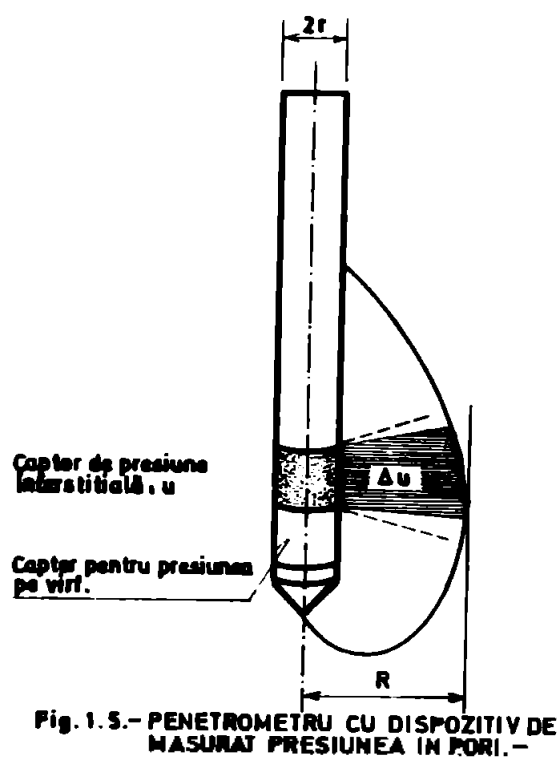
Diagramele obținute sînt foarte bogate în informații, care independent de toate considerațiile teoretice, permit cuprinderea, dintr-o singură privire, a particularităților pămîntului.

Cercetări recente /38/ au arătat, pe de o parte, că din încercarea penetrometrică statică se pot obține o serie de informații legate de procesul de dezvoltare a presiunii interstițiale, coeficientului de consolidare, coeficientului de permeabilitate și a unghiului de frecare internă. Astfel, în comunicarea lui L. Perez și M. Bachelier /158/, se prezintă rezultatele obținute, aparatura și metodologia folosite, începînd din anul 1976, în încercarea de penetrare statică pentru mă-

surarea presiunii interstițiale indusă prin pătrunderea penetrometrului și datele ecuației de corecție a valorilor brute cu aplicație la determinarea parametrilor fundamentali ai procesului de consolidare:

- coeficientul de consolidare radială C_{vr} ,
- coeficientul de permeabilitate orizontală K_h ,
- unghiul de frecare internă aparentă ϕ_{cu} .

Valorile obținute în timpul experimentărilor, au fost comparate cu valorile corespunzătoare deduse din încercările de laborator, pe probe intacte provenite din straturile încercate. Autorii acestui studiu au asimilat curba de lunecare cu o spirală logaritmică (procedeu folosit la stabilitatea taluzelor), obținînd o ecuație în funcție de unghiul de frecare interioară ϕ_{cu} al pămîntului și de diametrul corpului de pătrundere (conului) pentru o curbă foarte largă de lunecare, corespunzînd la frontierele elasto-plastice. În timpul încercărilor s-a folosit un penetrometru prevăzut cu un dispozitiv montat pe con care măsoară și înregistrează presiunea în pori, funcționînd pe principiul prezentat în schema din Fig. 1.5.



Rezultatele comparative pentru determinarea lui C_{vr} și K_h , obținute în laborator în edometrul cu dren central /39/, /18/, /174/ și pe teren, prin penetrare, sînt prezentate în Fig. 1.6.

În funcție de raportul R/r , după teoria "drenului de nisip", se obține valoarea coeficientului T_r corespunzător unei sarcini de consolidare U_r (sau disipare de sub presiune Δ_u), putînd scrie:

$$C_{vr} = \frac{4R^2 \cdot T_r}{t_r} \quad (1.2)$$

unde:

t_r = timpul corespunzător lui U_r
după teorie pentru $R/r = 4$ și $U_r = 50\%$

factorul timp $T_r = 0,03$.

Dacă se înregistrează curba $\Delta_u = f(t)$ se poate deduce valoarea sarcinii de consolidare de exemplu $U_r = 50\%$. Cunoșcînd modulul edometric E_d , coeficientul de permeabilitate K_h poate fi imediat dedus din relația:

pabile să dea rezistența efectivă, dacă se măsoară și presiunea interstițială /12/.

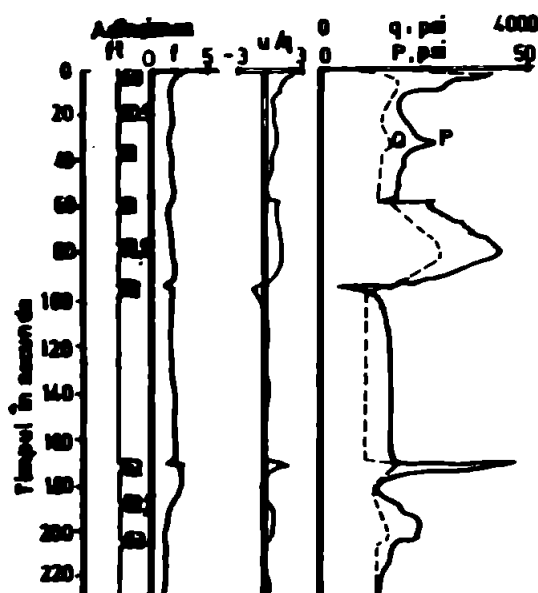


Fig. 1.8. FRAGMENT DINTR-O ÎNREGISTRARE DE PENETRARE FUNCȚIE DE TIMP.

Numeroase experiențe, de foarte ridicat interes științific, și toate discuțiile care au rezultat, nu au făcut decât să ne apropie de explicația reală și completă a fenomenului de poansonare continuă /28/. Se poate deci conchide că penetrometrul permite măsurarea directă a unei rezistențe la poansonare, care este egală cu aceea obținută în cazul piloților foarte lungi și care apare, în prezent, ca o nouă caracteristică a pământului, care poate ajuta la clasificarea acestuia, așa cum se propune în Fig. 1.9.

1.2.2.2. Penetrarea dinamică

Aceasta constă, în cazul general, în penetrarea terenului de fundație prin baterea unei tije sau a unui tub metalic. Pentru energia de batere constantă se stabilește numărul de căderi ale unui berbec, N , corespunzător unei anumite pătrunderi. Se spune deci că avem de-a face cu un test calitativ asupra rezistenței pământului. Perfec-

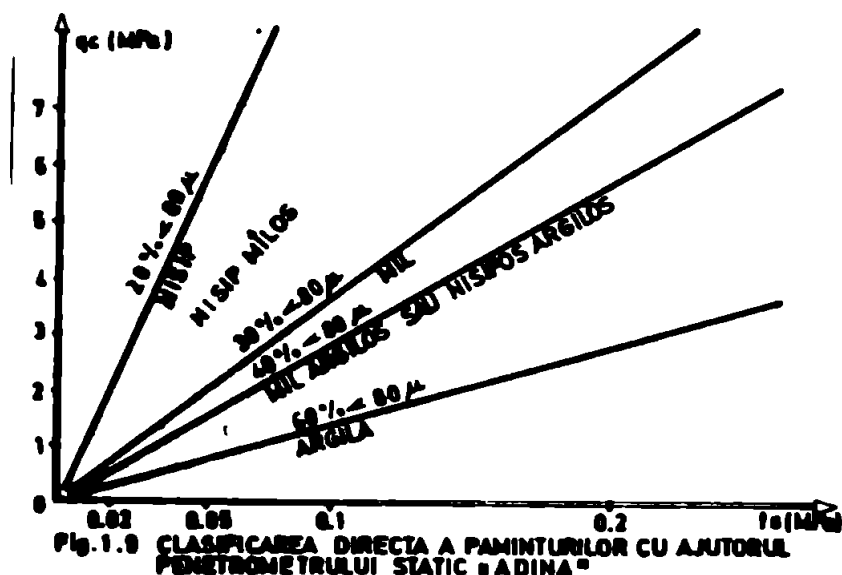


Fig. 1.9. CLASIFICAREA DIRECTĂ A PĂMÎNTURILOR CU AJUTORUL PENETROMETRULUI STATIC «ADINA»

ționările care i-au fost aduse de curînd, care constau în baterea unui vîrf conic și calcularea, cu ajutorul unei formule, a rezistenței dinamice pe care terenul o opune la înfigerea lui, conferă acestei încercări o aparență științifică.

În orice caz, această încercare permite explorarea unor terenuri inaccesibile

penetrometrelor statice obișnuite și prezintă un real interes pentru studiile detaliate, ca element de comparație, cum sînt penetrometria statică și presiometria. Este evident deci că numai o analiză statistică a rezultatelor poate oferi o bază de discuție pentru ca rezultatele măsurătorilor să devină interesante.

- Penetrometrul dinamic

Penetrometrul dinamic constă, în esență, într-o tijă pe care culisează un berbec ce poate fi lansat de la o înălțime bine definită. Acest aparat simplu prezintă avantajul de a permite variația energiei de percuție cu ajutorul înălțimii de cădere, ceea ce oferă un interes mai mare în interpretarea încercării.

Pentru neutralizarea totală sau parțială a frecării laterale care se exercită asupra tijelor penetrometrului, unii experimenatori folosesc un vîrf care are un diametru mai mare decît al tijelor, rãcordarea tijelor făcîndu-se prin manșoane ovoide, de același diametru cu vîrfuț /28/, /40/.

Energia de batere poate fi dată, fie manual, fie cu ajutorul unui sistem cu aer comprimat sau electric, punctul de aplicație al sarcinii dinamice fiind ultima tijă.

Penetrometrele la care diametrul vîrfului este mai mare decît al tijelor, prezintă două inconveniente:

- dificultatea de extracție a trenului de tijă, dacă terenul se surpă peste vîrf,
- apariția de frecare laterală parazită în cazul surpării (nisipul) sau astupării găurii (argilă).

Pentru evitarea primului inconvenient s-au imaginat penetrometre care abandonează vîrfuț în pămînt; acestea sînt cunoscute sub denumirea de penetrometre cu vîrf pierdut, care nu mai poate fi folosit a doua oară.

Pentru eliminarea frecărilor laterale se injectează bentonită printr-un canal din trenul de tijă. De asemenea, pentru neutralizarea frecării laterale parazite, au apărut dispozitive constituite dintr-un vîrf conic care poate culisa într-un tubaj de protecție, de același diametru. Acest aparat, care are un diametru puțin mai mare decît cel folosit în penetrometria ușoară, necesită o energie mai mare de batere și din această cauză folosesc, pentru ridicarea berbecului, energia mecanică. În ce privește penetrometrele dinamice grele, ele sînt, în general, cuplate cu penetrometrele statice despre care am amintit în capitolul anterior.

Se remarcă, de asemenea, că utilizarea în condiții de solicitare dinamică a penetrometrelor statice perfecționate, nu oferă posibilitatea măsurării separate ale presiunii pe vîrf și frecării laterale. Cercetările recente, efectuate de U. Pergdahl și B. Möller, au arătat, că folosind un nou model de penetrometru static și dinamic, realizat

în Suedia, poate fi posibilă realizarea unei penetrări dinamice continue, și intermitent, încercarea statică cu conul. De asemenea, a fost realizat un dispozitiv care permite determinarea frecării laterale în lungul tijei, pe o lungime de 0,2 m în timpul aplicării loviturilor cu berbecul. Autorii au efectuat teste în paralel folosind noul aparat și încercări cu penetrometrul static cu con și cu presiometrul. În timpul încercărilor s-a măsurat și rezistența necesară rotirii trenului de tije folosind o formulă simplificată, de tipul:

$$N_s = 0,04 M_v \quad (1.5)$$

unde:

N_s = rezistența la forfecare în lungul tijelor în cădere pe 0,2 m de penetrare,

M_v = momentul de răsucire.

Rezultatele au arătat că rezistența la frecare laterală, în testul dinamic, poate reprezenta, de asemenea, o parte considerabilă din rezistența totală la înfigere, limitînd adîncimea la 10-15 m sub nivelul terenului. În alte încercări, unde pămîntul a fost alcătuit din prafuri consistente și argile rigide, frecarea laterală a reprezentat pînă la 90% din rezistența la înfigere.

Aceste încercări au arătat importanța măsurării frecării laterale direct sau indirect. Încercările de penetrometrie statică și dinamică, efectuate în paralel, au arătat că rezistențele măsurate în prafuri și nisipuri fine, pot fi mai mari decît acelea corespunzătoare densității pămîntului și că penetrometria statică este recomandată pentru astfel de pămînturi.

Considerăm ca foarte interesantă măsurarea presiunii apei din pori în materiale saturate în timpul solicitării dinamice.

Încercarea de penetrare dinamică se remarcă prin simplitatea ei și constă, de fapt, în stabilirea numărului de căderi ale berbecului, necesare pentru a produce o înfigere constantă Δ_h a dispozitivului. În general, se adoptă $\Delta_h = 10$ cm. Rezultatele sînt apoi raportate pe un grafic, unde parametrul N figurează în abscisă și adîncimea în ordonată.

Dacă penetrometrul este dotat cu un vîrf cu diametrul mai mare decît al tijelor, se poate vorbi de noțiunea de refuz, care este definită de relația:

$$e = \frac{\Delta h}{N}$$

518 909 + 1
359

$$(1.6)$$

Coeficientul de vîrf este determinat la diferite adîncimi (de exemplu din 20 sau 50 cm) și reprezintă o mărime suplimentară de "n" lovituri ($n \leq 10$), pe tija interioară care produce înfigerea vîrfului singur, de mărime δ_h . Acest refuz plastic ($e = \frac{\delta_h}{N}$), se regăsește în formula de batere și permite calculul rezistenței dinamice de vîrf, q_d . Rezultatele pot fi reprezentate grafic, ca pentru penetrometru static.

Pe plan teoretic, problema constă în a determina forța statică Q care va produce o înfigere egală cu aceea obținută pentru o cădere a berbecului. Această înfigere se numește refuz și este, în fapt, așa cum am arătat, o medie corespunzătoare cîtorva lovituri.

Energia E' , transmisă la penetrometru la fiecare cădere a berbecului (energie după șoc) și care provoacă înfigerea, este egală cu energia potențială E a unui berbec, din care s-a scăzut partea corespunzătoare șocului E . Aplicînd teoria percuției se poate calcula mărimea E .

S-au propus mai multe formule de batere, 51/ care se bazează, în majoritate, pe un bilanț energetic, pe care în realitate nu îl cunoaștem sau îl știm foarte puțin sau pe teoria percuției a două corpuri rigide, considerînd că fiecare lovitură de berbec dezvoltă în tijă o undă de șoc care se propagă pînă la vîrf, care transmite o parte din energia sa pămîntului.

Această teorie a vibrațiilor la care a trebuit să se facă apel pentru abordarea problemei, a fost dezvoltată de Boussinesque, care a găsit o soluție pentru un caz simplu al unei bare fixate la un capăt și a arătat influența preponderentă a vitezei berbecului în momentul impactului. Dacă se notează cu:

E = modulul de elasticitate al tijei,

V = viteza berbecului în momentul șocului,

ρ = masa volumetrică a tijei,

$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ = viteza de propagare a undei de șoc în tijă,

$\mu = \frac{M}{P} = \frac{\text{masa berbecului}}{\text{masa penetrometrului}}$.

Boussinesque a stabilit că pentru $\mu < 5$, fapt ce se întîlnește curent în practică, efortul de compresiune maxim, la nivelul vîrfului este dat de relația:

$$\sigma = 2 E \frac{V}{c} \left(1 + c^{-\frac{2}{\mu}} \right) \quad (1.7)$$

Dacă acest efort este inferior efortului de poansonare al pămîntului,

el nu are o înfigere plastică, ci numai o înfigere elastică. Când efortul pe vîrf devine superior rezistenței pămîntului, se produce poansonarea. Se remarcă faptul că exponențiala este rapid descrescătoare cu μ ; atunci cînd $\mu \leq 1$, se obține:

$$e^{-\frac{2}{\mu}} \leq 0,13 \quad (1.8)$$

ceea ce este foarte scăzut. Această teorie conduce la concluzia că la o adîncime dată efortul nu este deci funcție de raportul de masă dintre berbec și penetrometru și nu depinde de viteza de impact.

Cercetări recente, efectuate în Franța /227/, au confirmat observațiile că forma berbecului, mai precis lungimea lui, are o influență sigură asupra fenomenului. După acest autor, rezistența pămîntului sub vîrf are expresia:

$$Q = \frac{m g H}{c + \frac{p}{\rho_s} \cdot \frac{v}{c_s} \cdot l} \quad (1.9)$$

în care: ρ_s și c_s reprezintă masa volumică a pămîntului și respectiv viteza de propagare a undei prin tijă, în timp ce l reprezintă lungimea berbecului realizat din același material cu penetrometrul.

Această formulă nu este valabilă dacă lungimea penetrometrului este mai mare de două ori decît cea a berbecului. Toate aceste considerații teoretice nu trebuie să ne facă să pierdem din vedere anumiți factori experimentali, care condiționează realizarea în bune condiții a încercărilor, și care au mare importanță pentru fiabilitatea rezultatelor, cum sînt:

- ritmul de cădere; trebuie evitat un ritm prea rapid, astfel încît să nu depășească 30-50 căderi pe minut, care deja ies din domeniul de batere normal și intră în cel al vibropercuției;
- păstrarea unei înălțimi constante de cădere a berbecului care poate avea o abatere de max. 5%; acesta este un factor important, deși este adesea neglijat;
- pierderea de energie datorită imperfecțiunilor tehnologice, cum sînt frecarea parazită a berbecului pe tija de ghidaj, lipsa de legătură între capul de batere și penetrometru, etc;
- dimensiunea și forma vîrfului, care pot influența rezultatele.

Variația mare dintre acești factori explică împrăștierea mare a rezultatelor și corelarea slabă a rezultatelor între diferite aparate, pe de o parte, și cu alte tipuri de teste, mai elaborate, cum sînt pe-

netrometria statică și presiometria.

- Penetrometrul standard (SPT)

Datorită dificultăților întâmpinate în obținerea de probe netulburate din nisipurile fine, fără coeziune, americanii au căutat să folosească informațiile obținute de baterea carotierei în talpa forajului când întâlnea astfel de materiale, apărînd astfel o nouă metodologie de investigare, pe care Terzaghi a extins-o foarte mult și împreună cu Peack a standardizat-o /212/. În prezent, noțiunea este numai simbolic folosită, întrucît sînt foarte multe tipuri de aparate în lume care folosesc acest aparat, însă nu seamănă între ele decît prin faptul că bat o carotieră fără con. În Fig. 1.10 se prezintă carotiera propusă pentru SPT, cu dimensiunile respective, în mm. Aceas-

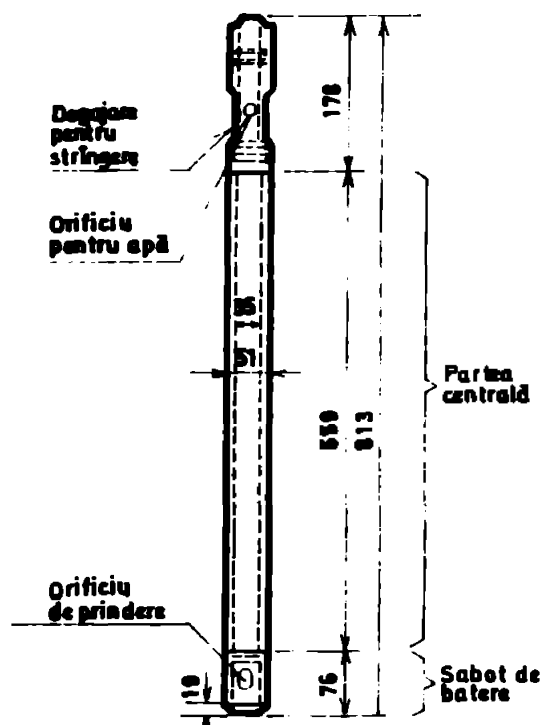


Fig. 1.10. - CAROTIERA SPT

ta este bătută cu o energie constantă, de un berbec în cădere liberă de 635 N, de la o înălțime liberă de 76,2 cm.

Procedeeul nu este larg răspîndit în RSR, însă este foarte folosit în America, Asia, Europa.

În prezent, există tendința folosirii, fie a unui berbec, cu o înălțime de cădere controlată cu ajutorul unui dispozitiv de declanșare automată, fie un berbec automotor, avînd o energie de percuzie și cadență foarte regulate, aceasta din urmă nefiind foarte ridicată /28/, /215/.

Încercarea SPT permite prelevarea de eșantioane remaniate și se poate

proceda la identificarea proprietăților fizice ale pămîntului și compararea lor cu rezultatele penetrării, dublate de alte informații, cum sînt:

- indicii geotehnici funcție de adîncimea de încercare,
- informații asupra nivelului apei,
- natura geologică a pămîntului,
- metoda de perforare utilizată,
- tipul de tijă și modul de percuzie.

După un număr mare de încercări, Terzaghi și Peack /215/, dau pentru nisip un tabel de corespondență între N și densitatea relativă, definită prin:

$$D_v = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100 \quad (1.10)$$

sau

$$D_\gamma = \frac{\gamma_{\max}}{\gamma} \cdot \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \cdot 100 \quad (1.11)$$

în care:

e = indicele porilor,

γ = densitatea aparentă a nisipului.

Alți autori estimează că pentru determinarea densității relative trebuie ținut cont de presiunea efectivă din pământ la nivelul de încercare. În acest sens, Shultze și Mesenbach, propun relația:

$$\text{Log}_e D_v = 0,478 \text{Log}_e N - 0,262 \text{Log}_e p'_0 + 2,84 \quad (1.12)$$

unde:

p'_0 = presiunea efectivă exprimată în 10^5 Pa.

Un alt mod de a folosi rezultatele, este aproximarea unghiului de frecare internă al nisipului, funcție de gradul de compactare, D_r /28/, folosind relația:

$$\phi^0 = 25 + 0,15 D_r \quad (\text{pentru un conținut mai mare de 5\% de nisip fin și praf),} \quad (1.13)$$

$$\phi^0 = 30 + 0,15 D_r \quad (\text{pentru mai puțin de 5\% de nisip fin și praf).} \quad (1.14)$$

Această relație, în întregime experimentală și empirică, a fost pusă și sub formă grafică.

Pentru deducerea acestei relații s-au folosit încercări de laborator efectuate pe probe tulburate, prelevate chiar din carotiere folosite pentru încercarea SPT.

O altă formulă a fost propusă de Donald /38/:

$$\phi^0 = \sqrt{12 N} + 25 \quad (1.15)$$

și cea propusă de Osaki

$$\phi^0 = \sqrt{20 N} + 15 \quad (1.16)$$

Este extrem de important să se aplice acea formulă de corelație care corespunde condițiilor reale de experimentare. În practica curen-

tă, problemele de fundații nu sînt obligatorii să treacă prin intermediul unghiului de frecare internă, putînd fi folosit direct parametrul N în acest scop, grație unor formule și a unor metode empirice.

Încercările SPT sînt limitate, în principal, la pămînturile predominant nisipoase și la limită, în pămînturile prăfoase.

Totodată, cîteva caracteristici geotehnice sînt utilizate și în cazul argilelor folosind corelația dată de Terzaghi și Peack /212/, în funcție de N și de rezistența la compresiune simplă R_c , de exemplu:

- argile plastice:

$$R_c = \frac{N}{40} \text{ (MPa)} \quad (1.17)$$

- argile prăfoase:

$$R_c = \frac{N}{50} \text{ (MPa)} \quad (1.18)$$

- argile nisipoase:

$$R_c = \frac{N}{75} \text{ (MPa)} \quad (1.19)$$

După R.B. Peack, valori specifice pentru diferite amplasamente:

$$\frac{N}{65} < R_c < \frac{N}{25} \text{ (} R_c \text{ în MPa)} \quad (1.20)$$

cu o valoare medie:

$$\frac{N}{45} \leq R_c \leq \frac{N}{40} \quad (1.21)$$

Rezultă de aici că toate corelațiile făcute pentru argile se bazează pe rezultate cu coeficient mult mai mare de dispersie decît pentru nisipuri, fapt ce ne determină să fim foarte circumspecți pentru aplicarea acestor formule de calcul lui R_c , funcție de N .

Se apreciază că în cazul argilelor, presiunea interstițială care apare în timpul baterii și frecarea parazită care se exercită pe perețele carotierei poate modifica rezultatele încercărilor de o manieră apreciabilă și afectează fiabilitatea încercării.

În cealaltă extremitate a domeniului granulometric, în zona balastului, există un alt risc, acela al blocajului datorită blocurilor de piatră, motiv pentru care se folosește o penetrare dinamică cu con (CPT) /170/.

Pe baza acestor considerații este de reținut faptul că SPT permite aprecierea calitativă a compactării diferitelor strate de teren și

pot, în aceste limite, să aducă servicii importante geotehnicianului, cu condiția ca inginerul să aibă capacitatea de a aprecia limitele metodei și gradul de încredere în rezultate.

Dat fiind caracterul aleatoriu al rezultatelor obținute în urma efectuării testului și caracterul empiric al relației, modul cel mai corect de interpretare a datelor îl constituie, atunci când este posibil, interpretarea statistică a datelor. Așa cum arată Michael N. Hardis și Daniele Veneziano /52/, încercările de laborator au arătat că pentru un nisip dat, se poate stabili o relație între eforturile verticale, $\bar{\sigma}_v$, numărul de lovituri, N , și densitatea D_r ; N este o măsură a rezistenței pentru nisipul dat, rezistența crescând cu D_r și $\bar{\sigma}_v$. Relațiile sînt funcție de condițiile de testare în laborator dar valabilitatea lor în teren este redusă datorită intervenției mai multor factori, așa cum este structura pămîntului, evoluția consolidării și probabil tipul de nisip. Autorii au făcut un studiu care a constatat în încercarea de a stabili un model pentru determinarea lui D_r din N , atât în condiții de laborator, cît și pe teren. Astfel, s-au obținut diagrame stabilite pe bază de relații de calcul care prezintă avantaje în special cînd se consideră N și D_r ca variabile aleatorii și se dorește să se obțină probabilistic caracteristicile uneia din cele două maxime, pornind de la relația generală care exprimă gradul de îndesare funcție de densitate (γ). S-au folosit modele de regresie nelineare pentru a cunoaște inexactitățile densității relative de laborator pentru N_L (număr de lovituri în încercările de laborator), de forma:

$$\ln N_L = a_1 + a_2 \ln \left(\frac{\tilde{D}_{\max}}{\tilde{D}} \cdot \frac{\tilde{D} - \tilde{D}_{\min}}{\tilde{D}_{\max} - \tilde{D}_{\min}} \right) + a_3 \ln \bar{\sigma}_v + \tilde{\epsilon}_L \quad (1.22)$$

în care:

\tilde{D} , $\bar{\sigma}_v$, $\tilde{\epsilon}_L$ = variabile de control,

a_1 , a_2 , a_3 , \tilde{D}_{\max} , \tilde{D}_{\min} = parametri necunoscuți ai regresiei.

Modelul de laborator (modelul de referință) este bazat pe un număr mare de date care au constatat, în special, din măsurători ale mărimilor N , D și $\bar{\sigma}_v$. Modelele de calcul folosite țin seama, implicit, de erorile ce se produc în laborator în stabilirea lui D_r și este o formă care le face în particular simple.

Modelul de referință nu este direct explicabil "in situ", deoarece este afectat de factorii de structură "in situ" ai materialului, conținutul în părți fine și variația în modul cum se execută SPT. Pri-

urmare, modelul poate fi aplicat în teren după o simplă modificare bazată pe variația cu adâncimea a parametrilor care necesită câteva puncte de măsură a lui N și D_r , în amplasamentul studiat.

Concepția modernă de analiză a rezultatelor SPT prevede folosirea unui model matematic bazat pe informații statistice, etalonat în condițiile specifice amplasamentului care ține cont de variația parametrilor cu adâncimea, deducînd valoarea lui D_r din N și stabilind valoarea medie a lui D_r ca o funcție de adâncime la care a fost determinat N pe baza unui mare număr de date din foraje.

Din această succintă prezentare a testelor de penetrometrie statică și dinamică, se desprinde constatarea că acest tip de încercare geotehnică pe teren are caracter orientativ și nu poate furniza, fără corelații cu încercările de laborator, parametrii de calcul necesari în proiectare. Datele obținute din încercări oferă o imagine de ansamblu a structurii terenului de fundare și numai cu elementele de automatizare și înregistrare automată a datelor a căpătat un plus de încredere, pentru a depăși caracterul informativ.

- Vibropenetrarea

Experimentată cu succes în țara noastră /151/, constituie o nouă metodă de investigare a terenurilor de fundare, reprezentînd o alternativă corespunzătoare penetrării dinamice, beneficiînd de o mare operativitate în efectuarea încercării și obținerea rezultatelor. Încercările comparative - față de metodele clasice - efectuate de autori, confirmă fiabilitatea aparatului și metodei. Măsurînd viteza de penetrare $N_{10} = f(t)$ (t = timpul de vibropenetrare), metoda poate constitui un mod expeditiv de identificare a separațiilor între straturi. Totodată, au fost obținute corelații între capacitatea portantă a elementelor de fundare indirectă cu media valorilor vitezelor de vibropenetrare, etc.

- Metode geofizice

Bazate în principal pe măsurarea "in situ" și în laborator a vitezelor de propagare a undelor elastice V_p și V_s , au căpătat o largă răspîndire pe măsura perfecționării instrumentelor de măsură și fundamentării teoretice a procesului de propagare a undelor în medii neomogene. Rezultatele obținute prin aceste procedee rapide permit estimarea caracteristicilor geotehnice de tipul modulului lui Young (E) și modulului de forfecare (G) în domeniul deformațiilor foarte mici ($\gamma = 10^{-6} - 10^{-10}$), și sînt larg răspîndite în estimarea răspunsului seismic al ansamblului structură-teren de fundare /109/, /111/, /112/, /162/, /173/.

1.2.3. Determinarea caracteristicilor efort-deformație-rezistență ale terenului de fundare, prin încercări de laborator și teren

Sub acest titlu s-a grupat aparatura și metodologiile de încercare folosite în laborator și pe teren, care permit caracterizarea pământului, în principal din punct de vedere al capacității de îndesare prin compactare, relațiile efort-deformație și parametrii rezistenței la forfecare.

1.2.3.1. Caracteristicile efort-deformație stabilite în laborator (încercarea edometrică)

Această încercare a fost concepută să furnizeze informații privind compresibilitatea pământurilor și modul cum se poate deforma acesta sub încărcare. Încercarea descrisă de numeroși autori /2/, /3/, /50/, /150/, a constituit mulți ani sursa de bază pentru stabilirea caracteristicilor de compresibilitate a pământurilor. Se remarcă câteva elemente de noutate, atât în concepția aparaturii, cât și în modul de exploatare a acesteia, pe care le vom menționa.

Pentru a elimina frecările care apar între probă și pereții inelului metalic, în ultimii ani au început să fie folosite celule edometrice cu inel flotant (Fig. 1.11) /2/, /36/. În procesul de testare, în mod obișnuit, încercarea se efectuează în trepte și este transmisă la probă cu ajutorul unor brațe de pîrghie care amplifică sarcina în raportul $1/10 - 1/20$.

Recent, specialiștii din Anglia /74/ au realizat un aparat edometric cu încărcare continuă și măsurarea presiunii apei din pori, care prezintă numeroase avantaje importante, printre care menționăm:

- reducerea timpului de încercare,
- automatizarea măsurării și înregistrării continuu a presiunii în pori și gradului de consolidare.

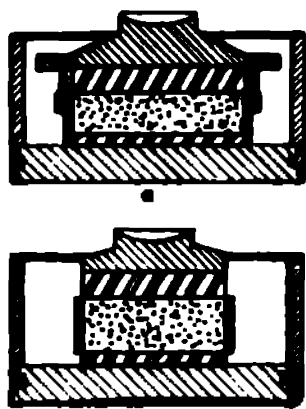


Fig. 1.11-EDOMETRU
CU INEL FIX (a)
SI MOBIL (b).-

Un nou model de aparat de compresiune-tasare a fost realizat pentru încercarea probelor de argilă moale, cu scopul particular de a evalua coeficientul radial de consolidare în cazul drenajului radial, C_{vr} /159/, /213/. Aparatul, constă în fapt, dintr-un edometru tip Kowe /174/, prevăzut cu un dren central și cu posibilitate de măsurat pre-

siunea neutrală. In Fig. 1.12 se prezintă secțiunea transversală prin acest aparat care este prevăzut cu încărcare hidraulică.

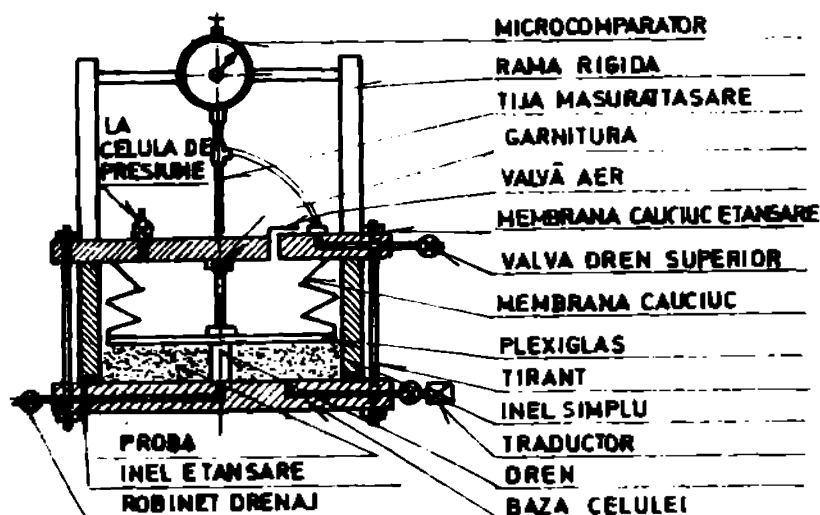


Fig. 1.12 - SECȚIUNE TRANSVERSALA PRIN EDOMETRU TIP ROWE MODIFICAT PENTRU DRENAJ RADIAL

In baza cercetărilor făcute de S. Prawono /159/ a rezultat că acest model de edometru a condus la rezultate cu un bun coeficient de reproductibilitate. Autorul afirmă că aplicând teoria lui Barrou's asupra consolidării cu drenaj radial și deformație poate prognoza presiunea apei din pori excedentară și un coeficient mediu de conso-

lidare, cu un grad de acuratețe ridicat. Valoarea obținută pentru C_{vr} cu acest aparat, prezintă un grad de încredere mai ridicat, întrucât se bazează și pe cunoașterea valorii presiunii interstițiale.

Tot în scopul reducerii timpului de încercare, specialiștii francezi /126/ au ajuns la concluzia că, efectuând încercarea edometrică în condiții de temperatură ridicată (cca. 40-60°C), procesul de consolidare se accentuează ca urmare a modificării coeficientului de vâscozitate al apei din pori.

Soluția adoptată de Catedra de Geotehnică din IF Timișoara, concretizată prin adaptarea unui sistem de încărcare hidraulică, propus de autor, cuplat cu un lanț de măsură care permite automatizarea înregistrării datelor, a condus la obținerea unui nou model de edometru denumit EA₂, cu performanțe superioare, atât în ce privește calitatea determinărilor, cât și în ce privește scurtarea duratei de încărcare /108/, /155/.

Elementele de automatizare, cuplate cu sistemul de încărcare hidraulică, permit efectuarea încercării edometrice în regim automat și afișarea rezultatelor obținute, permițând controlul și intervenția operatorului, după necesitate.

Încercări similare se execută în prezent în laboratoarele geotehnice pentru stabilirea curbelor efort-deformație, specifice materialelor granulare de tipul anrocamentelor, balastului, sau balastului argilos, folosite la construcția terasamentelor, platformelor sau barajelor din materiale locale.

Aparatura diferă de edometrele clasice pentru pământuri prin

dimensiuni, sisteme de încărcare hidraulică și prin valorile eforturilor la care sînt supuse probele.

Studiile efectuate în diverse țări /54/, /123/, folosind instalații de mari dimensiuni, în care probele de anrocament compactat aveau dimensiunile de $d = 60, 80$ și 120 cm, la care rezultatele sînt reprezentate grafic automat în timpul testului, au condus la elucidarea unor procese fizice și mecanice care stau la baza spargerii particulelor sub încărcare și care produc tasarea structurilor.

Încercări asemănătoare au fost efectuate și de către autor în cadrul laboratoarelor ISPH, folosind probe de dimensiuni $d = 40$ și 80 cm, pentru anrocamentele folosite la barajele din țară /97/. Elementele de automatizare a înregistrării rezultatelor folosite au fost prevederea de traductori pentru măsurat valorile deformațiilor și eforturilor pe diferite direcții, conectați cu sisteme de înregistrare grafică.

Stabilirea relației efort-deformație în condiții de solicitare dinamică (ciclică) se realizează în edometre special construite în acest sens pentru anrocamente și pămînturi fine /76/, /133/, /144/, /222/. Încercarea permite obținerea de informații legate de evoluția procesului de deformare sub acțiunea sarcinilor ciclice, în condițiile deformației laterale oprite. Toți parametrii sînt realizați în regim automat, după un program stabilit de operator, valorile fiind înregistrate grafic. Încercările efectuate pe nisipuri fine saturate au permis urmărirea dezvoltării procesului de lichefiere și înregistrarea parametrilor care îl definesc pentru diferite stări de eforturi.

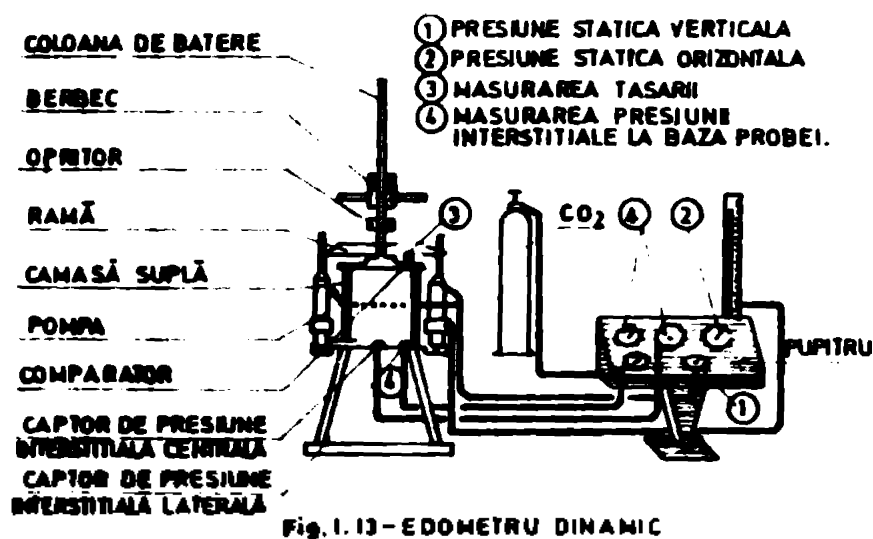


Fig. 1.13 - EDOMETRU DINAMIC

În Fig. 1.13 este prezentată instalația folosită pentru încercări de compresiune ciclică pentru pămînturi fine, realizată de specialiștii francezi /29/.

1.2.3.2. Caracteristici efort-deformație stabilite "in situ"

Necesitatea de a stabili direct în gaura de foraj o caracteristică efort-deformație specifică terenului analizat, evitînd astfel pro-

cesul complicat de prelevare, conservare, transport și încercare în laborator a probei de pământ, care poate conduce, pentru unele tipuri de pământ, la modificări importante de structură a probei, a dus la dezvoltarea unor metode de investigare "in situ". Dintre acestea vom cita câteva, care sînt mai des și mai eficient folosite:

- Presiometria

Ideea presiometrului a apărut în perioada anilor 1950 și a fost dezvoltată, perfecționată și popularizată de inginerul francez Louis Menard /128/ începînd cu anul 1957, fiind considerată astăzi, după numeroase perfecționări și automatizări /127/, /128/, /129/, /130/, /148/, una dintre cele mai evolute metode de încercare geotehnică a terenului de fundare "in situ" pentru stabilirea relației efort-deformație.

Paralel cu evoluția și experimentarea presiometrului devenit acum clasic de tip Menard, au apărut și alte dispozitive care încearcă să rezolve problema determinării relației efort-deformație, direct în foraj, folosind alte procedee, cum sînt:

- geoextensiometrul /23/ (1963 și 1967), inspirat de presiometrul Kögler, care funcționează cu mici pompe hidraulice,
- dilatometrul Solétanche, care constă tot dintr-o sondă metalică îmbrăcată în membrană de cauciuc la care deformațiile sînt măsurate cu ajutorul unor palpatori cu reostat,
- rectest /28/, /50/, 1967, care combină presiometria cu aparatul de forfecare cu palete,
- dilatosol /28/, cu înregistrare continuă, pus la punct de R. Mosonnet. (1972), care constă, de fapt, dintr-o sondă cilindrică de măsură cu $\varnothing = 60$ mm, cuplată cu un dispozitiv de înregistrare automată a presiunilor și variațiilor de volum,
- presiometrul autoforeur, model realizat în Franța /19/, /20/, /28/, și cel mai recent și mai perfecționat, realizat în Anglia /171/.

Numai din simpla enumerare poate rezulta interesul deosebit pe care-l prezintă presiometrul pentru specialiștii în geotehnică.

Principala particularitate a sondelor presiometrice de tip Menard o constituie cele trei celule, care au următoarele funcții principale:

- celula de măsură centrală, constituită dintr-un tub metalic îmbrăcat într-o membrană de cauciuc,
- două celule de gardă, similare cu celula centrală, dispuse

de o parte și de cealaltă a acesteia,

. sistemul de admisie-evacuare de gaz sub presiune și apă, alcătuit din tuburi, dintre care unul pentru celula centrală și două pentru celulele de gardă.

Sondele actuale utilizate au fost simplificate considerabil, în sensul că membranele celulelor de gardă au fost suprimate /28/, /129/, /130/. În consecință, noile sonde nu sînt alcătuite decît dintr-un cilindru metalic unic, acoperit în partea sa centrală de o membrană de cauciuc, ansamblul fiind protejat, pe toată lungimea sa, de o teacă dilatabilă care acoperă membrana celulei de măsură, așa cum rezultă din Fig. 1.14.

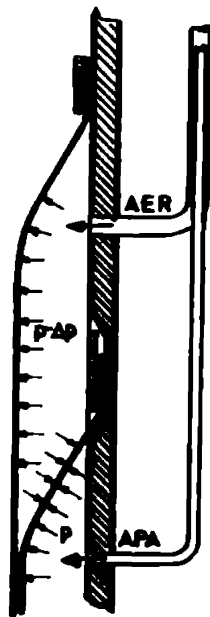


Fig. 1.14. - DETALIU EXTREMITĂȚII
CELULEI DE MĂSURĂ
INTR-O SONDA
PRESIOMETRICĂ, TIP G.-

O mențiune specială trebuie făcută legat de calitatea forajului, în sensul acordării unei atenții speciale realizării diametrului acestuia.

Desigur, cu toate precauțiile luate, pământul în care se forează suferă unele modificări de structură și în starea de eforturi, fapt ce a determinat pe specialiști să realizeze presiometre autoforoare folosind diverse sisteme de înaintare, cum ar fi retrojetul /128/, sau cu sape tip Cambridge /14/, unele dintre ele aflându-se în fază de experimentare - cercetare, iar altele fiind deja comercializate.

Specialiștii doresc să obțină cît mai multe informații direct din teren, de la cota și tipul de teren căutate, astfel încît curba de efort-deformație să fie cît mai corect definită și cît mai complex. Din aceste motive, presiometrele autoforoare moderne sînt prevăzute, în afară de sistemul de săpare și transport al materialului, cu traductori pentru măsurat presiunea și traductori pentru măsurarea valorii presiunii interstițiale, inclinometre, etc., așa cum se poate vedea în Fig. 1.15. Recent a fost experimentat un presiometru autoforeur la care presiunea laterală în celula de măsură poate fi aplicată static sau ciclic, dotat cu înregistrare automată a tuturor parametrilor.

Rezultatele încercării presiometrice pot fi analizate și interpretate considerînd expansiunea unei cavități cilindrice într-un mediu infinit /13/, fapt ce permite definirea a trei caracteristici de bază:

- modul de deformație, E ,
- presiunea de fluaaj, p_f ,
- presiunea limită, p_l .

Presiunea de fluaaj corespunde stadiului de solicitare în care de-

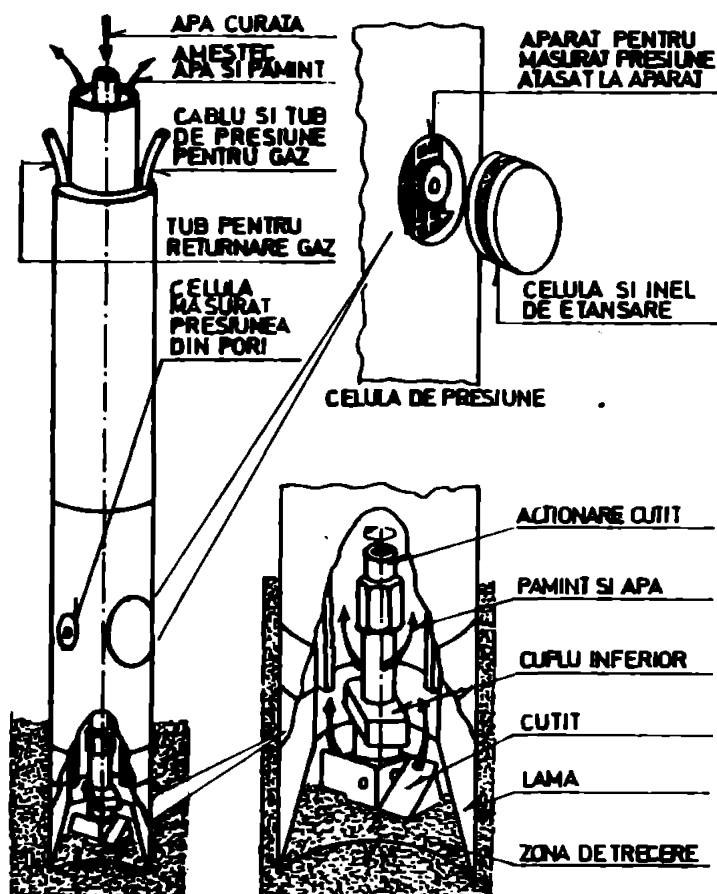


Fig. 1.15. SISTEM DE INALTIMARE CARE DERANJEAZA FOARTE PUTIN PAMINTUL AL PRESIOMETRULUI PAF-76.-

formația este o funcție de timp, specifică argilelor. Fluaajul este foarte bine pus în evidență în încercările presiometrice, prin faptul că permite studiul acestui fenomen "in situ" prin menținerea constantă a presiunii, atâta timp cât este necesar, care poate fi și de ordinul orelor, pentru cazuri particulare.

Presiunea de fluaaj corespunde deci limitei elastice a pământului și poate fi exprimată, folosind cercul lui Mohr, prin relația:

$$p_f = p_0(1 + \sin\phi) + c \cos\phi \quad (1.23)$$

în care:

- c = coeziunea,
- p_0 = centrul cercului limită; presiunea preexistentă în teren,
- $p - p_0$ = raza cercului limită,
- ϕ = unghiul de frecare internă.

Pentru pământuri pur coezive:

$$p_f = p_0 - c \quad (1.24)$$

Pentru pământuri fără coeziune:

$$p_f = p_0 (1 + \sin\phi) \quad (1.25)$$

Încercarea presiometrică pune de asemenea în evidență faptul că pământul se comportă visco-elasto-plastic.

Evaluarea efortului inițial existent în teren, p_0 , este considerat ca acționând hidrostatic și se poate face folosind formula clasică:

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h \quad (1.26)$$

unde:

K_0 = coeficientul presiunii pământului în repaus.

Interesul deosebit pe care-l acordă specialiștii presiometrului autoforeur se datorează, atât faptului că asigură un grad minim de deranjare a structurii terenului, cât și faptului că oferă posibilitatea efectuării unei game foarte variate de testare a pământului, inclusiv solicitarea ciclică. Astfel, P. Baguelin și colaboratorii săi /19/, /20/, au prezentat rezultatele unor studii foarte interesante la care au folosit un presiometru autoforeur cu încărcare ciclică.

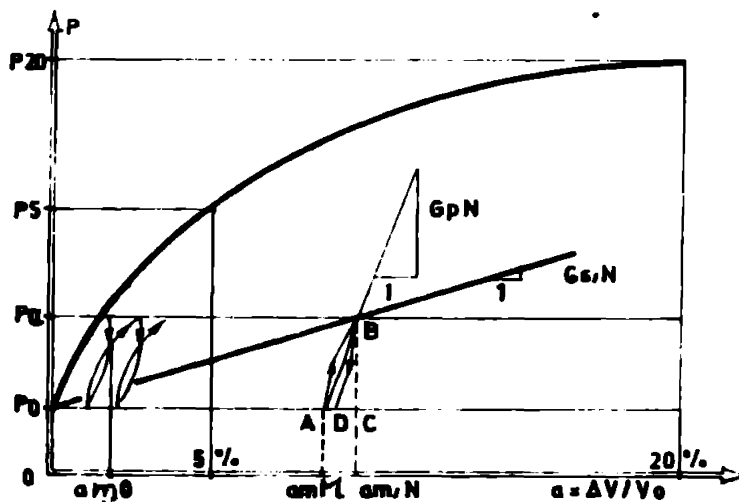


Fig. 1.16. - ÎNCERCARE MONOTONĂ ȘI CICLICĂ CU PENETROMETRUL AUTOFOREUR (PAF).

In Fig. 1.16 sînt prezentate două tipuri de încercare presiometrică realizate cu PAF 76 de către specialiștii francezi /4/:

- încercarea curentă, cu încărcare monotonă și viteza de deformație $v = 2\%/min$,

- încercarea ciclică între presiunea inițială p_0 , presiunea naturală orizontală

și p_a corespunzînd la o deformație de primă încărcare $a = V/V_0$.

Autorii studiilor /4/, /13/, au definit modulii de deformație la forfecare astfel:

- încercare monotonă:

$$G_{pa} = \frac{p_a - p_0}{a} \quad (1.27)$$

- încercare ciclică:

$$G_{pN} = \frac{p_a - p_0}{a_{pN} - a_{pM}} \quad (1.28)$$

$$G_{sN} = \frac{p_a - p_0}{a_{sN}} \quad (1.29)$$

în care:

N = numărul de cicli,

a_M = deformația la p_a ,

a_m = deformația la p_0 .

Se calculează pentru două cicluri suprafețele caracteristice:

A = suprafața ABC, proporțională cu energia transmisă la pământ,

R = suprafața BCD, proporțională cu energia restituită de pământ.

Presiometrul autoforeur folosit cuprinde două părți, (Fig. 1.17):

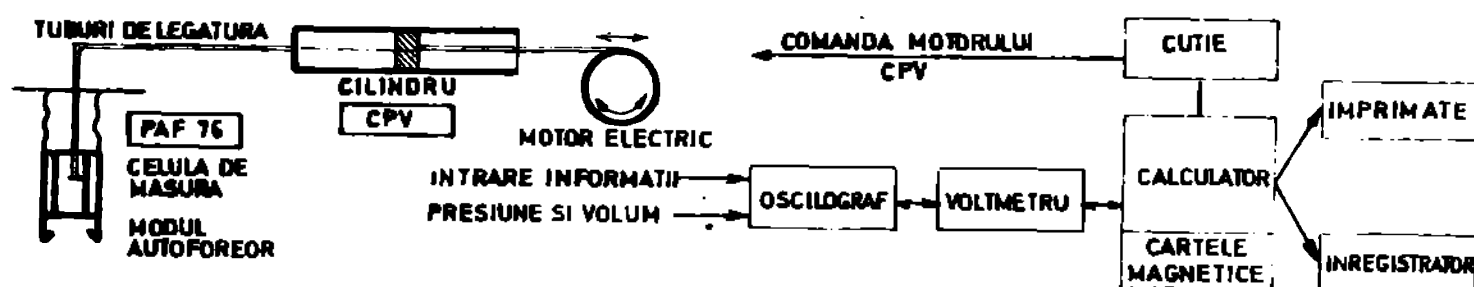


Fig. 1.17. - SCHEMA SISTEMULUI DE ÎNCERCARE CICLICĂ A PAF-76. -

- presiometrul autoforeur PAF 76, a cărui celulă este dilatată (umflată) sau contractată (desumflată) la deformație controlată, prin controlorul de presiune-volum (CPV) folosind un motor electric cu trei poziții: oprit, înainte, înapoi;

- sistemul de comandă și control al încercării, alcătuit dintr-un calculator și perifericele sale.

Informațiile culese ca date de intrare sînt:

- presiunea totală,
- presiunea interstițială,
- deplasarea pistonului.

Datele de ieșire din calculator sînt:

- momentul acționării motorului,
- valorile numerice și curbele efort-deformație din încercare,

transcrise în timp real pe imprimantă și ploter.

Operatorul stabilește valorile parametrilor ce trebuie urmăriți în timpul încercării (a , p_a , N_{max}), după care testul se desfășoară automat, cu sau fără prezența operatorului, programul de calcul asigurînd controlul integral al încercării.

Pentru ilustrarea performanțelor obținute de cercetătorii francezi /4/, cu această instalație de mare complexitate, cităm cîteva din rezultatele obținute de aceștia:

- în Fig. 1.18 se prezintă o diagramă din care rezultă relația între presiunea (p) și variația volumică (a), alături de poziția ciclurilor de încărcare, rezultînd comportarea materialului în aceste

condiții de solicitare, tendința de redresare a deformației volumice indicînd faptul că G_{pN} crește cu N iar G_{sN} scade;

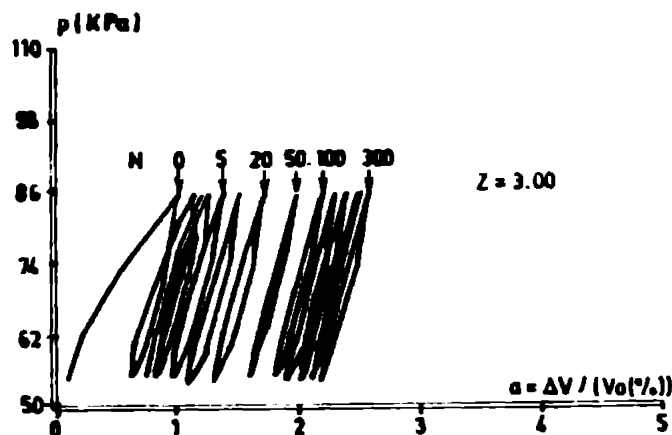


Fig. 1.18. - INCERCARE CICLICA (p, a) CU PAF 76

- presiunea interstițială, (u) , este prezentată grafic, în timpul solicitării ciclice, în Fig. 1.19, în funcție de deformația volumică, rezultînd că:

- valorile maxime și minime, u_{mN} și u_{mN} , corespund deformațiilor a_{mN} și a_{mN} ,
- ecartul $(u_m - u_m)$ se reduce cu N , fără să se anu-

leze, fenomen observat în argile, prafuri și nisipuri.

Incercările efectuate cu presiometre autoforore perfecționate au condus la concluzia că sarcina de încărcare influențează fundamental comportarea pămîntului la solicitări ciclice, (Fig. 1.20). Influența tipului de pămînt nu este foarte bine evidențiată pînă în prezent.

Incercarea presiometrică, aflată în plină evoluție, atît din punct de vedere al aparatului, cît și al exprimării matematice a legilor după care se produce evoluția parametrilor geotehnici ai terenului în stare naturală, la solicitarea de compresiune, este în prezent cea mai complexă încercare efectuată direct în teren pentru toate tipurile de roci, apropiindu-se, sub aspectul complexității și utilității, de încercarea triaxial. În acest sens, se fac teste și în laborator [41].

Față de celelalte tipuri de încercări efectuate pe teren, această încercare prezintă numeroase avantaje, dintre care cităm:

- folosind presiometrul autofororeur se poate considera ca structura terenului a fost deranjată foarte puțin,
- numărul mare de parametri obținuți dintr-un singur foraj, pe toată adîncimea zonei investigate,

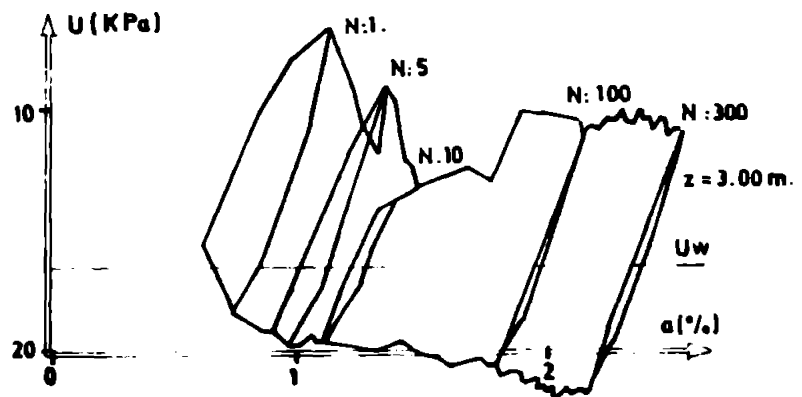


Fig. 1.19. - INCERCARE CICLICA: CURBA (u, a)

- rezultatele sînt obținute rapid,
- încercarea se poate realiza în terenuri din care nu se pot preleva probe netulburate,

• încercarea poate fi realizată în regim automat.

În țara noastră presiometrul autoforeur nu a fost introdus, deși prezintă calități care îl recomandă pentru aplicații directe, de mare eficiență.

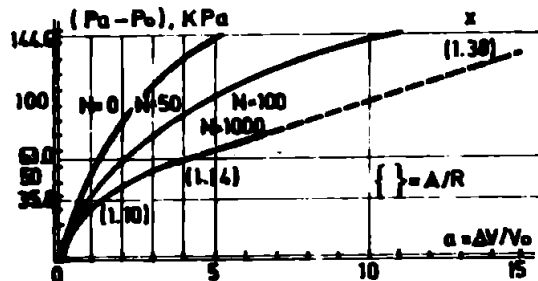


Fig. 1.20.- ÎNCERCARE CICLICĂ CU PAF 76

- Stabilirea relației efort-deformație folosind încărcarea pe placa elastică

Acest tip de încercare este larg răspândită pentru stabilirea modulelor de deformație ai terenului de fundare și pentru controlul compactării terasamentelor. Procedul este standardizat în țară și în străinătate /48/, /205/. Teoria este bine pusă la punct și în ultimii ani s-au înregistrat progrese în domeniul automatizării testului, în sensul înregistrării automate a diagramei efort-deformație, îmbunătățire apărută ca o necesitate în vederea măsurării simultan în 8-10 puncte, în zone greu accesibile operatorului, cum sînt galeriile test pentru baraje, și pe o durată de timp ce depășește 1-3 ore.

1.2.4. Determinarea caracteristicilor rezistenței la forfecare pe teren și în laborator

1.2.4.1. Forfecarea directă în laborator

Pentru prima dată, denumirea de încercare de forfecare a pămînturilor apare într-o descriere a lui Collins în 1846 /190/, proba avînd $l = 40$ cm și fiind forfecată prin două suprafețe de forfecare. Nu se cunoaște cînd a fost inventat aparatul și dacă Coulomb, a cărui formulă o folosim, a avut sau nu un asemenea aparat. Aparatul de forfecare directă este foarte răspîndit astăzi în lume, avînd forme și dimensiuni foarte variate. Dimensiunile aparatului sînt funcție de tipul și distribuția granulometrică a materialului ce urmează a fi testat, schema eforturilor aplicate pe probă fiind, în principiu, aceeași. În continuare vom face o sumară trecere în revistă a principalelor tipuri de aparate de forfecare directă:

- Forfecarea directă cu suprafață dublă de forfecare /190/ prezentată schematic în Fig. 1.21, folosește pentru scopuri de cercetare numai pentru pământuri coezive;

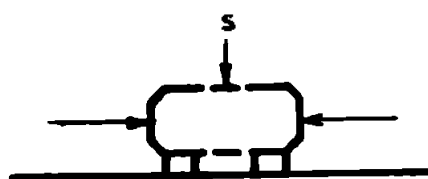


Fig. 1.21 - FORFECARE DIRECTA DUBLA

- Forfecarea directă cu un singur plan de forfecare, așa cum este cunoscută astăzi, menționată de Krey, Terzaghi și Cassagrande /190/, prezentată schematic în Fig. 1.22.

Forma suprafeței de forfecare este rectangulară sau circulară, forma rectangulară fiind în prezent foarte larg folosită pentru simplitatea ei. Aparatele noi de forfecare nu diferă decât prin rezolvările mecanice ale transducerii încărcării, de cele propuse de Cassagrande și Terzaghi.

Elementele de automatizare care constituie singura formă de îmbunătățire, constau, în principal, din:

- . înregistrarea efortului tangențial și a deformației pe direcția efortului tangențial,
- . dotarea cu dispozitiv de schimbare a sensului de deformație pentru efectuarea de forfecare repetată pe aceeași suprafață /15/,
- . înregistrarea grafică a parametrilor rezultați din mărimile electrice transmise de traductori (deformații și eforturi).

Forfecarea directă este criticată pentru faptul că starea de eforturi din probă este neuniformă în secțiunea transversală a acesteia și se schimbă continuu în cele două părți ale probei /172/. De asemenea, acest tip de forfecare nu permite realizarea unor încercări cu drumuri de eforturi variabile /121/.

Modelul matematic este reprezentat de legea lui Coulomb, exprimată sub forma:

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi + c \quad (1.30)$$

și furnizează parametrii geotehnici fundamentali în geotehnica clasică în care terenul de fundare se consideră că are comportare elastică sub încărcare. Cercetări efectuate pe probe de nisip în triaxial și forfecare directă /131/ au arătat diferențe importante între rezultate, evidențiind avantajele aparatului triaxial.

Curbele efort-deformație, obținute în forfecarea directă, nu sînt folosite, în general, la stabilirea unor ecuații constitutive pentru

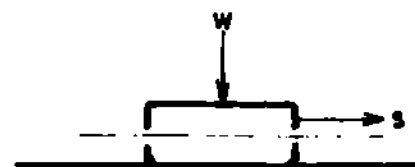


Fig. 1. 2.- FORFECARE DIRECTA SIMPLA

comportarea pământului sub sarcină.

- Aparatul de forfecare prin torsiune, pe probă întreagă sau toroidală, (Fig. 1.23), testat de specialiști, /175/, /103/, /190/, compensează parțial dezavantajele forfecării directe în ce privește distribuția eforturilor, însă este un aparat complicat și scump, utilizat numai în scopuri de cercetare.

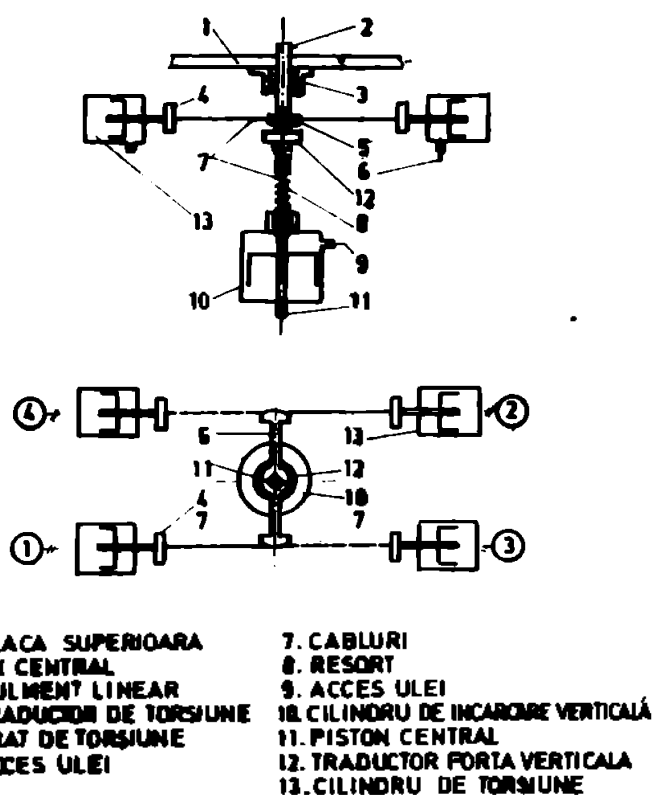


Fig. 1.23. APARAT DE FORFECARE PRIN TORSIUNE.-

Incercări de a îmbunătăți și cunoaște mai bine starea de eforturi din probă au mai fost făcute de diverși specialiști /21/, care au dotat aparatul cu lanțul de măsură menționat, însă nu a căpătat răspîndirea așteptată în laboratoarele geotehnice din lume.

Valorile maxime ale efortului de forfecare (valori la vîrf), se consideră că ating starea plastică definită de legea lui Coulomb, lucru imposibil de realizat practic. Valorile unghiului

de frecare rezidual \emptyset este probabil singura valoare acceptabilă pentru calcule, obținute din forfecarea directă /21/, /8/.

Sînt numeroase încercări pentru efectuarea de teste în vederea stabilirii comportării materialelor la sarcini ciclice sau pulsatorii în aparatul de forfecare directă, motiv pentru care aparatul a fost echipat cu lanțul de automatizare a încercării și înregistrării automate a datelor, alcătuit, în principiu, din excitator de semnal, traductori de deformație, traductori de eforturi și înregistratoare multicanal /15/, /50/. Rezultatele obținute au fost apreciate ca interesante, fiind complementare celor obținute în aparatul triaxial ciclic sau coloană rezonantă. În toate situațiile rămîn deficiențele menționate, legate de distribuția neuniformă a eforturilor și variația necontrolată a acestora în timpul testului.

Cu toate deficiențele menționate, datorită simplității, aparatul de forfecare directă este folosit și pentru stabilirea parametrilor rezistenței la forfecare pe probe de anrocament compactat și ba-

last, sau balast argilos, pentru a furniza parametrii geotehnici elementari ϕ' și c' , cât și informații legate de deformația și modificările granulometrice ale anrocamentului sub încărcare. Numeroase cercetări efectuate de cercetători din diferite țări /24/, /97/, /105/, /116/, au condus la proiectarea și executarea unor instalații de forfecare directă care ating dimensiuni impresionante ale probelor, începînd cu $l = 40 \times 40 \times 15$ cm (Farnel - Anglia) și pînă la $l = 210 \times 210 \times 120$ cm la ISPH - București, /116/, (Fig. 1.24). Testele efectuate pe

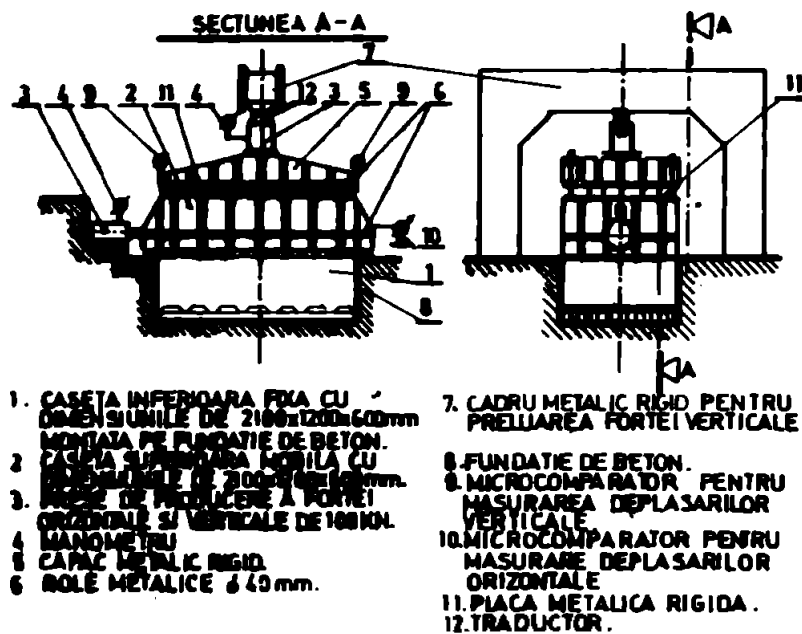


Fig. 1.24. APARAT DE FORFECARE PENTRU ANROCAMENTE (2100 x 2100 x 1200) mm. —

diferite tipuri de roci și modele granulometrice au condus la observații interesante privind variația unghiului de frecare internă ϕ cu efortul normal, modul de spargere a particulelor și stabilirea unor coeficienți de calcul /61/, modelul granulometric optim, etc.

1.2.4.2. Forfecare directă "in situ"

- Instalații de

forfecare directă de mari di-

mensiuni au fost construite pentru stabilirea parametrilor ϕ și c al terenului de fundare pentru marile construcții din beton sau materiale de construcție amplasate pe terenuri alcătuite din roci dure, cum sînt barajele cu scopuri energetice sau alimentări cu apă.

Instalațiile sînt proiectate pe principiul forfecării directe, prezentat în capitolul 1.2.4.1. Încercările sînt executate, în general, în galerii săpate special în terenul de fundare ce urmează a fi studiat.

Probele testate sînt cu structură naturală, planul de forfecare fiind orientat paralel, perpendicular, sau după o direcție oarecare față de stratificație /231/. Parametrii care definesc procesul de forfecare sînt înregistrați grafic în regim automat, cu ajutorul unei rețele de traductori montați în diferite puncte ale casetelor de forfecare. O încercare completă se realizează din forfecarea a 3-5 blocuri asemănătoare, eforturile normale, σ_u fiind comparabile cu cele date de construcția ce urmează a se realiza. Costul ridicat al încercării le face puțin răspîndite la lucrări obișnuite, însă de neînlocuit pentru

marile lucrări hidrotehnice.

- Dispozitivul de forfecare cu palete (Vane test), este destinat determinării pe teren a rezistenței la forfecare a pământurilor de consistență scăzută și medie de tipul: argile prăfoase, loessuri, mîluri, etc.

Evaluarea rezistenței la tăiere, pe baza datelor furnizate de încercarea de forfecare cu palete, se face admitînd unele ipoteze simplificatoare (Fig. 1.25), dintre care cităm:

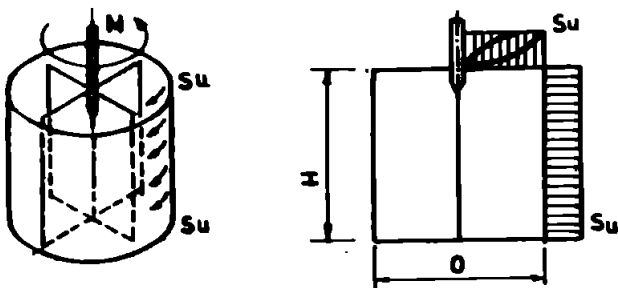


Fig. 1.25. - EVALUAREA REZULTANTEI LA FORFECARE CU APARATUL CU PALETE (VANE TEST).-

• argila cedează în cursul încercării după o suprafață cilindrică circulară, avînd înălțimea H și diametrul D, egale cu dimensiunile paletelor aparatului,

• rezistența la tăiere atinge valoarea maximă simultan

pe întreaga suprafață a cilindrului de cedare, prezentînd o distribuție uniformă, atît pe suprafața laterală, cît și pe cele două baze ale cilindrului.

Cu aceste ipoteze, expresia de calcul a rezistenței la tăiere nedrenată, în încercarea "vane test", este /5/, /81/:

$$S_u = \frac{2M}{\pi D^2(H+D/3)} \quad (1.31)$$

unde M reprezintă momentul de torsiune aplicat.

Cercetări efectuate de Ladd /102/, folosind raze X, asupra modului de dezvoltare a suprafeței de cedare în cursul unei încercări "vane", arîp în evidență faptul că la atingerea valorii de vîrf a rezistenței la tăiere, suprafața de cedare nu este încă formată. Pentru dezvoltarea completă a suprafeței cilindrice circulare de cedare este necesară o rotire mai mare a paletelor aparatului (Fig. 1.26).

În ceea ce privește cea de-a doua ipoteză, referitoare la distribuția rezistenței la tăiere pe suprafața de cedare, Jackson /75/ a propus o expresie mai generală pentru calculul rezistenței "vane":

$$S_u = \frac{2M}{\pi D^2(H+D/N)} \quad (1.32)$$

unde coeficientul N are valori diferite funcție de ipoteza adoptată pentru distribuția rezistenței la tăiere pe cele două baze ale cilin-

drului de cedare:

$N = 3,0$ - distribuție uniformă,

$N = 3,5$ - distribuție parabolică,

$N = 4,0$ - distribuție triunghiulară.

Pentru raportul $H/D = 2,0$, caracteristic celor mai multe aparate,

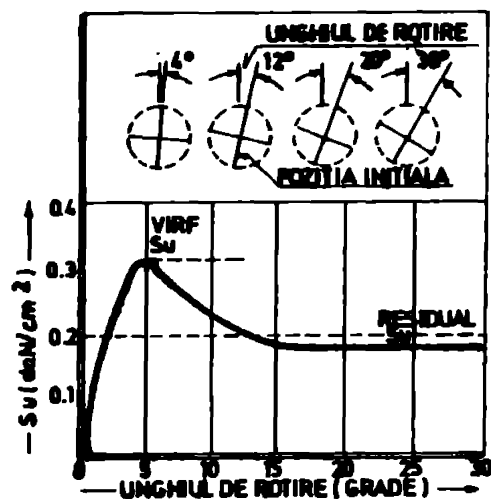


Fig. 1.26. - EVOLUTIA SUPRAFETEI DE CEDARE VANE TEST

distribuția parabolică sau triunghiulară conduce la valori estimate ale rezistenței la tăiere cu 2-4% mai mari prin raport cu distribuția uniformă. De aceea, pentru siguranță, în practică se utilizează curent ecuația (1.35) pentru evaluarea rezistenței la tăiere "vane".

Ecuațiile (1.34) și (1.35) sînt valabile pentru pămînturi omogene, care prezintă valori egale ale rezistenței nedrenate la tăiere în plan

orizontal și vertical.

Pentru utilizarea unor palete cu diverse rapoarte h/D se poate determina raportul de anizotropie, definit ca raport între rezistența în plan vertical și cea în plan orizontal, S_u^v/S_u^h . S-au propus mai multe metode:

a. Metoda propusă de Aas /5/ are la bază ecuația de forma:

$$\left(\frac{2}{\sqrt{D^2H}}\right) M = S_u^v + S_u^h \left(\frac{D}{3H}\right). \quad (1.33)$$

Intr-un sistem de axe avînd în ordonată mărimile $(2/\sqrt{D^2H}) M$, iar în abscisă valorile $D/3H$, ecuația (1.36) reprezintă o dreaptă de pantă S_u^h , care intersectează axa verticală în dreptul valorii S_u^v .

Dacă pentru un pămînt dat se efectuează mai multe încercări "vane" cu palete avînd diverse rapoarte H/D , se obține dreapta care furnizează, atît valorile S_u^v și S_u^h , cît și valoarea raportului de anizotropie S_u^v/S_u^h , la intersecția cu axa orizontală.

b. Metoda propusă de Wiesel /226/ pornește de la faptul că studiile efectuate cu ajutorul metodei elementului finit au arătat că eforturile tangențiale, dezvoltate pe cele două suprafețe orizontale de cedare, au valori mai mari la colțuri. Rezistența de vîrf este atinsă mai întîi la colțuri și, pe măsură ce unghiul de rotire al paletelor crește dincolo de valoarea de vîrf a existenței, distribuția

eforturilor tangențiale se apropie de distribuția uniformă presupusă în formula de calcul utilizată în mod curent. Rezultă deci că analiza bazată pe ipoteza distribuției uniforme a eforturilor tangențiale ce ating valorile de vîrf simultan, în plan vertical și orizontal, poate conduce la subestimări importante ale valorilor S_u^v și S_u^h . Valorile rezistenței "vane" depind de viteza de forfecare la periferia paletelor. Viteza de forfecare depinde, la rîndul ei, de dimensiunile paletelor și de viteza de rotire a acestora:

$$v = r \cdot \omega \quad (1.34)$$

unde:

v = viteza de forfecare,

r = raza paletelor,

ω = viteza de rotire a paletelor.

Normele ASTM D 2573-72 recomandă pentru încercările "vane" de laborator o viteză de rotire de 6°/min (1,7 mrad/sec). Deși nu există o normă specială pentru încercarea "vane" de laborator, s-a adoptat aceeași viteză ca pentru încercarea de teren.

O serie de specialiști /16/, /102/, pe baza studiului unui număr mare de cedări în argile moi (ramblee, deblee, încercări cu placa, săpături sprijinite), au găsit că rezistența la tăiere în momentul cedării este mai mică decît rezistența la tăiere determinată prin încercări de forfecare cu palete. Ca urmare, rezistența de forfecare necesită o serie de corecții înainte de a fi utilizată în calculele de stabilitate sau capacitate portantă. Deci:

$$(S_u)_{\text{calcul}} = \mu (S_u)_{\text{"vane test"}} \quad (1.35)$$

unde:

$(S_u)_{\text{calcul}}$ = rezistența nedrenată de calcul,

$(S_u)_{\text{"vane test"}}$ = rezistența nedrenată obținută prin încercarea "vane",

μ = factorul de corecție global, rezultat ca produs a trei factori care țin seama de efectul timpului, μ_T , de efectul cedării progresive μ_P și de efectul anizotropiei, μ_A :

$$\mu = \mu_T \cdot \mu_A \cdot \mu_P \quad (1.36)$$

Efectul anizotropiei poate fi investigat prin încercări efectuate cu palete.

Rezultatele prezentate de Bjerrum /16/ arată că efectul anizotropiei scade odată cu creșterea indicelui de plasticitate. Factorul de corecție global propus de Bjerrum, include atât efectul timpului, cât și efectul anizotropiei. Există însă situații în care rezistența în plan vertical este mai mare decât cea în plan orizontal /220/. În astfel de cazuri, aplicarea factorului de corecție global, propus de Bjerrum, conduce la erori de partea nesiguranței.

Deoarece factorul de anizotropie variază în lungul suprafeței de cedare, funcție de înclinarea acesteia, este indicat ca pentru lucrările importante să se studieze efectul anizotropiei prin încercări "vane" cu palete, având diverse rapoarte H/D.

Experiența dobândită pînă în prezent arată că încercarea de forfecare cu palete este indicată pentru pămînturi neconsolidate, de consistență moale și medie: argile, argile prăfoase, loessuri, maluri, etc. Încercarea nu este indicată pentru argile rigide a căror rezistență este influențată de fracturi și oglinzi de fricțiune, pentru pămînturi moi care conțin pietrișuri și bolovănișuri și pentru argile sensibile cimentate, la care apar perturbări ale structurii prin introducerea paletelor.

Rezultatele încercărilor de forfecare cu palete pot fi utilizate pentru calculele de stabilitate și capacitate portantă, după aplicarea unor corecții pentru influența timpului, anizotropiei și cedării progresive. Datele încercărilor de forfecare "in situ" pot fi deosebit de utile pentru punerea în evidență a suprafețelor de alunecare în masive de pămînturi coezive, afectate de fenomene de instabilitate. Datorită numărului mare de factori de corecție empirici, ce trebuie aplicați pentru obținerea unor valori de calcul, încercarea este considerată de mulți specialiști ca avînd un caracter informativ.

1.2.4.3. Forfecare prin compresiune în condiții de eforturi triaxiale

În încercarea de rupere prin compresiune în aparatul triaxial, prezentat schematic în Fig. 1.27, proba este supusă unei stări de eforturi sferice, la care se adaugă forța axială care conduce la rupere. Starea de eforturi care acționează pe probă, în celula triaxial, este asigurată de un fluid (apă sau aer) (σ_2, σ_3), în timp ce al treilea efort (efortul axial, σ_1) este asigurat de efortul din celulă (σ_2, σ_3) și de forța axială impusă prin piston. Forța axială poate fi statică sau ciclică, de compresiune sau întindere, și în cazuri specia-

le, de torsiune. Forța axială (deviatorul, $\sigma_1 - \sigma_3$) este transmisă la probă prin intermediul unor elemente rigide (captori) care permit tre-

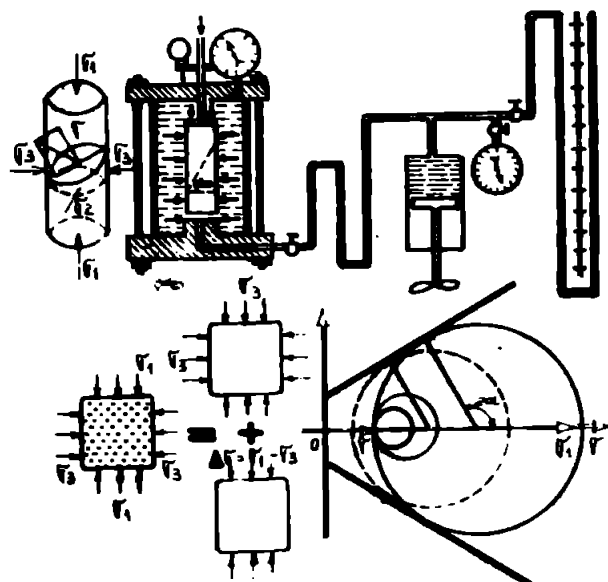


Fig. 1.27 SCHEMA DE SOLICITARE IN APARATUL TRIAXIAL

cerea și măsurarea presiunii fluidului din pori în timpul solicitării probei. Proba de pământ este protejată de agentul care transmite presiunea pe suprafața ei laterală, de o membrană elastică de cauciuc, sau în unele situații din parafină. Deformația probei se măsoară direct prin deplasarea pistonului rigid, care acționează pe probă. Deformația laterală a probei se poate măsu-

ra volumic cu extensometre montate pe probă, cu micrometre care traversează peretele celulei triaxial, sau optic. Presiunea din pori probei se măsoară manual sau cu traductori /17/, /37/, /113/. Încercarea poate fi realizată pe probe de formă cilindrică (pline) sau cilindru cu un gol în interior.

Consolidarea probei sau aducerea ei la starea de eforturi corespunzătoare modelului geotehnic ales, se poate face în condiții de eforturi sferice ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) sau sub un anumit raport între efortul axial și cel lateral.

Perfecerea probei se poate realiza la orice raport al eforturilor principale, pe diferite drumuri de eforturi sau după metodologia standardizată, prin menținerea presiunii laterale de celulă constantă.

Transmiterea forței axiale se face cu viteza de deformare a probei constantă (pentru o gamă foarte mare de viteze de deformare), conform metodologiei standardizate sau prin încărcare impusă, realizată pneumatic sau hidraulic /17/, /37/, /132/, /191/.

Dat fiind varietatea deosebită a stării de eforturi ce se poate realiza în probă în faza de pregătire și testare, instalațiile triaxial (celula triaxial și sisteme de transmis forța, sisteme de control a eforturilor și înregistrarea și prelucrarea datelor), au constituit și constituie obiectul preocupărilor specialiștilor geotehnicieni din întreaga lume.

Perfecționările au început cu celula triaxial, cea mai importantă parte a instalației triaxial, căreia i s-au adus modificări construc-

tive și de dimensiuni. Un mod de rezolvare al etanșării dintre celulă și piston /218/ este prezentat în Fig. 1.28, prin care membrana de cauciuc constituie elementul de etanșare și proba are dimensiunile celulei.

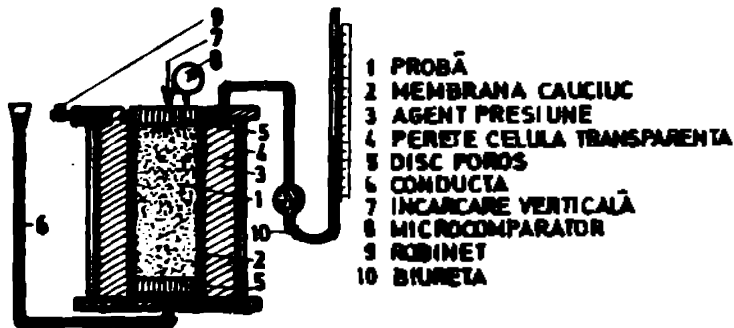


Fig. 1.28. - SECTIUNE TRANSVERSALA PRIN CELULA TRIAXIAL TIP OLANDEZ

o serie de noutăți schimbând fundamental celula triaxial clasic. Printre elementele de noutate se remarcă introducerea membranei flexibile tip Bellofram, sistemul de încărcare hidraulică - care o face independentă de mașina triaxial clasică, și totodată permite automatizarea completă a procesului de testare și înregistrare a datelor, face posibilă efectuarea de încercări ciclice sau statice, cu diferite drumuri de eforturi, etc.

În aceeași măsură, specialiștii se preocupă de realizarea și automatizarea sistemelor de creștere și transmis starea de eforturi la probă și măsurarea răspunsului acesteia. Sînt întocmite instalații complicate pentru controlul complet al stării de eforturi pe probă și în interiorul acesteia /113/, /132/, /145/, dintre care prezentăm schematic, în Fig. 1.30, instalația realizată la Centrul Național de Cercetări din Canada /113/.

Se desprinde completa automatizare a procesului de testare și înregistrare a datelor.

Firmele specializate din străinătate livrează, deja, asemenea instalații complexe, foarte scumpe, așa cum se prezintă schematic în Fig. 1.31, produse de SHELL, (SUA).

Specialiștii din Anglia, de la Imperial College /17/, au propus și realizat una din cele mai perfecționate celule triaxial existente în lume. În Fig. 1.29 se prezintă schematic acest tip de celulă triaxial care prezintă

o serie de noutăți schimbând fundamental celula triaxial clasic. Printre elementele de noutate se remarcă introducerea membranei flexibile tip Bellofram, sistemul de încărcare hidraulică - care o face independentă de mașina triaxial clasică, și totodată permite automatizarea completă a procesului de testare și înregistrare a datelor, face posibilă efectuarea de încercări ciclice sau statice, cu diferite drumuri de eforturi, etc.

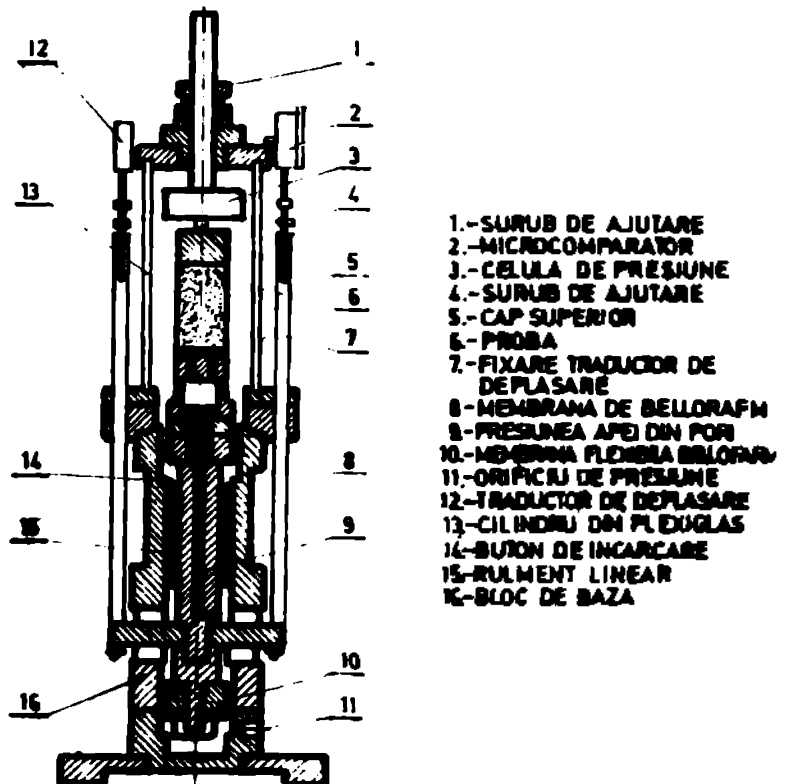


Fig. 1.29 - SECTIUNE TRANSVERSALA PRIN APARATUL DE PROBE DE 76 X 38 mm. -

Numeroase studii tratează comportarea materialelor argiloase și nisipurilor la sarcini ciclice /47/, /55/, /60/, /61/, /62/, /133/, /173/, /219/, în care încercările au fost efectuate în instalații triaxial de tipul celor prezentate în Fig. 1.29 și 1.30. Aceste cercetări au contribuit la progrese importante în stabilirea parametrilor geotehnici, obținuți în condiții de solicitare dinamică și totodată, rezultatele au fost folosite ca date de intrare în programele de calcul automat, folosite în fazele de studii și proiectare a structurilor pe terenuri dificile și din materiale dificile.

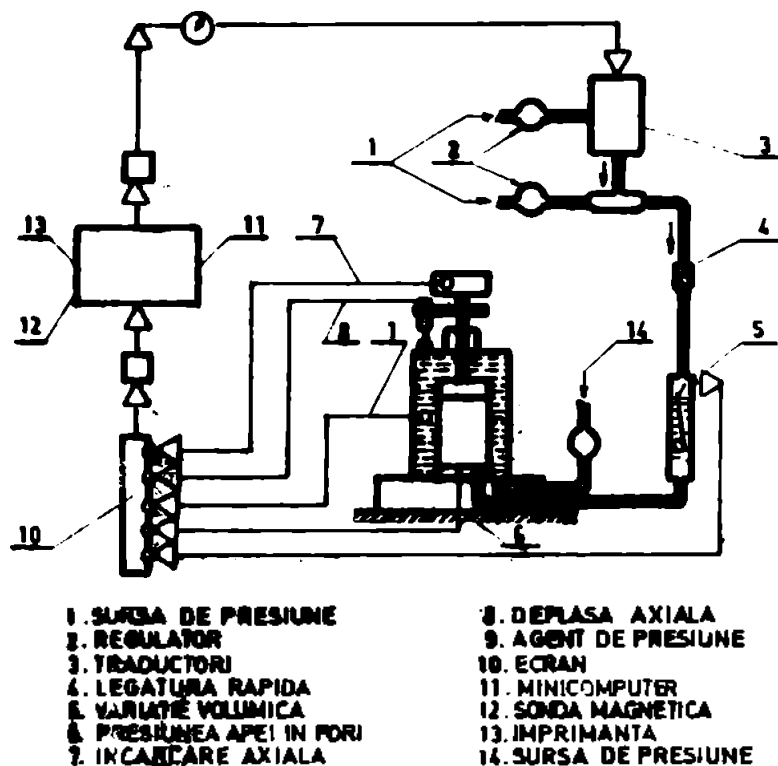


Fig. 1.30 - INSTALATIE AUTOMATIZATA PENTRU INCERCARI TRIAXIALE.

Odata cu perfectionarea instalatiilor anexe si celulei triaxial, s-a extins si domeniul de aplicare al instalatiilor triaxial in zona materialelor cu granule ce pot atinge $d = 50 \text{ mm}$, fata de $d = 3 \text{ mm}$, admis de triaxialele standard. In acest sens, sint de remarcate cercetarile efectuate de numerosi specialisti pentru stabilirea parametrilor de rezistenta ai balastului si anrocamentelor folosite la constructia marilor baraje si terasamente /59/, /76/, /80/, /123/, /145/, /144/, in conditii de solicitare statica si ciclica, la sarcini variind intre $\sigma_3 = 10 \text{ daN/cm}^2$ si 25 daN/cm^2 . O schema a celulei triaxial pentru anrocamente, este prezentata in Fig. 1.32.

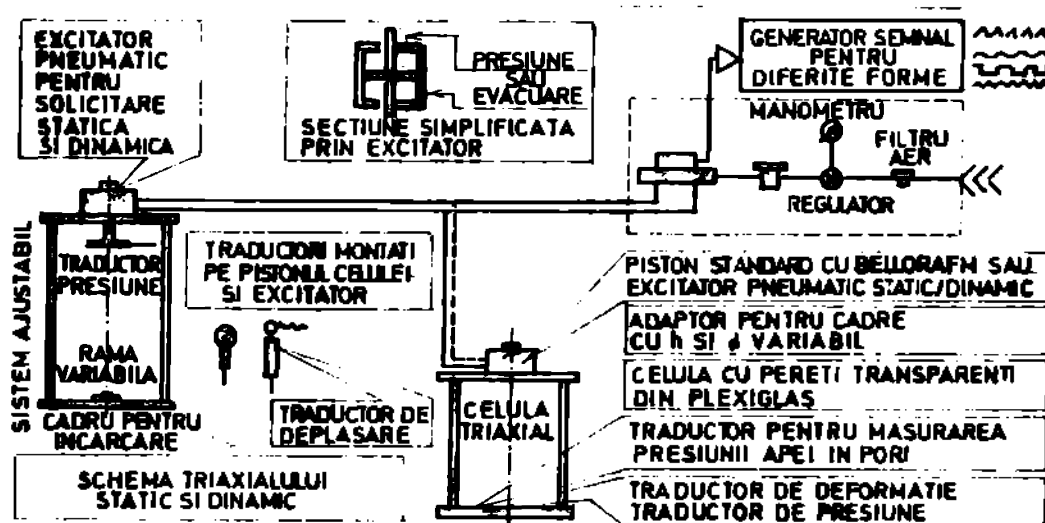


Fig. 1.31 - SCHEMA INSTALATIEI TRIAXIALE AUTOMATE TIP SBEL (SUA)

Cercetarile efectuate cu aceste instalatii triaxial pentru anrocamente au adus modificari substantiale in concepiia specialistilor,

despre comportarea materialelor sub încărcare și constituie modele fizice constitutive, în baza cărora au fost întocmite programe de calcul pentru estimarea stării de eforturi și deformații, în ansamblul structură - teren de fundare.

Inscriindu-se în domeniul preocupărilor specialiștilor din întreaga lume de a asigura proiectării parametrilor geotehnici cât mai reprezentativi, autorul a studiat, proiectat și experimentat, în cadrul laboratoarelor geotehnice din ISPH, instalații triaxial pentru pământuri și roci, adaptându-le lanțuri de măsură și înregistrare a parametrilor, care să funcționeze în regim automat, /84/, /86/, /96/, /114/, /116/. Rezultatele obținute sînt comparabile cu cele obținute pe plan mondial și sînt deja aplicate în proiectare la o serie de obiective hidrotehnice de mare însemnătate.

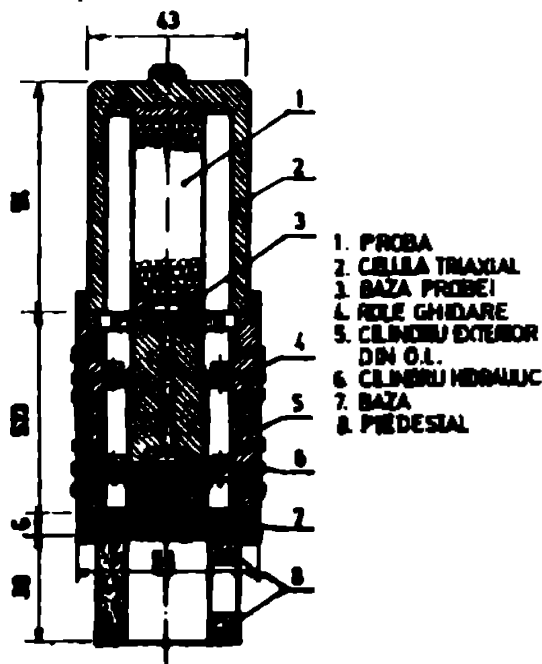


Fig. 132 APARAT TRIAXIAL PENTRU ÎNCERCĂRI
7-20-98 (26)

Cu toată dezvoltarea extraordinară pe care o are automatizarea instalațiilor triaxial și perfecționările aduse pînă în prezent, încercarea triaxial prezintă și ea o serie de neajunsuri, dintre care cităm câteva, mai pe larg dezbătute în literatura de specialitate. Distribuția de eforturi în interiorul probei, calculată folosind metoda elementului finit /190/, arată unele concentrări de eforturi la extremitățile probei, motiv pentru care au fost încercate procedee speciale, printre care și ungerea suprafețelor cu silicon. Verificări făcute cu raze X au arătat eficacitatea procedurii.

În diferite laboratoare sînt testate, la nivel de cercetare, dispozitive și aparate triaxial, folosind elementele de automatizare de la instalațiile standard, pentru încercarea probelor de formă prismatică, aplicînd valori diferite ale eforturilor pe fiecare față a probei (triaxial adevărat). De asemenea, sînt efectuate teste în condiții de solicitare triaxială pe probe cilindrice, cu gol în interior.

Se desprinde însă, în mod evident, din datele analizate, că instalațiile triaxial de tipul celor menționate, cu automatizările aduse, constituie cel mai perfecționat instrument cu care sînt dotate astăzi laboratoarele din lume, motiv pentru care aproape toate programele

automate de calcul, care consideră comportarea nelineară a pământului sub încărcare, pornesc de la legi constitutive, verificate în aparatul triaxial și folosesc ca date de intrare numai valorile obținute din încercările triaxial.

În capitolul ce urmează vom încerca să facem o trecere în revistă a acestor programe.

1.3. Modele matematice constitutive ale pământului și programele automate de calcul folosite în geotehnică

Valorificarea rezultatelor încercărilor triaxial, în studii și proiecte, este de neconceput astăzi fără folosirea tehnicii de calcul automat și fără să se țină seama de compatibilitatea ce trebuie să existe între modelul geotehnic urmărit în faza de testare și modelul constitutiv al pământului folosit de programul automat de calcul.

În ultimele două decenii se constată o expansiune în răspîndirea și aplicarea procedeelor numerice de calcul bazate pe metoda elementelor finite, diferențelor finite, integrarea directă a ecuațiilor și diferite alte metode. Aceasta a deschis o nouă eră în calculul și dimensionarea structurilor, permițînd rezolvarea unui mare număr de probleme din domeniul geotehnicii.

Mecanica pământurilor a fost considerată, în mod special, o disciplină empirică. Enormă complexitate pe care o ridică structura și natura geologică a terenului de fundare, poate conduce la imposibilitatea rezolvării unor probleme, dacă nu se apelează la metode moderne de calcul. În trecut a fost necesară admiterea unei serii întregi de aproximații pentru rezolvarea problemelor, însă, cu toate acestea, nu s-au putut găsi soluții convenabile, pentru modelarea neomogenității mediilor, comportarea nelineară a pământului sub încărcare, condiții de eforturi particulare, variația temporală și spațială a proprietăților materialelor, geometria variabilă, discontinuități și o serie de alți factori impuși de condițiile geologice. Din această cauză, geotehnica a fost una dintre primele care a aplicat avantajele metodelor numerice moderne de calcul pentru soluționarea problemelor complicate.

Dimensiunile problemelor rezolvate (baraje, centrale nucleare) și viteza deosebit de mare de rezolvare de care dispun calculatoarele, au făcut ca acest procedeu să fie eficient, tehnic și economic.

Specialiștii au înțeles însă, că oricît de perfecționat ar fi instrumentul de calcul, elementul fundamental într-o analiză îl constituie stabilirea corectă, în compatibilitate cu concepția programului

și modelarea fenomenului fizico-ingenieresc urmărit, a caracteristicilor geotehnice și de calcul, folosite ca date de bază.

1.3.1. Modelul matematic constitutiv al pământurilor

Reprezentarea corectă a proprietăților efort-deformație-resistență ale pământului în calculul răspunsului ansamblului structură - teren de fundare, implică nu numai existența unui model constitutiv bine definit al comportării pământului sub o sollicitare generală tridimensională, dar și determinarea cantitativă a constantelor care apar în aceste modele. Din această cauză, în paralel cu formularea teoretică a modelelor constitutive, au fost produse mai multe instrumente de testare pentru studiul comportării pământului și măsurarea răspunsului la încărcările corespunzătoare unui spațiu tridimensional. În scopul de a preciza noile realizări în domeniul metodelor de încercare și a procedurilor de evaluare din teste a datelor pentru modelele teoretice constitutive ale pământului, au avut loc conferințe și simpozioane internaționale /63/. Principalele probleme pe care și le pun specialiștii în geotehnică, sînt:

a. - ce încercări trebuie făcute pentru a fi reprezentative, și

b. - cum vor fi prelucrate și utilizate rezultatele obținute.

Răspunsul la ambele chestiuni este acela că trebuie să fie o compatibilitate între modelul constitutiv folosit pentru modelarea comportării pământului, metoda de testare și prelucrare a datelor geotehnice și programul de calcul automat folosit /63/.

În clasificarea modelelor constitutive este necesar să se facă o distincție între modelarea comportării pământului și aplicațiile în analize. În aplicațiile de analiză sînt curent folosite metodele iterative și incrementale pentru modelarea nelinearității. Schemele iterative, care în mare se pot categorisi ca metode ale efortului și deformației inițiale, caută ca distribuția eforturilor și deplasărilor să satisfacă nu numai echilibrul, compatibilitatea și condițiile limită, ci și relațiile constitutive. Aceasta se poate realiza dacă relația efort-deformație este reprezentată ca în teoria deformației, în care efortul este raportat la deformație.

Metodele incrementale de analiza caută o aproximare pas cu pas a procesului de încărcare și necesită un calcul incremental al deformațiilor, ca rezultat al încărcării incrementale. În acest fel, relația între eforturile și deformațiile incrementale, necesare pentru calcu-

le, poate fi obținută direct din teoria constitutivă, sau fiind determinată modulii tangențiali dintr-o teorie a deformației. Deși marea majoritate a tehnicii analizei nelinere folosește aproximația incrementală, modelul constitutiv folosit în analiză nu trebuie să fie neapărat de natură incrementală.

Mulțimea modelelor constitutive folosite pentru modelarea răspunsului la solicitare al pământului, pot fi grupate în patru mari categorii:

- . Teoria Deformației,
- . Teoria Incrementală,
- . Teoria Plasticității Perfecte și Incrementale,
- . Teoria Endocronică.

Vom analiza numai acele modele constitutive ale pământului care au drept corespondent încercările experimentale de laborator și care sînt folosite cel mai frecvent în programele automate de calcul cu aplicații în geotehnică. Totodată se vor prezenta sumar metodele de prelucrare a datelor primare pentru obținerea constantelor care definesc modelul constitutiv și sînt folosite ca date de intrare în programele automate de calcul.

1.3.1.1. Modelul hiperbolic efort-deformație

Probabil cel mai răspîndit model pentru pămînturi, a fost propus de Kulhavy/82 /, dezvoltat și aplicat în programele automate de calcul cu element finit, întocmite de Duncan și Chang /46/. Modelul se bazează pe observația că curbele efort-deformație ale probelor de pămînt încercate în condiții de solicitare triaxială, în aparatul triaxial, la presiune laterală constantă ($\sigma_3 = c$), se aseamănă cu o hiperbolă (Fig. 1.33), definită de ecuația:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b} = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultim}}}} \quad (1.37)$$

Prin variația valorilor presiunii laterale din celula triaxial se obține un fascicul de curbe efort-deformație care permite definirea a cinci coeficienți: numărul modul, K , exponentul modulului, n , coeficientul de cedare, R_f și cei doi parametri de rezistență la forfecare Mohr - Coulomb, unghiul de frecare internă, ϕ și coeziunea c .

Modulul tangențial inițial, E_i , este dat de relația:

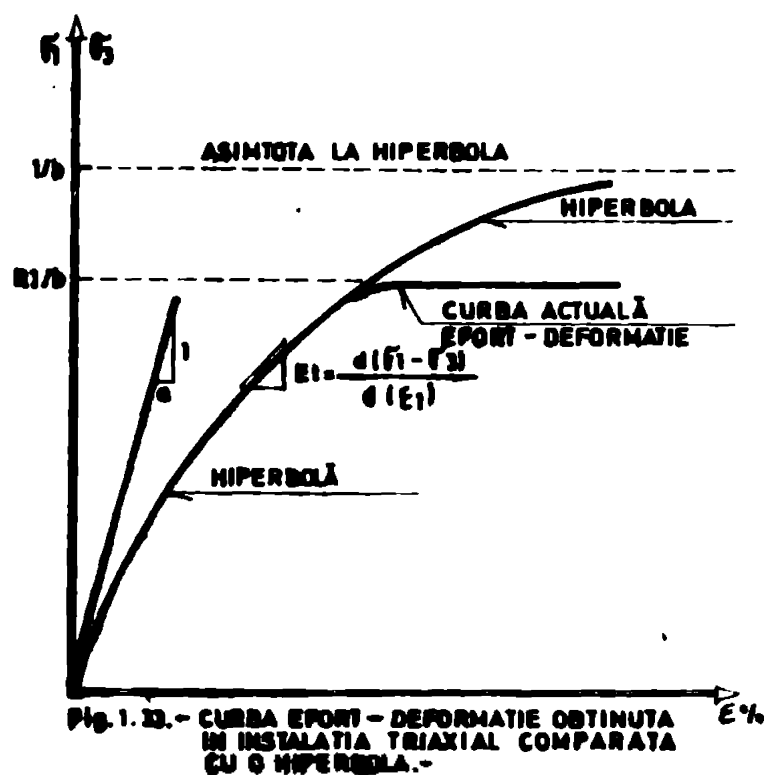
$$E_i = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right] K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (1.38)$$

Duncan și Chang /46/ au propus inițial considerarea unei valori constante pentru coeficientul Poisson. Ulterior, aceiași autori /78/ au propus două variante pentru considerarea nelinleară a coeficientului Poisson. O primă variantă consideră coeficientul Poisson ca o funcție de presiune laterală, fiind modelat prin expresia:

$$\nu_i = \frac{G - F \log \frac{\sigma_3}{p_a}}{\left[1 - \frac{d (\sigma_1 - \sigma_3)}{K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{Rf (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \theta)}{2c \cos \theta - 2\sigma_3 \sin \theta} \right]} \right]^2} \quad (1.39)$$

unde:

- G = valoarea inițială a coeficientului Poisson, ν_i (la deformare zero sau deviator al eforturilor zero) când presiunea laterală, σ_3 , este de 1 atm.,
- F = coeficient de reducere a lui ν_i pentru o creștere de 10 ori a lui σ_3 ,
- d = coeficientul de modificare a coeficientului Poisson cu deformarea radială.



In varianta a doua de definire a coeficientului Poisson, propusă de Duncan /82/, modulul volumic al pământului B este considerat ca o funcție numai de σ_3 și este independent de valorile lui $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Valoarea lui B este dată de relația:

$$B = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (1.40)$$

unde:

- K_b = valoarea numerică a modulului volumic,
- m = exponent.

Din valorile lui B și E_t , valoarea tangentei coeficientului Poisson poate fi calculată pe baza considerațiilor teoriei elasticității.

Modelul original Duncan și Chang are o variantă bazată pe observația comportării pământului la descărcare. In această ipoteză se con-

sideră comportarea elastică a pământului la descărcare și reîncărcare, cu valoarea modului Young (K_{ur}), funcție numai de presiunea laterală, conform ecuației:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (1.41)$$

unde:

K_{ur} = valoarea numerică a modului descărcare-reîncărcare.

Acești zece parametri descriu modelul hiperbolic al relației efort-deformație.

Modelul hiperbolic efort-deformație al pământului prezintă unele dezavantaje, dintre care cităm:

- se bazează pe legea lui Hooke generalizată pentru cazuri izotrope și nu se extinde asupra corpurilor anizotrope,
- dilatanța nu este modelată,
- modelul poate modela numai starea de eforturi dinaintea valorii de vîrf (peak) a rezistenței la forfecare,
- parametrii care sînt folosiți la definirea modelului cu ecuațiile: (1.37), (1.38), (1.39), (1.40), sînt determinați prin potrivirea curbei teoretice a modelului pe curba experimentală obținută din încercarea triaxial și dacă drumul eforturilor de încărcare diferă mult de acela al încercării de compresiune triaxială, deformațiile estimate prin modelul matematic s-ar putea să nu fie prea precise.

Modelul hiperbolic Duncan-Chang prezintă însă și unele avantaje incontestabile, printre care menționăm:

- semnificația fizică a parametrilor ușor de înțeles,
- coeficienții sînt ușor de determinat din încercările triaxial efectuate în laborator,
- majoritatea programelor automate de calcul, specifice problemelor de geotehnică, folosesc acest model /73/, /78/, /149/ și se dispune în prezent de multe informații privind domeniul de variație al constantelor caracteristice pentru diferite tipuri de pămînturi, pentru încercări drenate și nedrenate.

Exemple de determinare a constantelor pentru pămînturi din R&R, sînt prezentate în Cap. III al lucrării.

1.3.1.2. Alte metode constitutive

Numeroase alte modele constitutive privind comportarea pământului au fost elaborate, majoritatea considerînd comportarea pământului nee-

lastic-rigid, pornind de la comportarea nisipului sau argilelor consolidate.

În Tabelul 1.1 sînt prezentate 7 modele constitutive mai cunescute, discutate în detaliu în lucrările /25 /, /33 /, /119/, /63 /, atît în ce privește modul de stabilire a constantelor, cît și limitele lor de aplicare. Din datele prezentate în Tabelul 1.1, rezultă varietatea modelelor constitutive, dificultățile de exprimare a tuturor aspectelor privind comportarea pămîntului solicitat la diferite stări de eforturi mai ales în zona ruperii, cît și faptul că toate modelele constitutive au ca modalitate încercarea triaxială de laborator, care poate asigura toate constantele necesare.

Aceasta se poate datora faptului că nu se dispune încă de modele constitutive bazate pe aparatură de încercare mult mai sofisticată, cum sînt aparatele triaxiale adevărate (cubic) sau perfecare cilindrică pe ter. O excepție constituie modelul Lade /63 / care folosește triaxialul adevărat (cubic). Nu se poate concluziona însă că modelele constitutive etalenate pe baza încercărilor triaxiale foarte sofisticate pot estima cu succes răspunsul probelor de pămînt la solicitări mai generalizate tridimensionale și încărcări neproporționale.

Datorită faptului că toate modelele pornesc de la ipoteza că pămîntul este izotrop și că nu se ține cont de anizotropia indusă de aplicarea eforturilor, este de așteptat să nu poată estima foarte corect starea de eforturi și deformații. Un aspect mai puțin clar în modelele constitutive propuse și folosite, îl constituie modul cum sînt aplicate eforturile: coaxial, anizotrop și normal. Dacă eforturile sînt aplicate în lungul axelor principale ale materialului, atunci este de așteptat ca deformațiile principale rezultate să coincidă; ele vor fi coaxiale cu axele eforturilor, respectiv cu anizotropia materialului. Pentru un material izotrop, coaxialitatea este obținută automat, în timp ce necoaxialitatea eforturilor și deformațiilor este consecință a anizotropiei materialului.

Perfecările pe probe sub formă de ter (cilindru-gol) și triaxialul cubic (adevărat), ar putea furniza, în viitor, mai multe elemente pentru modele constitutive ale pămîntului mai perfecționate, însă pînă în prezent, din cauza răspîndirii reduse a aparaturii, și deci a lipsei unei bănci de date în acest sens, pentru un moment nu au mare răspîndire.

TABELUL NR. 1.1. SINTEZA CELOR MAI UTILIZATE MODELE CONSTITUIVE ALE PAMINTULUI

MODELUL CONSTITUTIV	TIPUL	NR. CONSTANTE	NUMARUL MINIM DE INCERCARI NECESARE PENTRU DESCRIEREA CONSTANTELOR	DACA CONSTANTELE SINT USOR DE DEFINIT	DACA AU SEMNIFICATIE FIZICA CONSTANTELE	DACA MODELUL A FOST IMPLEMENTAT SAU FOLOSIT IN ANALOZIE	DACA MODELUL TINE CONT DE VARIANTA EFORTULUI PRINCIPAL INTERMEDIU	DACA MODELUL TINE CONT DE HISTORIA EFORTURILOR
1 HYPERBOLIC (DUNCAN - CHARG)	TEORIA DEFORMATIILOR	3	3 INCERCARI TRIAXIALE LA DIFERITE VALORI σ_3	DA USOR DE DEFINIT CONSTANTELE PRIN POTRIVIREA CURBELOR	DA	DA	NU	NU
2 DRUKER - PRAGER	ELASTIC - PERFECT PLASTIC (IZOTOPIC)	4	2 INCERCARI DE COMPRESIUNE TRIAXIALA LA DIFERITE σ_3	DA	DA	NU	NU	NU
3 CAM - CLAY	ELASTIC - PLASTIC RIGID (IZOTOPIC)	6	CONSOLIDARE IZOTOPA SI UMFLARE IN INCERCARE TRIAXIALA	DA	DA	NU	NU	IN GENERAL NU
4 COP (WELDINGER)	ELASTIC - PLASTIC RIGID (IZOTOPIC)	8	1 COMPRESIUNE IZOTOPICA CU DESCARCARE - INCARCARE LA SFIRSITUL CURBELUI 3 INCERCARI TRIAXIALE CONVENTIONALE LA DIFERITE VALORI σ_3	DA	DA PENTRU DETERMINAREA PROPAGARII UNDELOR	IN GENERAL NU	NU	IN GENERAL NU
5 LADE	ELASTIC - PLASTIC RIGID (IZOTOPIC)	14	3 INCERCARI CONVENTIONALE TRIAXIAL LA DIFERITE VALORI σ_3	IN GENERAL NU	DA	DA	IN GENERAL NU	IN GENERAL NU
6 PREVOST	ELASTIC - PLASTIC RIGID (IZOTOPIC)	MAI MULTE DE 4	1 INCERCARE TRIAXIAL DE COMPRESIUNE SI 1 INCERCARE TRIAXIAL DE EXTENSIE	DA CU EXCEPTIA DE FUNCTIEI DE RIGIDITATE CARE ESTE GREU DE EVALUAT	DA	DA	NU	DA
7 ENDOCRONIC	INCREMENTAL - PLASTIC FARA O SUPRAFATA DE CEDARE	18	PROGRAMUL DE TESTARE IN TRIAXIAL SE STABILESTE FUNCTIE DE NIVELUL DE PRECIZIE DORIT	NU	IN GENERAL NU	IN GENERAL DA	IN GENERAL NU	DA AMIZOTROPIA RIGIDITATII ESTE PARTIAL INCLUSA

1.4. Concluzii și propuneri

Trecerea în revistă a principalelor metodologii de testare și a aparaturii respective, folosite în laborator și teren, pentru stabilirea proprietăților fizice și de rezistență-deformație ale terenului de fundare, folosite în țară și străinătate, și totodată a modelelor constitutive ale pământului, care stau la baza programelor moderne de calcul, a condus la următoarele concluzii:

. Au fost aduse numeroase perfecționări aparaturii și metodologiilor de testare, legate, în special, de unele mecanizări și automatizări, menite să reducă timpul de testare și influența factorului om. Se remarcă preocuparea specialiștilor pentru stabilirea comportării pământului în contact cu apa, domeniu în care au apărut determinări și metodologii de testare noi, cum sînt: granulometria dublă (Cap. 1.2.1.1.), testul găurii de ac (Pinhole) folosit pentru identificarea pământurilor dispersive (Cap. 1.2.1.5);

. Progrese importante s-au obținut în domeniul perfecționării aparaturii și metodologiei de stabilire, direct pe teren, a proprietăților fizice ale terenului de fundare. În domeniul penetrometriei statice și dinamice s-au creat noi aparate dotate cu sisteme de înregistrare grafică a valorilor diferiților parametri, chiar în timpul încercării, și posibilitatea prelucrării informațiilor, automat, pe calculator (Cap. 1.2.2.). Penetrometrele au fost dotate cu traductori pentru măsurarea presiunii interstițiale și eforturilor pe con și pe manta, oferind un spectru larg de informații cu privire la starea naturală a terenului de fundare;

. Au fost aduse perfecționări aparaturii de laborator geotehnic destinate stabilirii proprietăților de deformație ale pământului sub încărcare. Se constată tendința de introducere a acționării hidraulice sau pneumatice în proiectarea edometrelor, fapt ce permite ca întreg procesul de testare, înregistrare a datelor și prelucrare a rezultatelor să fie automatizat, eliminîndu-se influența factorului om și reducîndu-se timpul de testare (Cap. 1.2.3.). Rezultă ca necesară aplicarea la nivel național a edometrului EA₂, realizat de Catedra de Fundații din IP "Traian Vuia" Timișoara, în colaborare cu autorul, care ar aduce la nivel mondial încercarea de compresiune-tasare în țara noastră;

. Succese remarcabile au fost obținute pe plan mondial în determinarea proprietăților de deformație statică și dinamică, în foraje, prin presiometrie. Proiectarea și experimentarea în condiții foarte

variate a presiometrului autoforeur (Cap. 1.2.3.2.), echipat cu traducători de măsurat presiunea apei în pori, sisteme de solicitare ciclică și înregistrare în regim automat a parametrilor mășurați în timpul încercării, constituie o realizare apreciată în mod deosebit, asigurând obținerea parametrilor geotehnici direct din foraj, mai ales pentru pământuri din care se pot preleva foarte greu probe;

. Numeroase cercetări se fac legat de determinarea caracteristicilor rezistenței la forfecare, în laborator, în vederea modelării cât mai fidele a fenomenului real din natură, prin perfecționări și diversificări aduse metodologiilor de încercare, aparaturii de testare, automatizării procesului de încercare, înregistrare și prelucrare a datelor primare. Progresele se datoresc, în special, preocupării specialiștilor pentru perfecționarea instalațiilor triaxial capabile să modeleze condițiile de eforturi spațiale și ciclice. Sînt studiate aparate de dimensiuni diferite, capabile să testeze o gamă foarte mare de pământuri (de la argile și nisipuri, la anrocamente și balast). Astfel, aparatul triaxial a devenit cel mai important instrument folosit în prezent în laboratoarele geotehnice, în lume, rezultatele obținute fiind folosite în programe automate de calcul al eforturilor și deformațiilor în terenul de fundare și structurile din pământ. În aceeași măsură, au fost create modele constitutive de comportare a pământului sub încărcare, ale căror constante pot fi deduse aproape în exclusivitate în aparatul triaxial (Cap. 1.3).

În contextul interesului manifestat pe plan mondial pentru aparatul triaxial, autorul și-a propus studiul, proiectarea, realizarea și experimentarea unor instalații triaxial capabile să furnizeze elementele geotehnice de bază pentru calculul și dimensionarea fundațiilor și a structurilor realizate din materiale locale. Obținerea unor parametri geotehnici cât mai reprezentativi a necesitat studiul, atât al dimensiunilor celulelor triaxial, cât și adaptarea unor sisteme de automatizare a efectuării încercărilor și înregistrării datelor primare. Totodată, soluțiile de proiectare adoptate fac posibilă executarea în țară a instalațiilor de rupere prin compresiune triaxială pentru anrocamente și argile. Cercetările autorului s-au îndreptat, de asemenea, în direcția soluționării unor probleme de compatibilitate între parametrii geotehnici obținuți în aparatul triaxial, modelul constitutiv al pământului și metodele de calcul folosite pentru valorificarea datelor geotehnice în proiectare.

2. STUDIUL, PROIECTAREA, REALIZAREA SI EXPERIMENTAREA UNOR INSTALATII PENTRU INCERCARI IN CONDITII DE SOLICITARE TRIAXIALA CU INREGISTRARE AUTOMATA

Analiza metodelor de testare, a aparaturii geotehnice de laborator și teren, a modelelor constitutive ale comportării pământului sub încărcare și a posibilităților de modelare matematică prin programe de calcul folosite pe plan mondial, prezentată în Cap. 1 al lucrării, conduce la observația că parametrii geotehnici, care definesc curba efort-deformație-rezistență, sînt obținuți din încercările de rupere prin compresiune triaxială.

Acest tip de încercare permite modelarea stării de eforturi tridimensionale, în probă, în timpul testului și poate furniza date concrete pentru programele de calcul automat, care au la bază diferite modele constitutive ale pământului sub încărcare.

Avînd în vedere aceste considerente, autorul prezintă, în acest capitol, o instalație de încercare triaxială, pentru pămînturi și una pentru balast și rocă. Ambele instalații sînt de concepție originală și permit efectuarea de teste, în condiții de solicitare statică și ciclică, pentru pămînturi și respectiv în condiții statice, pentru balast și rocă.

Totodată, sînt prezentate dispozitivele și aparatura din lanțul de măsură, adaptate, care permit efectuarea încercării și înregistrării datelor rezultate din încercare în regim automat, după un program dinainte stabilit. Aceste elemente de automatizare sînt indispensabile în testele de foarte scurtă durată (ciclice) și foarte lungă durată (consolidat-drenat, consolidat-nedrenat, curgere lentă, etc), pentru definirea corectă a parametrilor geotehnici.

În acest capitol, sînt prezentate, de asemenea, metodologiile de testare și prelucrare a datelor specifice instalațiilor pentru încercări triaxiale, concepute și realizate de autor. Sînt analizate posibilitățile de care dispune fiecare din aceste instalații pentru modelarea stării complexe de eforturi și deformații din terenul de fundare și structuri din materiale locale și modul de prelucrare a datelor primare, în vederea obținerii parametrilor geotehnici de bază, folosiți în proiectare direct și ca date de intrare în programele moderne de calcul.

Pentru fiecare tip de instalație triaxial sînt analizate rezultatele testelor efectuate pe probe specifice, materializate în grafic și

tabele. O parte din aceste rezultate au fost folosite la lucrări mai importante, proiectate în ISPH - București, constituind informațiile geotehnice de bază care au fost folosite în procesul de proiectare a barajelor din materiale locale.

Considerente care au stat la baza studiului unor instalații triaxial pentru pământ și rocă

Laboratorul geotehnic, prin diversitatea procedurilor și aparaturii de care dispune, constituie sursa cea mai concretă de informații care stau la baza definirii indicilor geotehnici folosiți la calculul și dimensionarea fundațiilor și construcțiilor din pământ, baraje, etc.

Proiectarea instalațiilor triaxial pentru pământuri și rocă a rezultat ca o necesitate de a rezolva o parte din problemele cu care se confruntă specialiștii în geotehnică (din țară, în general, respectiv din ISPH, în special) în proiectarea structurilor de importanță deosebită, cum sînt barajele sau centralele termice și atomoelectrice, etc. Pentru asemenea obiective, datele furnizate de geotehnica clasică nu mai sînt suficiente, fiind necesare informații mult mai variate și mai detaliate despre comportarea sub încărcare a pământului și rocilor, care să fie valorificate la nivelul actual, impus de modelele matematice.

Încercarea triaxial constituie principala sursă de informații geotehnice de laborator, exploatată în prezent pentru obținerea indicilor geotehnici de calcul, motiv pentru care, în special în ultimii 20 de ani, se constată o evoluție spectaculoasă a aparaturii și tehnicii de încercare pe plan mondial, în acest domeniu. Studiul, proiectarea, realizarea și testarea instalațiilor triaxial, prezentate în acest capitol, face parte din efortul general de perfecționare a instrumentelor și metodelor de testare din laborator și are ca obiective principale perfecționarea instrumentelor de investigare, respectiv remedierea unor neajunsuri constatate de auter în activitatea curentă de cercetare și proiectare geotehnică. Dintre acestea cităm pe cele mai importante:

. Eliminarea decalajului manifestat în ultimii ani între nivelul tehnic scăzut, respectiv diversitatea limitată a parametrilor geotehnici asigurați de laboratorul geotehnic și tehnica de calcul foarte evaluată, bazată pe programe care pot lua în considerare numeroși parametri pentru studiul comportării terenului de fundare sub încărcarea dată de construcție. Astfel, spre exemplu, considerarea comportării

nelinear-elastică sau elaste-plastică a terenului de fundare sub încărcare, necesită definirea modului Jeung (E), prin cel puțin trei parametri și a modului de forfecare (G), prin alți doi parametri. Inșigi parametrii rezistenței la forfecare (ϕ și c) se impun a fi determinați în condițiile respectării unor drumuri de eforturi impuse. Toți acești parametri pot fi obținuți prin încercări triaxiale de laborator.

. Necesitatea de a aborda și estima aspectele de interacțiune sau concurență dintre terenul de fundare și structurile realizate pe acesta. Acestea implică exprimarea parametrilor geotehnici pentru caracterizarea rezistenței și deformației sub forma variației acestora cu starea de eforturi, timpul de solicitare sau condițiile de drenare, cel mai bine modelate în instalațiile triaxiale.

. Lipsa unor instalații triaxiale adecvate și a tehnicii de prelucrare a informației corespunzătoare. Aceasta a condus la estimarea parametrilor geotehnici necesari proiectării, pe bază de experiență sau din literatura străină. Această practică - destul de răspândită în prezent în țară - este însă inaplicabilă în cazul proiectării unor construcții cum sînt barajele din materiale locale sau centralelor nucleare, fapt ce a impus studiul realizării unei instalații triaxiale capabile să furnizeze toți acești parametri, pentru diferite tipuri de solicitare și materiale testate.

. Obligativitatea de a obține în laborator parametri geotehnici compatibili cu programele moderne de calcul bazate pe metoda elementelor finite sau diferențelor finite, destul de răspândite în prezent în țară, pentru a putea obține modelarea prin calcul cît mai aproape de realitate a comportării construcțiilor proiectate.

. Crearea posibilității de producere în țară a instalațiilor triaxiale complexe. În prezent, această aparatură este importată, în totalitate, din Occident, impunîndu-se realizarea în țară pentru a acoperi necesarul laboratoarelor din țară sau chiar pentru export. Aparatele din import existente sînt puține în țară, scumpe, și nu răspund întotdeauna necesității proiectării. Experimentarea și omologarea instalațiilor concepute de auter permit producția în țară și totodată creșterea numărului laboratoarelor geotehnice și specialiștilor care să abordeze problemele de geotehnică la nivelul tehnicii de calcul de care dispunem, în prezent, în țară.

. Abordarea testelor triaxiale pe probe de balast și anrecaamente necesare proiectării structurii barajelor din materiale locale. Încercări triaxiale pe anrecaamente și balast se efectuează, în prezent în

țară, numai cu ajutorul instalației triaxial de mari dimensiuni, proiectată de autor. Pe baza acestor informații au fost proiectate principalele mari baraje din țară.

Experiența arată că pentru efectuarea testelor necesare caracterizării geotehnice a terenului de fundare și structurilor din pământ și rocă, este exclusă folosirea unui singur aparat miraculos care să răspundă la toate problemele de modelare. Analizând numărul și varietatea parametrilor geotehnici ce pot fi obținuți și diversitatea modelelor fizice ce pot fi realizate cu diverse aparate de laborator geotehnic pentru caracterizarea parametrilor de rezistență, se poate afirma că triaxialul reprezintă aparatul cel mai complex și mai des folosit în laboratoarele geotehnice din lume, indiferent de particularitățile constructive alese de autorii lor.

În Tabelul 2.1, se prezintă o sumară comparație privind posibilitățile de testare pe care le oferă aparatul triaxial și celelalte principale aparate de laborator geotehnic care furnizează indici geotehnici de rezistență și deformabilitate pentru pământuri și rocă.

TABEL 2.1 PRINCIPALELE APARATE DE LABORATOR FOLOSITE PENTRU DETERMINAREA PARAMETRILOR DE REZISTENȚĂ - DEFORMAȚIE ALE PĂMÎNTURILOR.

NR.	DATE GEOTEHNICE METODOLOGII DE TESTARE FOLOSIREA PARAMETRILOR ÎN PROIECTARE	APARATE DE LABORATOR				
		TRIAXIAL		FORFECARE DIRECTĂ	EDOMETRU	VANE TEST
		STANDARD	HL38 HL100			
1	CONDITII DE DRENARE					
	A PROBELOR ÎN TIMPUL TESTULUI :					
	• NECONSOLIDAT-NEDRENAT (UU)	X	X	—	—	X
	• CONSOLIDAT-NEDRENAT (CU)	X	X	—	—	—
2	CONDITII DE SOLICITARE :					
	• SPAȚIALĂ	X	X	—	—	—
	• PLANĂ	—	—	X	X	X
	• DRUMURI DE EFORTURI	1	INFINIT	1	1	1
	• STATIC	X	X	X	X	X
	• CICLIC	—	X	X	X	—
3	PARAMETRI GEOTEHNICI CE SE POT DETERMINA :					
	• REZISTENȚA LA FORFECARE (σ și c)	X	X	X	—	X
	• COEFICIENT DE PERMEABILITATE (K)	X	X	—	X	—
	• COEFICIENT DE CONSOLIDARE (Cv)	X	X	—	X	—
	• MODUL VOLUMIC (m_v)	X	X	—	X	—
	• MODUL DE ELASTICITATE (E)	X	X	—	—	—
	• MODUL DE FORFECARE (G)	X	X	X	—	X
	• COEFICIENTUL PORN PORI (B)	X	X	—	—	—
	• PRESIUNEA APEI ÎN PORI (U)	X	X	—	—	—
	4	DATE GEOTEHNICE PENTRU PROGRAMELE AUTOMATE DE CALCUL				
• STABILITATEA LA LUNECARE A TALUZELOR						
• MAT. PELLENIUS		X	X	X	—	X
• MAT. BISHOP		X	X	—	—	—
• MAT. JAMBU		X	X	X	—	—
• MAT. CARTER		X	X	X	—	—
• EFORTURI SI DEFORMAȚII ÎN STRUCTURI DE PĂMÎNT SI FUNDATIE PRIN PROGRAMELE DE CALCUL						
• LSBUILD		X	X	—	—	—
• ISBILD		X	X	—	—	—
• QUAD 4		X	X	—	—	—
• NOMSAP		X	X	—	—	—
• FLUSH		X	X	—	—	—

Studiul oportunității proiectării și realizării unor instalații triaxial pentru teste geotehnice, a avut la bază, în afară de aspectele teoretice și practice, legate de importanța încercărilor geotehnice, realizate în triaxial, și o analiză a tipului de sollicitare, precum și automatizare, a procesului de testare-înregis-

trare a informațiilor.

Aceasta este o necesitate absolută, deoarece se înlătură subiectivismul datorat factorului om și permite urmărirea procesului de testare continuu, la încercările statice de lungă durată, dar și la testele de foarte scurtă durată, necesare modelării fenomenelor dinamice, imposibil de urmărit altfel.

Toate aceste considerente au condus la selectarea tipului de instalație triaxial, pentru a fi proiectată, realizată și experimentată de auter, în laboratoarele ISPH.

2.1. Studii cu privire la instalația triaxial pentru pământuri

Efectuarea încercărilor de rupere prin compresiune în condiții de solicitare triaxială, necesită, în practica curentă, folosirea unor instalații complexe, care au în structura lor, indiferent de tipul de solicitare (static sau dinamic), următoarele părți componente:

- celula triaxial,
- surse de presiune,
- sistemul de creat și transmis efortul axial,
- dispozitive de programare a încercării și înregistrare automată a datelor.

În faza de studiu și proiectare, au fost analizate numeroase variante, pentru fiecare din principalele părți componente menționate, fiind selectate acelea care pot fi executate prin investiții minime și care răspund, din punct de vedere tehnic, la condițiile efectuării unei încercări triaxiale statice sau ciclice, la nivel mondial.

În Fig. 2.1, se prezintă schema de principiu și părțile componente ale instalației triaxial static, studiată, proiectată, realizată și experimentată de auter, în cadrul laboratoarelor ISPH - București și care va fi descrisă, în detaliu.

Cercetările au condus la următoarea structură de principiu a instalației:

1. Celula triaxial, multifuncțională, tip HL;
2. Sursele de creat presiune, compuse din:
 - sistemul folosind autocompensatorul mercur - apă (Bishop), BI,
 - sistemul cu aer comprimat (SAC);
3. Sistemul de prelucrare și înregistrare a stării de eforturi și deformații, la care este supusă proba în timpul încercării (SID).

Instalația triaxială a fost concepută să poată funcționa cu toate părțile componente simultan, în cazul încercărilor de complexitate maximă sau diferitele părți componente branșate la celula triaxială, separat, în cazul încercărilor de rutină. Totodată, s-a avut în vedere posibilitatea conectării a 3 - 6 celule triaxiale pentru solicitarea (testarea) simultană a mai multor probe de pământ.

2.1.1. Celula triaxială. Prezentare generală.

Parte componentă esențială a instalației triaxiale, celula triaxială a constituit obiectul preocupărilor de cercetare a autorului, ca urmare a necesității de a obține parametri geotehnici în condiții de solicitări triaxiale statice și ciclice, cât mai reprezentativi, pentru ansamblul teren de fundare și structura barajelor din materiale locale, în diferite ipoteze de solicitare.

În acest scop au fost proiectate, executate și experimentate, mai multe tipuri de celule triaxiale. Rezultatele cele mai bune au fost obținute în urma testelor cu celula triaxială multifuncțională tip HL 38 (pentru probe de pământ având diametrul standard $d = 38$ mm) și HL 100 (pentru probe cu diametrul $d = 100$ mm).

Pornind de la tipul de celulă de bază HL 38, au fost executate încă două variante ale acesteia, care diferă de tipul de bază, fie prin soluții constructive și de proiectare (HL 38A), fie prin absența dispozitivelor de transmitere a încărcării axiale la probă (HL 38B), ceea ce o face utilizabilă cu aparatele triaxiale standard, cu care sînt dotate în prezent (din import), unele laboratoare din țară.

Celula HL 38 și variantele HL 38A și HL 100, reprezintă fiecare, un aparat triaxial, care prin simpla cuplare a lor la o sursă de aer comprimat sau apă sub presiune, pot funcționa ca aparate triaxiale independente, în laborator sau pe șantier.

Soluțiile tehnice de proiectare ale celulei HL 38 constituie obiectul cererii de invenție întocmită de autor, înregistrată cu nr. 118008

2.1.1.1. Studiul celulei triaxiale HL 38

Celula triaxială HL 38, prezentată schematic în Fig. 2.2, se compune, în principal, dintr-un ansamblu de piese separate care se montează succesiv pe un suport cadru alcătuit din placa de bază (24) și constituie stativul instalației, și un cadru de rezistență, nedeforabil, alcătuit din 3 tije de oțel (19). Placa de bază este prevăzută

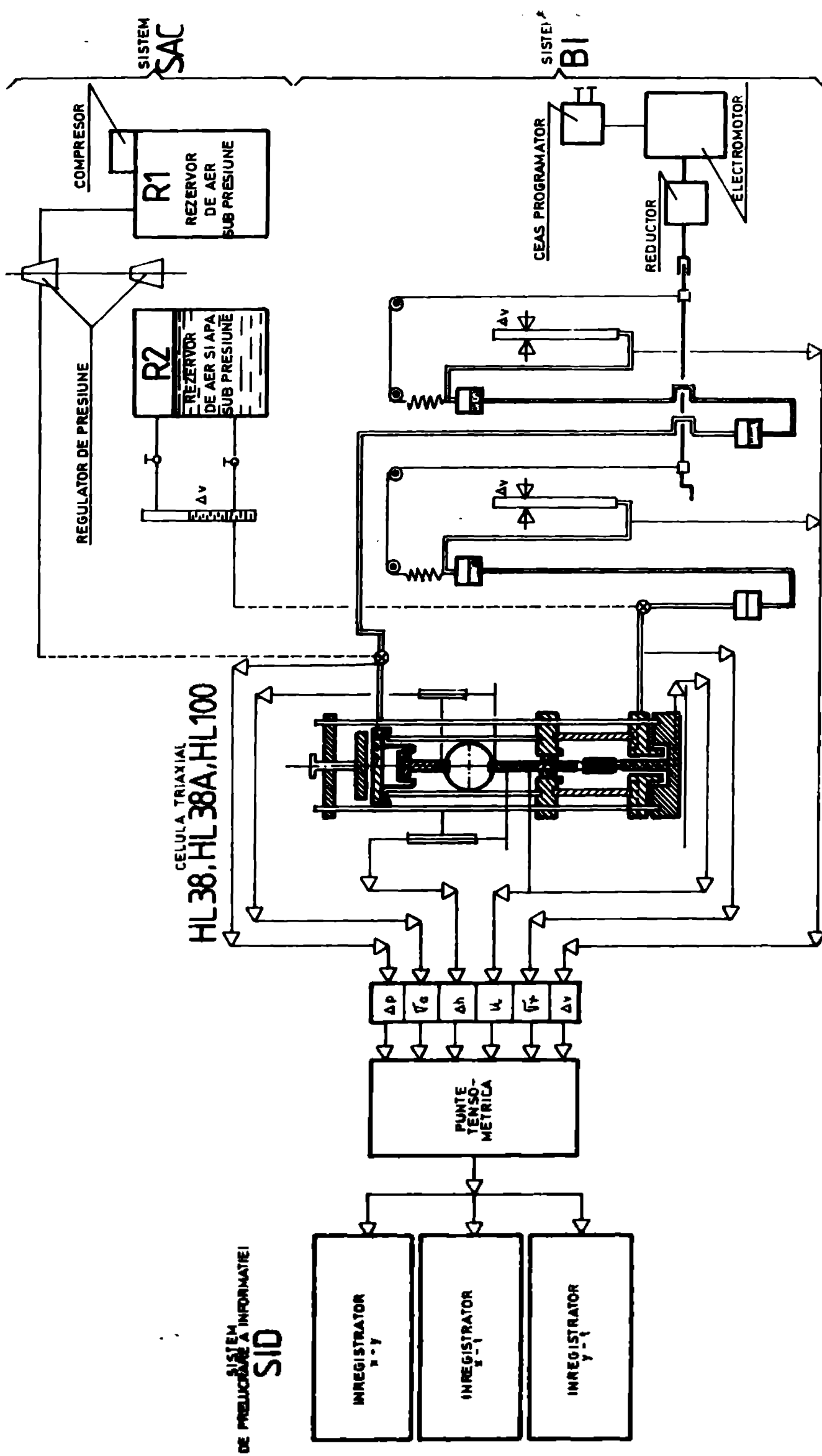
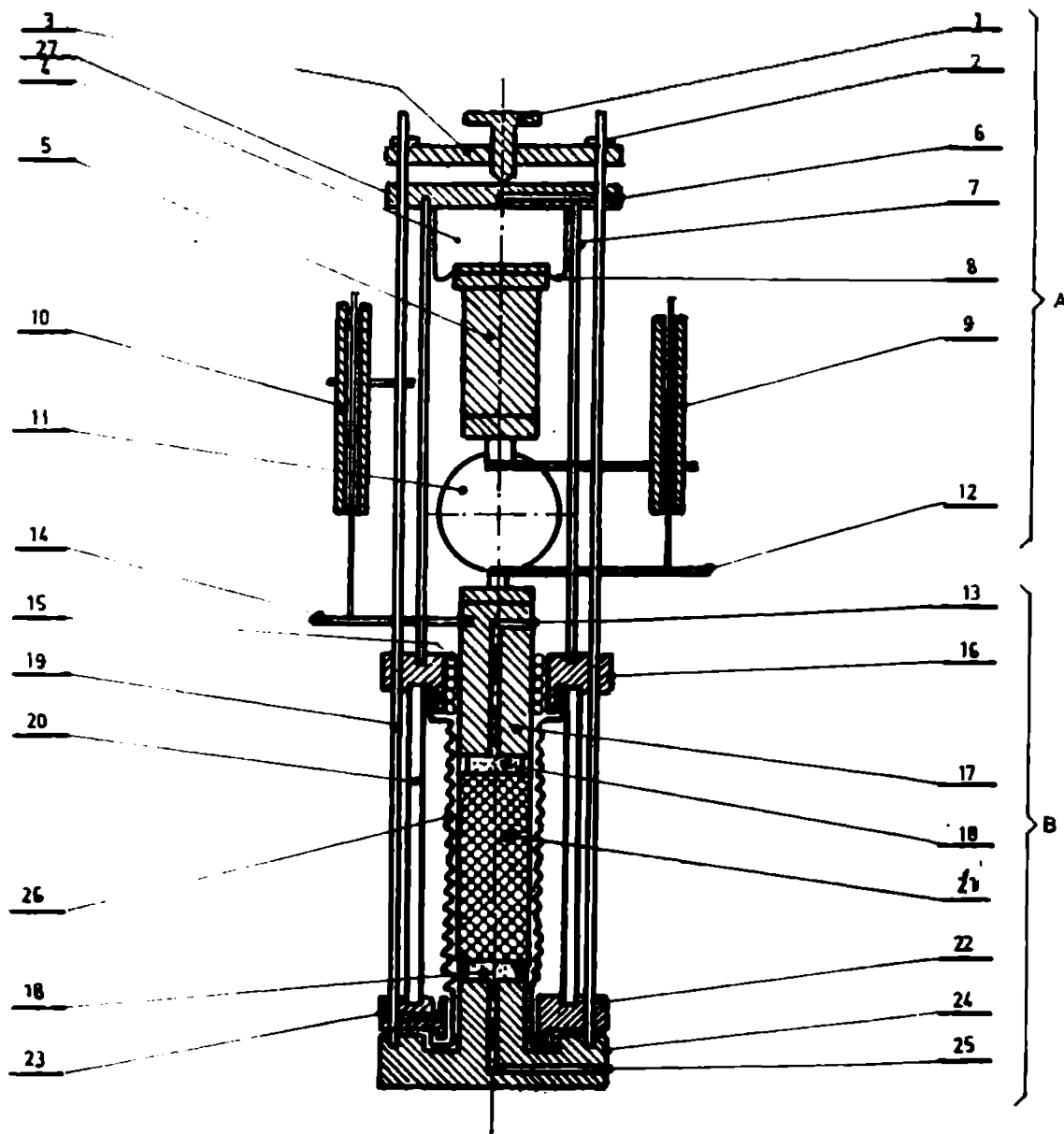


Fig. 2.1. INSTALATIE TRIAXIAL CU INCARCARE CONTROLATA



LEGENDA:

- | | | | |
|----|------------------------------------------------------------------------------------|----|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Surub de reglare și fixare. | 14 | Support-reper cuplat la traductorul inductiv de măsurare a deformatiei. |
| 2 | Piuliță de fixare și ghidare a plăcii de rezistentă. | 15 | Rulment linear. |
| 3 | Placă de rezistentă. | 16 | Partea superioară a celulei triaxiale. |
| 4 | Cameră de presiune. | 17 | Piston pentru solicitarea axială a probei. |
| 5 | Piston. | 18 | Piatră poroasă. |
| 6 | Orificiu pentru introducerea agentului de presiune (p). | 19 | Tijă din oțel care constituie cadrul de rezistentă. |
| 7 | Cilindru de plexiglas. | 20 | Cilindru transparent din plexiglas. |
| 8 | Membrană flexibilă (ptr. transmiterea presiunii) (p) | 21 | Probă de pământ. |
| 9 | Traductor inductiv ptr. măsurarea forței axiale de solicitare a probei. | 22 | Parte inferioară a celulei triaxiale. |
| 10 | Traductor inductiv sau microcomparator pentru măsurarea deplasării axiale | 23 | Orificiu pentru exercitarea presiunii laterale în celula triaxial și măsurarea variației volumice. |
| 11 | Inel dinamometric ptr. măsurarea forței axiale manifestate pe capul probei | 24 | Stativul aparatului triaxial. |
| 12 | Support-reper cuplat cu traductorul inductiv de măsurare a forței axiale. | 25 | Orificiu pentru măsurarea presiunii apei din pori, exercitarea back pressure și drenaj. |
| 13 | Orificiu de măsurat presiunea apei din pori, drenaj sau aplicare de back pressure. | 26 | Membrană de cauciuc. |
| | | 27 | Placă. |

Fig. 2.2 CELULA TRIAXIAL HL 38

orificiu pentru saturarea prin contrapresiune, drenarea sau măsurarea presiunii apei din pori (25) care face legătura cu piatra poroasă inferioară (18), pe care se montează proba de pământ (21).

Celula triaxial propriu-zisă se compune dintr-un cilindru transparent, din sticlă sau plexiglas (20), fixat între 2 plăci rigide, din aluminiu, placa inferioară (22) și placa superioară (16), care se fixează prin strângere, cu 3 tije din țevă, prevăzute cu filet și piuliță, prin care trec tijele cadru, din oțel (19). Placa inferioară (22), pe care este fixat cilindrul transparent, este prevăzută cu orificii pentru introducerea sau evacuarea agentului care transmite presiunea din celulă (apă sau aer) (25). De asemenea, în placa superioară este practicat un orificiu prin care pistonul (17) pătrunde în celulă. În acest spațiu este montat un rulment linear (15) care reduce frecarea dintre piston și celulă, fără să aibă funcția de etanșare. Pistonul (17) care transmite efortul axial la probă constituie suportul reperului dispozitivului de măsurat deformația axială a probei în timpul ruperii (14). În piston (17) s-a executat orificiul (13) care permite saturarea, drenarea sau măsurarea presiunii apei din porii probei prin intermediul plăcii poroase superioare (18), montat solidar cu pistonul (17).

Membrana de cauciuc (26) se fixează prin prindere cu inele de cauciuc între placa superioară (16) și cea inferioară (22), făcând parte în această soluție constructivă, din celula triaxial.

Transmiterea și măsurarea efortului axial ($\bar{\sigma}_a$) la probă, se face printr-un ansamblu de piese, montat într-un cilindru din plexiglas (7), alcătuit din dispozitivul de măsurat forța (11), pistonul intermediar (5), membrana flexibilă (8), fixată între placa (27) și peretele cilindrului de plexiglas (7), alcătuiind camera superioară de presiune (4). Placa (27) este prevăzută cu un orificiu (6) prin care se introduce agentul de transmis presiunea (apă sau aer) în camera de presiune. Cu ajutorul plăcii (3), a șurubului (1) și a piulițelor (2) fixate pe tijele de oțel (19) prin strângere se etanșează și fixează întreg ansamblul pe placa de bază (24). Dispozitivele cu care se măsoară forța axială și deformația axială (traductori electroinductivi) sînt notate cu (9) și respectiv (10).

Asamblarea celulei triaxial HI 38 se realizează cu ușurință, pornind de la placa-stativ (24) pe care sînt fixate rigid cele 3 tije (19). După montarea probei (21) pe stativul (24), celula triaxial propriu-zisă, avînd membrana de cauciuc montată, se culisează pe tije,

astfel încît proba este îmbrăcată și protejată de membrana de cauciuc (26); se montează apoi pistonul (17) și se eliberează membrana de cauciuc, care se mulează pe ansamblul piston-probă. Se conectează proba la dispozitivul de măsurat presiunea din porii probei și la conducta de alimentare cu presiune a celulei. Se montează apoi în ordine: dinamometrul (11) cu traductorii de măsurat forța și deplasarea (9) și (10), pistonul (5), membrana (8), plăcile (27) și (3) și prin înfiletarea șurubului (1) se fixează și etanșează, prin presare, tot ansamblul, astfel încît după conectarea instalației la sistemele de creat forța și înregistrare a rezultatelor, se poate începe testul.

Celula triaxial HL 38 prezintă posibilitatea efectuării testelor de compresiune și extensie statică și ciclică, proba fiind solidară cu pistonul care transmite solicitarea axială.

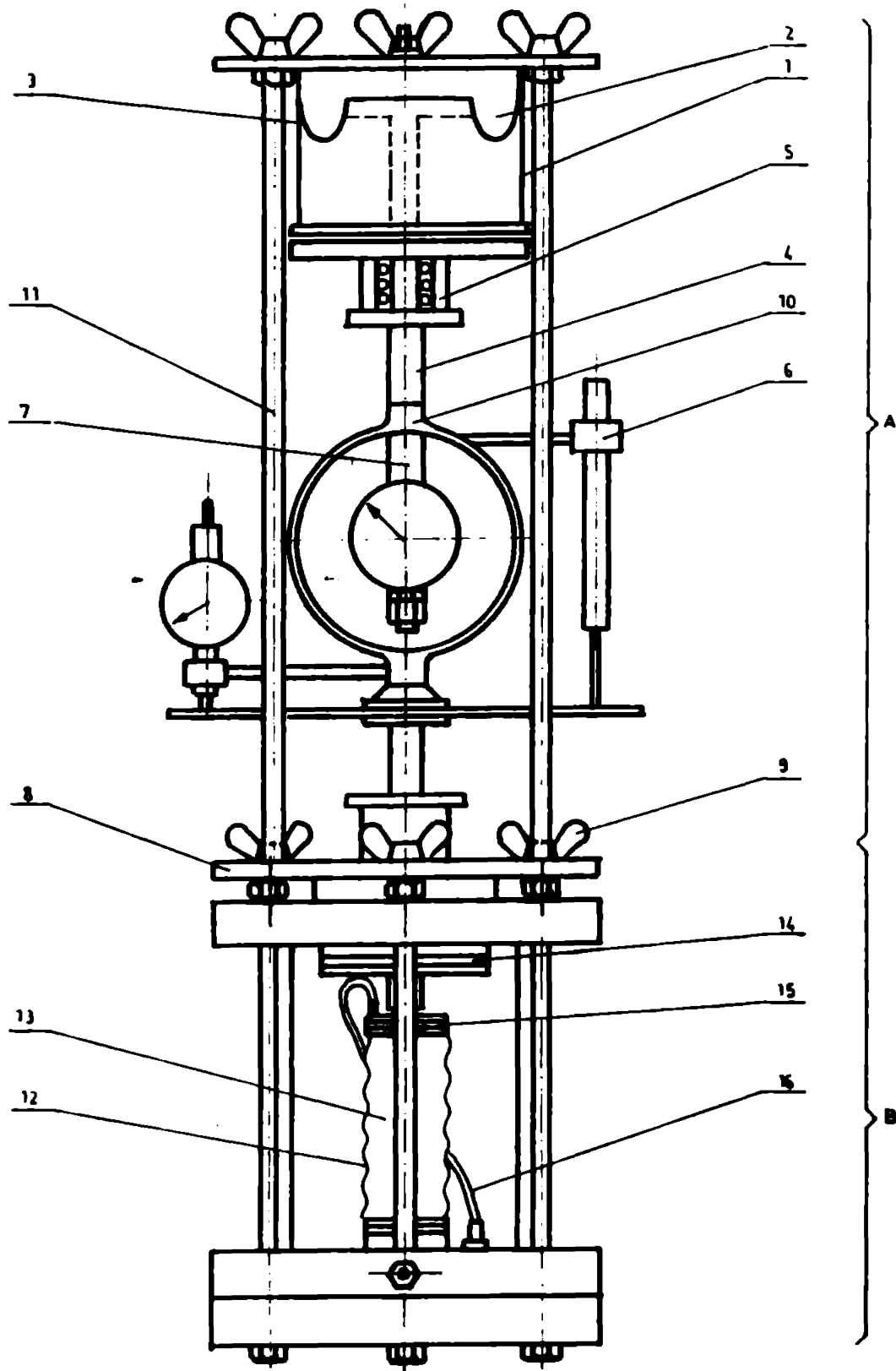
2.1.1.2 Studiul celulei triaxial HL 38A

Reprezintă modelul perfecționat al celulei HL 38 și se deosebește de aceasta, în special prin modul de rezolvare a unor probleme la celula triaxial propriu-zisă și sistemul de încărcare.

În Fig. 2.3 se prezintă schematic o secțiune prin acest tip de celulă. Față de celula HL 38, se disting, în principal, următoarele modificări:

a. A fost concepută să aibă caracter polifuncțional, astfel încît să poată fi folosită ca un triaxial de sine stătător, fiind prevăzută cu un sistem hidraulic sau pneumatic propriu, de transmis și măsurat forța axială pe probă (notat cu A pe Fig. 2.3) sau ca o simplă celulă triaxial perfecționată, ce urmează să fie folosită cu mașina triaxial clasică (notată cu B pe Fig. 2.3). Detașarea celor două părți se realizează cu ușurință, prin acționarea a trei șuruburi;

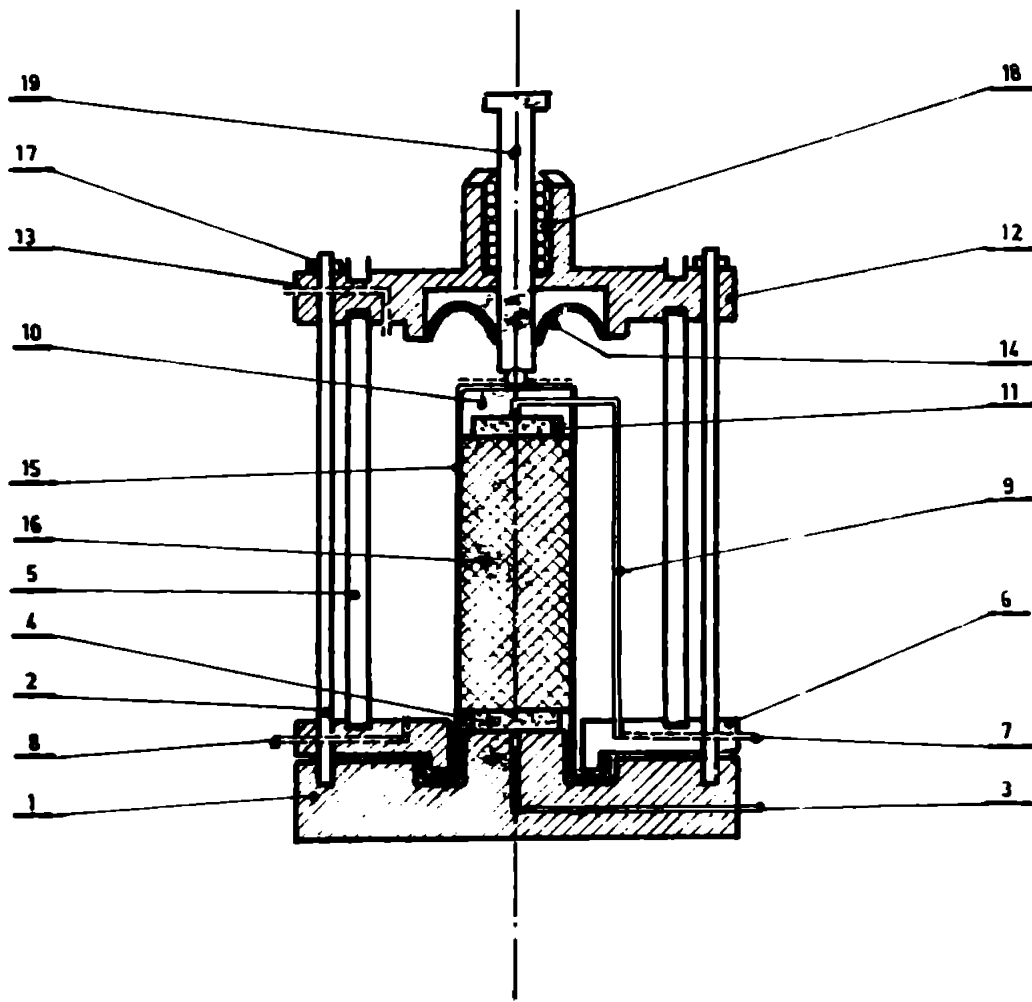
b. Sistemul de transmis și măsurat forța la probă (A), a fost proiectat ca parte independentă, care se cuplează la celula triaxial și se compune din: cilindru (1), în care se află camera de presiune (2), izolată de mediul extern prin intermediul membranei flexibile (3). Membrana este fixată la extremități de cilindru (1) și pistonul (4) care transmite forța prin intermediul dinamometrului (10) la proba din celula triaxial. Pistonul (4) este ghidat de rulmentul linear (5). Deplasarea pistonului este măsurată cu traductorul (6) iar forța este măsurată cu traductorul (7). Traductorii sînt fixați pe tijele (11) care susțin întreg ansamblul de piese și sînt fixate în flansa (8) formînd un ansamblu independent. Întreg ansamblul (A)



- 1. - CILINDRU DE PRESIUNE
- 2. - CAMERA DE PRESIUNE
- 3. - MEMBRANA FLEXIBILA
- 4. - PISTON
- 5. - RULMENT LINEAR
- 6. - TRADUCTOR DE DEPLASARE
- 7. - TRADUCTOR DE FORȚA
- 8. - FLANSA

- 9. - PIULITE DE FIXARE
- 10. - DINAMOMETRU
- 11. - TIJE
- 12. - MANSON DE CAUCIUC
- 13. - PROBA
- 14. - CAMERA DE ETANSARE
- 15. - CAPTOR SUPERIOR
- 16. - TUB

Fig. 2.3. - CELULA TRIAXIAL HL 38 A. -



LEGENDA:

- | | | | |
|----|--------------------------------------------------------|----|----------------------------------------------------------|
| 1 | Placă de bază. | 11 | Piatră poroasă superioară |
| 2 | Tije din oțel | 12 | Placă superioară pentru fixarea cilindrului de plexiglas |
| 3 | Priză pentru măsurat presiunea în pori | 13 | Orificiu pentru aerisire. |
| 4 | Piatră poroasă inferioară, | 14 | Membrană flexibilă rezistentă. |
| 5 | Cilindru de plexiglas. | 15 | Manson de cauciuc pentru protecția probei |
| 6 | Placă interioară de fixare a cilindrului de plexiglas. | 16 | Probă de pământ |
| 7 | Priză pentru măsurat presiunea din pori. | 17 | Piuliță de fixare |
| 8 | Priză pentru măsurat presiunea agentului din celulă | 18 | Rulment linear |
| 9 | Conductă pentru presiunea din pori. | 19 | Piston pentru transmis torță lineară. |
| 10 | Capler superior pentru presiunea apei din pori. | | |

Fig. 24. CELULA TRIAXIAL HL 38 B

se fixează pe placa superioară a celulei triaxial, cu ajutorul piulițelor (9).

c. Celula triaxial propriu-zisă (B), a fost proiectată să poată funcționa cu diferite sisteme de încărcare, fiind adaptate următoarele modificări fundamentale față de celula HL 38:

- manșonul de cauciuc (12) are numai funcția de izolare a probei (13) de acțiunea agentului de presiune din celulă, nu și de etanșare a celulei, cum era prevăzut la celula HL 38;

- etanșarea dintre pistonul (4) și interiorul celulei triaxial se realizează folosind o membrană flexibilă, identică cu cea folosită la sistemul de presiune (3), montată în camera de etanșare (14);

- colectarea presiunii apei din pori se realizează prin captorul superior (15), prevăzut cu piatră poroasă, conectat prin tubul (16) la o conductă care traversează placa de bază și permite cuplarea traducterilor de măsură;

- montarea probei se face conform STAS 8942/5-75;

- pistonul (4) are diametrul mai mic decât proba.

Celula triaxial HL 38A prezintă unele avantaje față de celula HL 38, pentru încercări statice, dintre care menționăm:

- folosește membrane de cauciuc standard pentru izolarea probei de agentul care transmite presiunea pe probă,
- este prevăzută cu membrană flexibilă pentru etanșarea dintre piston și celulă, înlăturând total frecarea,
- asigură o etanșare perfectă a celulei triaxial la presiuni în domeniul 0,1 - 1,0 MPa în timp nelimitat,
- permite efectuarea testelor de curgere lentă în condiții de solicitare triaxială,
- sistemul de transmis și măsurat forța pe probă este independent și prevăzut cu membrană.

2.1.1.3. Studiul celulei triaxial HL 38B

Această celulă triaxial este destinată efectuării testelor cu aparatura triaxial standard existentă în țară și reprezintă o variantă a celulei triaxial HL 38A. Intrucît forța axială necesară solicitării probei este asigurată de presa mașinii triaxial, sistemul de încărcare hidraulic sau cu aer comprimat a fost înlăturat, așa cum se poate constata pe Fig. 2.4.

Celula triaxial HL 38B se deosebește fundamental, din punct de vedere al concepției, de celulele triaxial standard fabricate în

străinătate și prezintă toate avantajele celulelor HL 38 și HL 38A, în ce privește:

- . etanșarea celulei,
- . lipsa frecării dintre piston și celulă,
- . manevrabilitatea.

Concepția ei are la bază folosirea membranei flexibile ca element de etanșare și poate fi ușor folosită și în sistemul celulelor HL 38A prin simpla adăugare a dispozitivelor de încărcare hidraulică (Fig. 2.2 B).

Montarea și demontarea celulei triaxial HL 38B (Fig. 2.4), se face după metodologie similară cu cea prezentată pentru celula HL 38A, care constă în următoarele etape:

a. Se montează cilindrul transparent din sticlă sau plexiglas (5) între placa superioară (12) și inferioară (6) și se fixează cu ajutorul tijelor din țeavă (2) care se înfiletează în placa de bază (1). Între plăcile din aluminiu și cilindrul din plexiglas sînt prevăzute garnituri de etanșare din cauciuc. Această operație se execută numai la primul montaj, la schimbarea membranei flexibile (14) sau la deteriorarea cilindrului transparent (5);

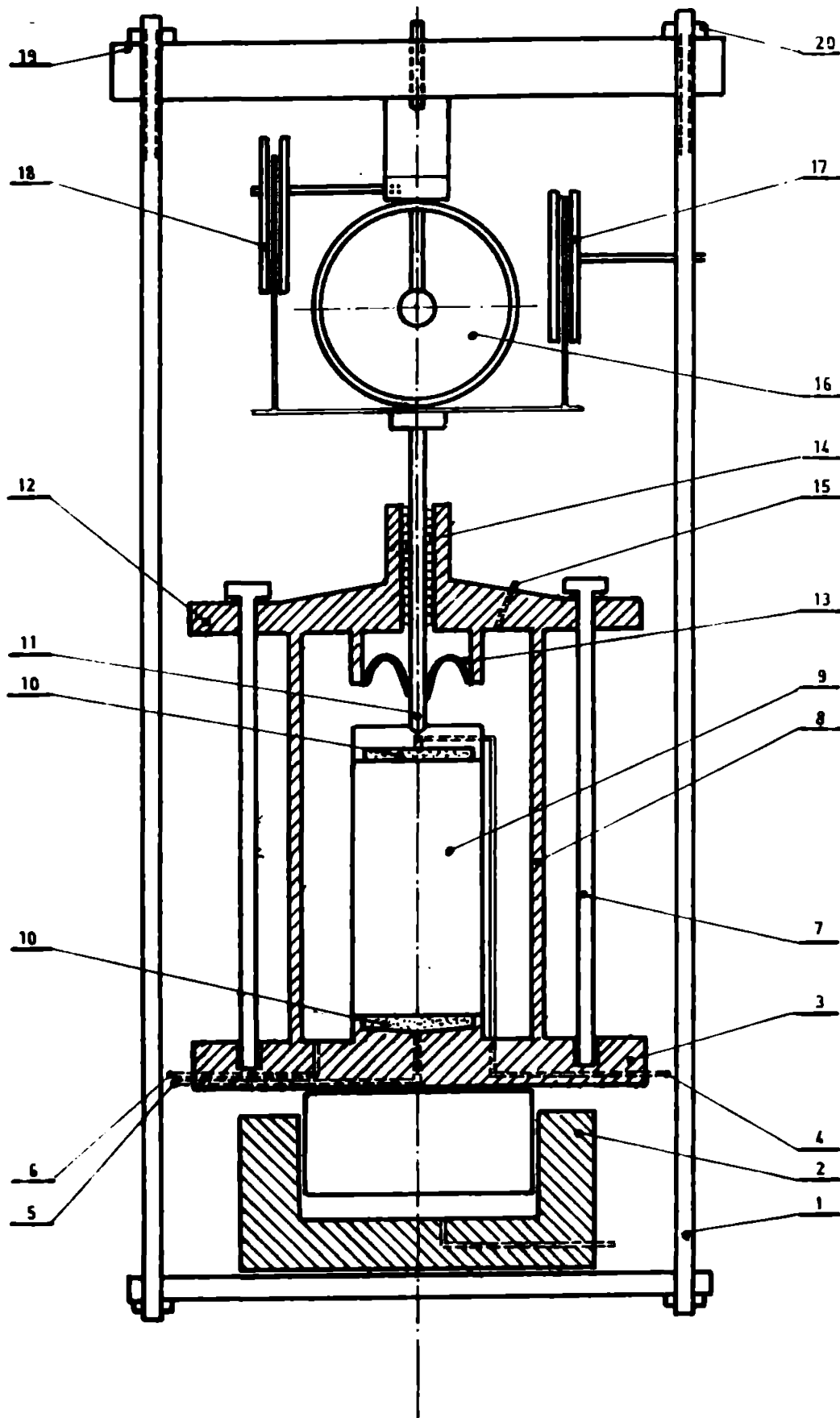
b. Montarea probei de pămînt (16) pe postamentul prevăzut cu piatră poroasă (4), se execută conform STAS 8942/5-75. După montarea probei se cuplează sistemele manuale sau automate pentru controlul stării de eforturi din probă (presiunea neutrală, contrapresiunea pentru saturare);

c. Celula triaxial pregătită ca la pct. a, este culisată pe tijele (2) fixate în placa de bază (1) și se strîng piulițele (17) pentru asigurarea etanșeității spațiului dintre pereții de plexiglas și probă. Pistonul (19) se așază peste capterul superior al probei (10);

d. Celula triaxial și proba astfel montate se introduc în aparatul triaxial și se cuplează la sistemul ales pentru presiunea laterală (σ_p). Din acest moment se stabilesc valorile eforturilor de solicitare și testul poate începe.

2.1.1.4. Studiul celulei triaxial HL 100

Această celulă a fost proiectată de autor pentru testarea probelor din pămînt, nisip sau pietriș cu diametrul $d = 100$ mm și înălțimea $h = 200$ mm. Dat fiind dimensiunile probei, forțele care solicită celula triaxial pentru aceleași eforturi de solicitare a probei, sînt mult mai mari. Pe aceste considerente, la execuția celulei s-au adus unele

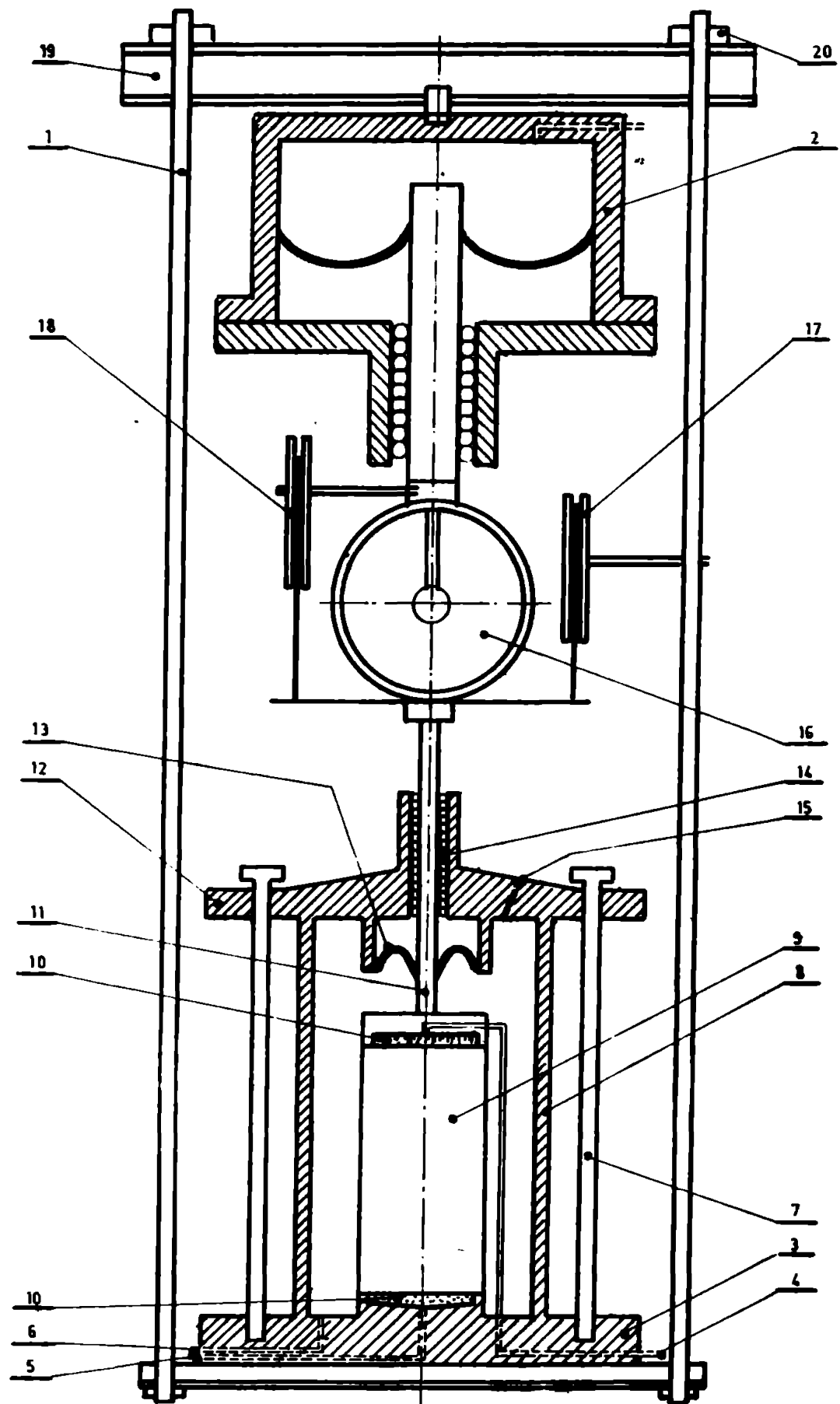


LEGENDA :

- | | |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1. Cădru metalic rigid. | 11. Piston pentru transmis forța axială |
| 2. Presă hidraulică. | 12. Placă superioară. |
| 3. Placă de bază a celulei triaxial. | 13. Membrană flexibilă rezistentă |
| 4. Priză pentru măsurat presiunea din pori. | 14. Rulment linear |
| 5. Priză pentru măsurat presiunea din pori. | 15. Orificiu de aerisire. |
| 6. Priză pentru măsurat presiunea din interiorul celulei. | 16. Inel dinamometric. |
| 7. Tijă din oțel pentru fixarea cilindrului transparent. | 17. Traductor pentru măsurat deformația axială. |
| 8. Cilindru transparent. | 18. Traductor pentru măsurat forța axială. |
| 9. Probă din pământ. | 19. Grindă cadru. |
| 10. Piatră poroasă. | 20. Piulițe de fixare. |

Fig. 2.6 CELULA TRIAXIAL HL 100A.

INSTITUTUL POLITEHNIC
BUCUREȘTI



LEGENDA:

- | | |
|----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 1 Cadru metalic rigid. | 11. Piston pentru transmis forța axială. |
| 2 Presă hidrolică. | 12. Placă superioară. |
| 3 Placă de bază a celulei triaxial. | 13. Membrană flexibilă rezistentă. |
| 4 Priză pentru măsurat presiunea din pori. | 14. Rulment linear. |
| 5 Priză pentru măsurat presiunea din pori. | 15. Orificiu de aerisire |
| 6 Priză pentru măsurat presiunea din interiorul celulei. | 16. Inel dinamometr. |
| 7 Tijă din oțel pentru fixarea cilindrului transparent. | 17. Traductor pentru măsurat deformația axială. |
| 8 Cilindru transparent. | 18. Traductor pentru măsurat forța axială. |
| 9 Probă din pământ. | 19. Grindă cadru. |
| 10 Piatră poroasă. | 20. Piulițe de fixare. |

Fig. 2.5 CELULA TRIAXIAL HL 100

modificări în ceea ce privește materialul din care sînt confecționate, dimensiunile și sistemele de prindere între piesele componente.

Celula triaxial HL 100 a fost proiectată să funcționeze cu sistem de încărcare autonom, asemănător celui folosit la celula HL 38A, în sistem cu presă hidraulică sau cu mașina triaxial clasică de mare capacitate. O secțiune de principiu prin celula triaxial HL 100 și unul din sistemele de încărcare folosit în prezent, în laboratoarele ISPH, se prezintă în Fig. 2.5.

Celula triaxial se montează deasupra unei prese hidraulice (2) și se compune din placa de bază (3), în care sînt practicate orificii pentru măsurarea presiunii apei din pori sau pentru exercitat contra-presiune sau drenare (4), (5), și pentru introdus agentul de presiune în celulă (aer sau apă) (6). Tot pe placa de bază se află montată placa poroasă (10), care constituie captorul inferior pentru presiunea apei din pori.

Cilindrul (8), care constituie exteriorul celulei triaxial, este fixat între placa inferioară (3) și placa superioară (12) cu ajutorul tijelor (7), prevăzute cu filet la partea inferioară. Etanșarea se realizează cu două garnituri circulare din cauciuc. În placa superioară se află montat rulmentul linear (14) prin care culisează pistonul (11). Etanșarea dintre piston și capacul celulei se realizează cu ajutorul membranei flexibile rezistente și etanșe de tip Bellofram, concepută de autor. Măsurarea manuală sau automată a forței de rupere se face cu traductorul inductiv (18) și dinamometrul (16) iar deplasarea (deformarea probei), de asemenea manual sau automat, cu traductorul (17). Întreg ansamblul - celulă triaxial, presă hidraulică și dispozitivul de măsurat forța și deplasarea - sînt montate în interiorul unui cadru metalic rigid (1) și se fixează cu piulițele (20), prin intermediul grinzii superioare (19).

Celula triaxial HL 100, prevăzută cu sistemul de încărcare autonom, este prezentată schematic în Fig. 2.6 . Părțile componente ale sistemului de încărcare sînt aceleași cu cele prezentate la celula HL 38A (Cap. 2.1.1.2).

x
x x

Celulele triaxial de tip HL, proiectate și experimentate de autor în cadrul laboratoarelor geotehnice ISPH, prin concepția originală

și soluțiile constructive aplicate, prezintă numeroase avantaje tehnice și economice, față de celulele triaxialelor standard importate, în prezent, din străinătate. Dintre principalele avantaje menționăm:

- rezolvă, în mod original, problema frecărilor dintre piston și celula triaxial, prin folosirea rulmentului linear;

- rezolvă problema etanșării dintre piston și capacul superior al celulei, prin folosirea membranei flexibile;

- este o celulă triaxial polifuncțională, putând fi utilizată în:

- încercări triaxial standard folosind procedeul deformației impuse, putând înlocui celulele triaxial uzate, la aparatele triaxial din import, aflate în dotarea laboratoarelor din țară,

- încercări triaxiale folosind metoda eforturilor controlate, pentru o infinitate de drumuri de eforturi,

- încercări ciclice și de curgere lentă, și în general încercări de foarte lungă durată, celula fiind perfect etanșă;

- poate fi folosită în dotarea laboratoarelor mobile de șantier, platforme marine sau cele organizate în șantierele mari;

- poate fi realizată în țară pe baza proiectului întocmit de autor, înlocuind celulele triaxial existente, în prezent aduse numai din import, conducând la realizarea de importante economii valutare;

- permite automatizarea procesului de urmărire și înregistrare a informațiilor legate de variația diferiților parametri în timpul testului;

- acoperă întreaga gamă de dimensiuni a probelor de pământ uzual, folosită în geotehnică, așa cum rezultă din Tabelul 2.2.

TABEL 2.2 DATE TEHNICE PENTRU CELULELE TRIAXIAL.—

	HL 38	HL38A	HL100
DIMENSIUNI PROBE (mm.)	d = 38.5	d = 38.5	d = 100
PRESIUNEA IN CELULA (MPa)	r = 1.0 MPa	r = 1.0 MPa	r = 2.0 MPa
INALTIME PROBE (mm.)	h = 80	h = 80	h = 250
VOLUM PROBE (cm. 3)	V = 88	V = 88	V = 10.000

2.1.2. Studiul și realizarea surselor de presiune

Realizarea stării de eforturi avute în vedere, în diferite faze de modelare a efortului fizic urmărit în aparatul triaxial, necesită existența independentă a cel puțin două surse de creat și menținut presiunea în limite-

le dorite. Aceste surse independente sînt utilizate în procesul de - testare, în laboratorul geotehnic, pentru asigurarea presiunii laterale în celula triaxial (σ_r), contrapresiunii (back pressure) - (U_B) și efortului axial exercitat pe probă (σ_a). Funcție de agentul folosit la transmiterea presiunilor, sursele de presiune posibil de utilizat în instalațiile triaxial moderne, sînt aerul sau apa sub presiune sau presa cu melc și schimbător de viteze, în triaxialul clasic /17/, /25/, /66/, /67/, /84/, /86/.

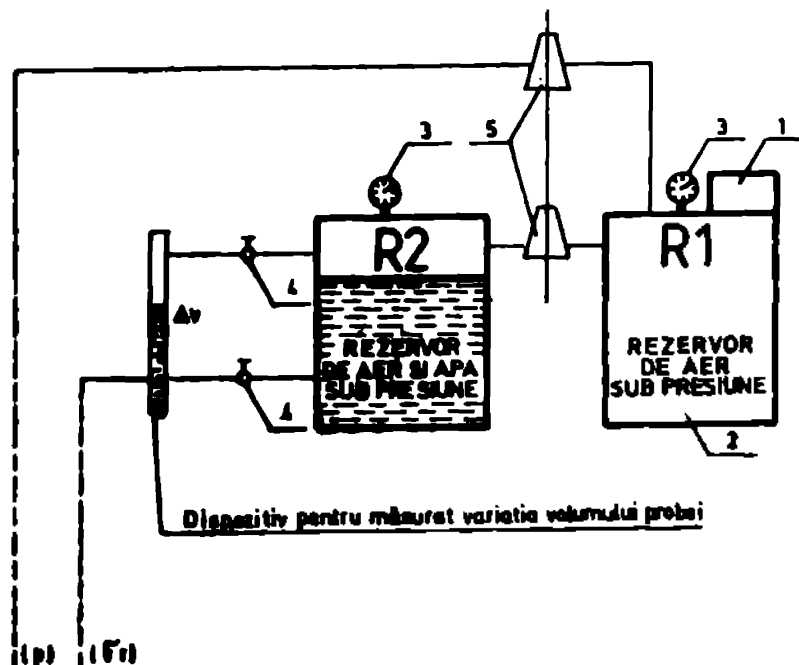
Autorul a proiectat și realizat, în laborator, două sisteme independente de creat și păstrat presiunea constantă:

- sistemul cu aer comprimat (SAC),
- sistemul mercur-apă, tip Bishop (BI).

2.1.2.1. Sistemul de creat presiune folosind ca agent aerul comprimat

Folosirea presiunii de aer constituie, în prezent, o soluție modernă, din ce în ce mai răspîndită pe plan mondial. La acest sistem se poate adăuga un regulator special, comandat de un calculator, care să permită un control foarte exact al presiunilor, avînd și funcții speciale legate de pierderi accidentale de presiune, etc.

În Fig. 2.7, se prezintă schematic sistemul SAC de asigurare a



presiunii, proiectat și experimentat în laboratoarele ISPH.

Acesta se compune dintr-un compresor (1) tip IOR-CUD 3, conectat la două rezervoare de aer comprimat (2), manometre pentru măsurat presiunea (3), robineti de conectare (cuplare-decuplare) sau electrovalve comandate automat (4) și reglatoare de presiune (5) care permit menținerea constantă a presiunii fluidului în limitele dorite. În laboratorul ISPH se folosește cu rezultate bune acest sistem pentru încercările triaxial de scurtă durată,

- LEGENDA:
- 1 Compresor electric
 - 2 Rezervor de aer comprimat
 - 3 Manometru
 - 4 Electrovalve
 - 5 Regulator de presiune

Fig. 2-7 SISTEMUL DE CREAT PRESIUNE FOLOSIND CA AGENT AERUL COMPRIMAT (SAC)

și în special în încercările de solicitare ciclică, în care se modelează comportarea argilei și nisipului la sarcini seismice.

Principalele calități ale acestui sistem le constituie manevrabilitatea ușoară și ocuparea unui spațiu restrâns. Principalul inconvenient îl constituie faptul că este dificil de supravegheat pe perioade mai lungi de câteva ore, și aproape imposibil de lăsat în funcțiune zi și noapte, fără supraveghere. Dacă se cuplează cu un calculator de proces /132/, acest inconvenient poate fi parțial înlocuit, în condițiile în care se asigură energie electrică, permanent.

2.1.2.2. Sistemul mercur-apă (BI)

Sistemul se compune, în principiu, din două celule din plexiglas, umplute, fiecare pe jumătate, cu mercur și apă, o celulă fixă la sol și o altă celulă mobilă suspendată de un resort dimensionat astfel încât la o variație mică în greutate a celulei suspendate să producă o deplasare a acesteia, proporțională cu greutatea ei, încât presiunea dată de greutatea coloanei de mercur să rămână constantă pentru toată cantitatea de mercur-apă din celulă. Sistemul a fost imaginat de Bishop /25/ și realizat în laboratorul geotehnic ISPH, așa cum este prezentat în STAS 8942/5-75, elaborat de autor. Studii recente efectuate de autor au permis automatizarea deplasării celulelor cu mercur, în prezent fiind completat cu un sistem electric de acționare a poziției celulei mobile, comandat manual sau automat, de un dispozitiv programabil. Schema de principiu a instalației folosite este prezentată în Fig. 2.8. Sistemul Bishop, proiectat și realizat în cadrul laboratorului ISPH, împreună cu elementele de automatizare, s-a dovedit foarte sigur și precis în exploatare, prezentând unele avantaje incontestabile față de sistemul SAC, descris la pct. 2.1.2.1; dintre acestea cităm:

- . Exactitate și siguranță în testele de lungă durată, în încercări cu încărcare controlată, de tip CU și CD, curgere lentă, teste de forfecare a pământurilor sub condiții de drum de eforturi strict controlate, etc;

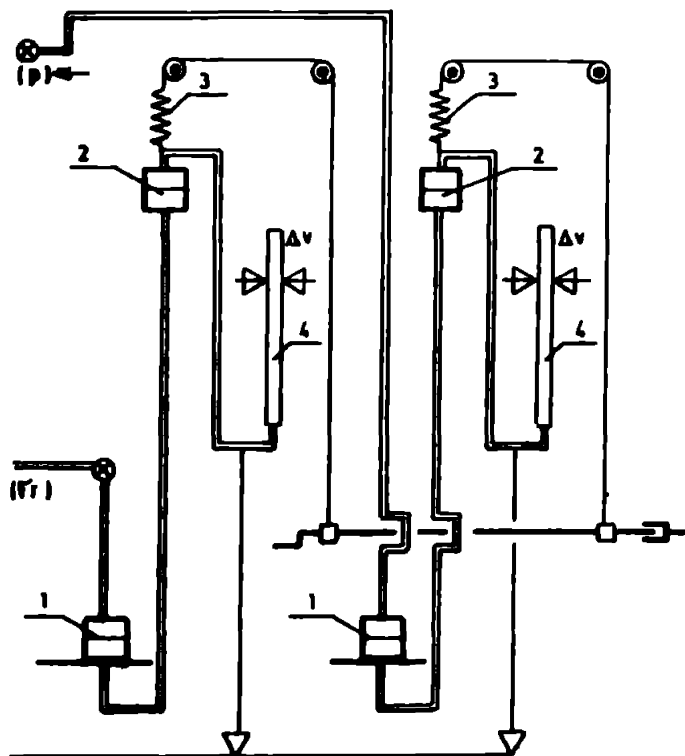
- . Condițiile de eforturi dorite pot fi create manual sau automat prin programare, pentru întreaga durată a încercării (6 - 200 ore);

- . Sistemul poate fi cuplat și la alte teste de laborator geotehnic, în afară de triaxial, la care s-au făcut adaptările pentru a putea fi solicitate hidraulic, cum sînt: testele de compresiune-tasare, consolidare, permeabilitate sub încărcare, forfecare directă cu încăr-

care controlată;

. Pot fi acționate simultan, sau separat 1 + 6 celule mobile, cu mercur, creând tot atâtea surse de presiune de valoare constantă pe intervalul de timp;

. Poate fi realizat prin autototare, de orice laborator geotehnic din țară.



LEGENDA:

- 1 Celulă fixă din plexiglas cu mercur.
- 2 Celulă mobilă din plexiglas cu mercur.
- 3 Rezervor elastic.
- 4 Diferenț.

Fig.2-8 SISTEMUL DE CREAT PRESIUNE FOLOSIND AUTOCOMPENSATORUL MERCUR-APA (B1)

2.1.3. Studiul, proiectarea și realizarea sistemului de creat și transmis efortul axial (σ_a)

Modul de aplicare a forței axiale pe probă în timpul încercărilor de rupere prin compresiune triaxială a evoluat funcție de gradul de modelare a fenomenului fizic urmărit. În principal, sînt folosite în prezent două procedee de aplicare a forței axiale care prezintă, fiecare în parte, avantaje și dezavantaje.

2.1.3.1. Sistemul cu motor electric și cutie de viteze

Aplicarea sarcinii axiale pe proba testată în încercarea triaxială se realizează, în prezent, după metodologia standardizată în RSR, prin impunerea unei deformații axiale a probei, cu viteză controlată (constantă) și măsurînd pentru valori intermediare și finale ale deformației impuse, efortul axial (σ_a). Deformarea probei se realizează cu ajutorul unui aparat triaxial, prevăzut cu un număr mare de viteze de deformare unitare, asigurate de un sistem motor electric - cutie de viteze, cu care este dotat. Pentru încercările pe probe nedrenate-neconsolidate (UU), autorul a elaborat STAS 8942/5-75, care permite realizarea testelor standard, folosind aparatura existentă în țară. Aparatura triaxială nu se produce în țară și este foarte scumpă, datorită, în special, cutiei de viteze, care permite obținerea unei game variate de viteze de deformare a probei (2 mm/min + 0,001 mm/min). Din cauza faptului că testarea unei probe immobilizează un aparat triaxial, iar în cazul unor teste de tip consolidat-nedrenat (CU) sau consolidat -

drenat (CD), testarea unei probe cu viteză de deformare mică ($v = 0,001 \text{ mm/min}$) poate dura pînă la o săptămînă, pentru încercarea triaxial fiind necesare minimum 3 probe, încercarea devine foarte scumpă și durează foarte mult (1 test/lună la 1 aparat), iar laboratoarele mari din străinătate s-au dotat cu 10 - 30 aparate triaxial pentru a răspunde, în limite rezonabile, complexității problemei. Laboratoarele mari din țară sînt dotate cu cîte unul sau două astfel de aparate, din import, de tip FARNEL, GEONOR, etc, cu care, în general, se fac teste tip UU, cu viteză mare de deformare. Viteza de deformare are un rol deosebit, în special în încercările de tip CU și CD, selectarea ei făcîndu-se funcție de tipul de material caracterizat prin coeficientul de consolidare (C_v).

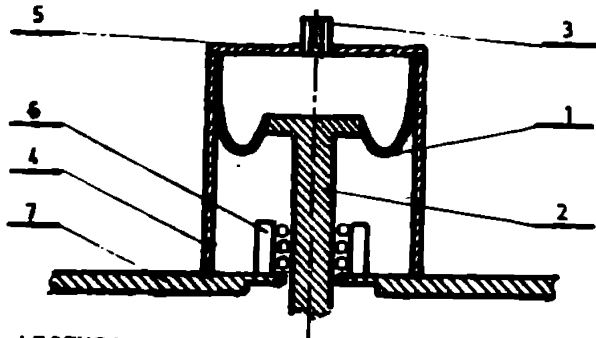
Pentru acest sistem sînt folosite, în laboratoarele ISPH, celulele de tip HL 38B, cu performanțe superioare celor din import, datorate noii concepții de proiectare.

Principalul avantaj al unei încercări folosind aparatul triaxial clasic constă în posibilitatea determinării relației efort-deformație după atingerea rezistenței de vîrf (peak) și faptului că influența unei comportări casante a probei este neglijabilă /17/. Principalul dezavantaj al încercării îl constituie faptul că este foarte dificil, dacă nu imposibil, să se efectueze încercări cu diferite drumuri de eforturi de forfecare, în timpul încercării.

2.1.3.2. Sistemul de încărcare hidraulică sau pneumatică

Pornind de la considerentul că presiunea unui fluid poate fi convertită într-o încărcare constantă, de valoare cunoscută, folosind un cilindru și un piston de o construcție specială, autorul a realizat dispozitivul prezentat în Fig. 2.9. Acesta constă dintr-un cilindru de presiune (4), închis la partea superioară cu o placă (5), pistonul (2) care transmite încărcarea la probă, elementul de etanșare constituit dintr-o membrană flexibilă rezistentă și impermeabilă (1), conectată la sistemul de încărcare (BI) sau (SAC). La partea inferioară a cilindrului se află un sistem de ghidaj a pistonului (6), prevăzut cu bile pentru înlăturarea frecării dintre piston și celulă. Întregul dispozitiv se fixează direct pe celulele triaxial, la partea superioară a acestora, la celulele HL 38, 38 A, 38 B și HL 100. Dispozitivul poate realiza gama de presiuni dorită, practic fără pierderi, datorită membranei flexibile, foarte rezistente (1), suprafața de manifestare a presiunii apei este de cca. 2,5 ori mai mare decît suprafața probei

pentru celulele HL 38 și HL 38A și de 11 ori pentru HL 100, fapt ce permite să se lucreze în domeniul presiunilor mici și poate fi cu ușurință adaptată la diametre foarte diferite ale probelor testate. Membrana flexibilă (1) poate fi solicitată până la o presiune de 10 daN/cm². Au fost echipate și testate cu aceste dispozitive originale, celulele HL 38 și HL 38A, diametrul probei fiind 38 mm (standard) și celule HL 100, diametrul probei fiind 100 mm. Spre deosebire de cilindrii hidraulici clasici la care datorită garniturilor de etanșare la contactul piston-cilindru, se dezvoltă



- LEGENDA
1. Membrană flexibilă
 2. Piston
 3. Surub de prindere
 4. Cilindru de presiune
 5. Placă de presiune
 6. Rulment linear
 7. Placă inferioară

Fig. 2-9 DISPOZITIV DE ÎNCĂRCARE HIDRAULICĂ

frecări importante, în cazul dispozitivului studiat, frecările pe direcție verticală sînt nesemnificative în timpul deplasării pistonului de încărcare, datorită flexibilității membranei (1) care se derulează simplu, pe suprafața interioară periferică a cilindrului.

Deoarece presiunea pe membrana flexibilă poate fi menținută la o valoare constantă prin intermediul autocompensatorului cu mercur tip Bishop (BI), de exemplu, presiunea pe probă poate rămîne constantă cît timp dorește experimentatorul. Aceasta permite uniformizarea sau disiparea completă a presiunii din pori sub fiecare treaptă de încărcare, funcție de tipul de încercare ce urmează a fi realizat (UU, CU, CD), realizarea automată a unei game variate de drumuri de eforturi alese sau saturarea probelor cu contrapresiune (back-pressure). Schimbarea treptei de încărcare pe probă este foarte simplă și constă în schimbarea presiunii pe membrana flexibilă, și deci pe piston. Aceasta poate fi realizată după un program automat sau manual, stabilit de la începutul testului, prin ridicarea sau coborîrea celulelor autocompensatorului cu mercur sau acționarea regulatorului de presiune în sistemul (SAC). Încărcarea axială pe probă poate fi schimbată cu o precizie de 0,01 daN/cm².

Printr-un montaj special, folosind două membrane flexibile și unele legături intermediare, se pot efectua și teste de întindere sau ciclice.

2.1.4. Studiul, proiectarea și realizarea automatizării procesului de testare și înregistrare a informațiilor

Modelarea cât mai fidelă a stării fizice a probelor de pământ (saturare, drenare, consolidare, etc) și a stării de eforturi și deformații întâlnite în structură și fundație în cazul probelor cu structură naturală și tulburată, necesită păstrarea constantă sau supravegherea permanentă a unor parametri timp îndelungat, uneori 50 - 200 ore, ceea ce este aproape imposibil fără automatizarea procesului de testare și înregistrare a informațiilor rezultate. În același timp, starea de eforturi și deformații ce se dezvoltă în probele de pământ sollicitate la sarcini de scurtă durată, cum sînt cele care modelează seismele sau vibrațiile în cazul fundațiilor de mașini, impun, de asemenea, controlul și înregistrarea automată a parametrilor în timpul pregătirii probei și testării.

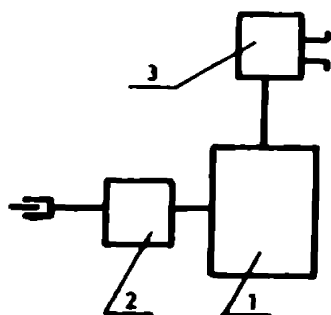
În baza acestor considerații impuse de studiul terenului de fundare și a materialelor argiloase folosite în structurile barajelor din materiale locale, autorul a proiectat și realizat, în laboratoarele ISPH, sistemul de control automat al programului de testare, Fig. 2.10 și sistemul de înregistrare a datelor din încercarea triaxial, prezentat în Fig. 2.11. Sistemul a fost proiectat și experimentat cu bune rezultate, împreună cu celulele triaxial de tip HL, în încercări statice și ciclice.

2.1.4.1. Executarea în regim automat a programului de testare - încercări statice

Realizarea încercărilor prin metoda eforturilor controlate, utilizînd un anumit drum de eforturi impuse, la care factorul timp sau deformație are un rol important, necesită acționarea sistemului de încărcare pentru schimbarea stării de eforturi la intervale cunoscute de timp, stabilite prin program, funcție de tipul de material testat și tipul de încercare prevăzut. Modificarea efortului axial (σ_a) sau a efortului radial (σ_r), se realizează în regim automat, folosind două dispozitive Bishop (BI), de tipul celor prezentate în Fig. 2.8. Acestea sînt acționate simultan sau separat, cu ajutorul dispozitivului din Fig. 2.10, alcătuit din electromotor (1), un sistem de reductoare (2), acționate de un ceas electric de programare (3). Ceasul electric este prevăzut cu contacte care permit acționarea electromotorului într-un interval de timp care variază între 15 min. și 24 ore, astfel încît în baza unui program de modificare a eforturilor, odată stabilit

un test, poate dura între un interval de timp de câteva minute și 200 de ore și un număr de pași de variație a efortului nelimitat, continuu, fără supravegherea omului, zi și noapte. Sistemul este prevăzut cu dispozitive de siguranță care opresc testul la valori ale mărimii

$$\sigma_r = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ și } \sigma_a = 20 \text{ kg/cm}^2.$$



LEGENDA:
1 Electromotor
2 Reductor
3 Ceas programator

Fig. 2-10 CONTROLUL AUTOMAT AL PROGRAMULUI DE TESTARE LA SOLICITARI STATICE.

A fost de asemenea realizată automatizarea execuției programului de testare, folosind ca sursă de presiune aerul comprimat, în teste de scurtă durată - max. 2 ore. În cazul încercărilor statice, pentru a menține un anumit efort constant, se folosesc regulatoare de presiune cu membrană, în timp ce presiunea din rezervorul de aer comprimat este

menținută în limite relativ constante, cu ajutorul unui manometru cu contacte electrice de tip o-loatm, fabricat la "Uzina de Mecanică Fină" București.

În tot timpul testului, limita inferioară a presiunii din rezervorul de aer comprimat este mai mare cu 2 - 3 kg/cm² decât valoarea minimă folosită în celula triaxial. Sistemul este prezentat schematic în Fig. 2.10.

2.1.4.2. Executarea în regim automat a programului de testare - încercări ciclice

Solicitările ciclice ale probelor de pământ sînt realizate folosind celula triaxial multifuncțională HL 38, utilizînd un lanț de aparate de măsură și control, realizate în țară. Acesta este alcătuit din sursă de aer comprimat (SAC), descris la Cap. 2.1.2, paragraful 2.1.2.1, sistem de încărcare ciclică (SIC), prezentat în Fig. 2.11 și înregistrarea automată a datelor (sistemul SID).

Sistemul (SIC) permite realizarea unei încărcări ciclice a probei prin variația presiunii (p), în camera de presiune, astfel încît se obține o variație sinusoidală a efortului axial (σ_a), exercitat pe probă în limitele $\pm \sigma_a = 0,01 - 1,00 \text{ kg/cm}^2$. Sistemul permite alegerea și păstrarea constantă în regim automat, pe tot timpul încercării, a unei valori derivate a mărimii $\pm \sigma_{ad}$, schimbarea sensului de aplicare a acestei încărcări pe probă efectuîndu-se cu frecvența de 1 Hz sau 2 Hz.

Părțile componente ale sistemului (SIC), conform schiței prezentate în Fig. 2.11, sînt:

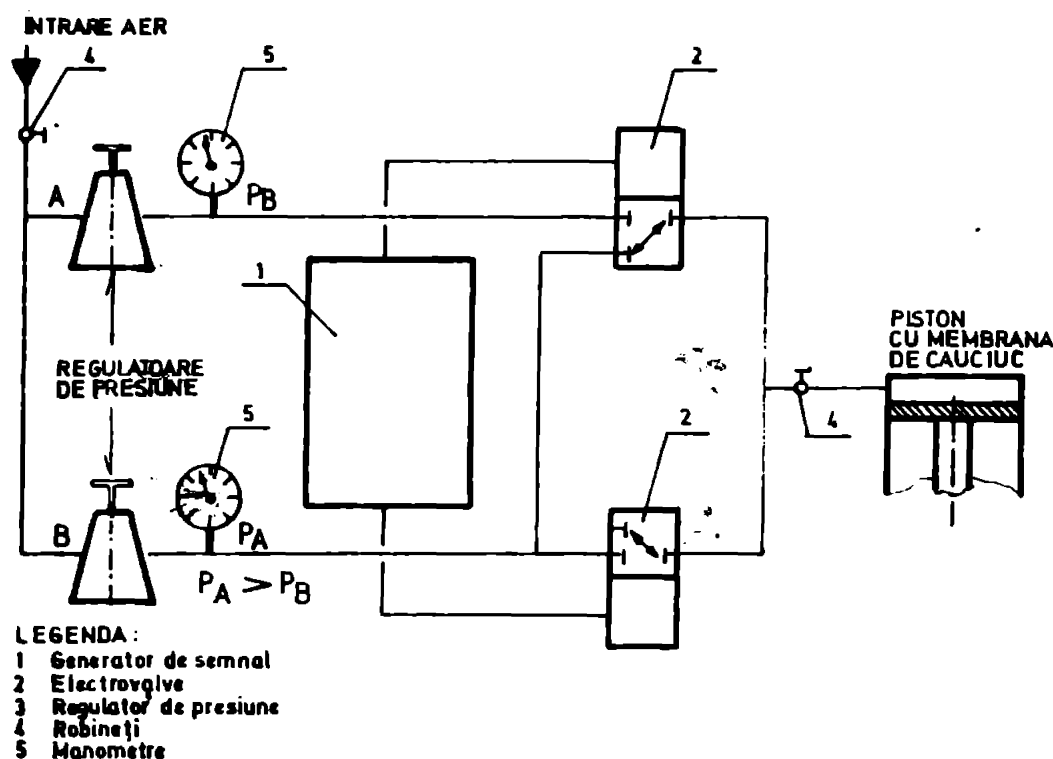


Fig. 2-11 SISTEMUL DE REALIZARE A ÎNCĂRĂRII CICLICE ÎN REGIM AUTOMAT (SIC)

- generator de semnal tip (1),
- electrovalve tip EV-3 (IAMC-Otopeni) (2),
- regulator de presiune tip 40-200 (Anglia) (3),
- robineti (4),
- manometre (5).

Efectuarea încercărilor ciclice, folosind celula triaxial HL 38, se

poate face numai în regim automat de control a încărcării ($\pm \sigma_{ad}$), deformației axiale (ϵ_a) și presiunii apei din pori (u), rezultatele testelor fiind înregistrate grafic.

Un test durează între 3 min., în cazul nisipurilor fine (lichefiere) și 1.000 min., în cazul argilelor.

2.1.4.3. Înregistrarea automată a rezultatelor

Încercările triaxiale statice, de lungă durată, cu drumuri de eforturi impuse, care implică un timp mai mare de 8 - 200 ore, sau a celor de foarte scurtă durată, cum sînt încercările ciclice, la care modificarea stării de eforturi și deformații se face cu frecvența de 1 Hz, au necesitat un sistem automat de înregistrare și prelucrare a informațiilor. În instalația triaxial, proiectată și realizată de autor, în laboratorul ISPH, lanțul de măsură și înregistrare a rezultatelor testelor statice și dinamice, prezentat schematic în Fig. 2.12, se compune din următoarele părți principale:

- traductori de deplasare inductivi tip TIC.16.1e, produși de IAUC,
- traductori inductivi pentru măsurat presiunea, tip FEA, sau rezistivi, realizați prin autodotare,
- punte tensiometrică cu șase canale, tip N23o2, produsă de IET,

- înregistrator cu 12 canale tip ELR 362 A12, fabricat de PEA - București, pentru încercări statice,
- înregistratoare X-Y (endim 62e.o2-RDG) și X-T (REC 61-SERVOGRAPH-Danemarca), pentru încercări statice și ciclice.

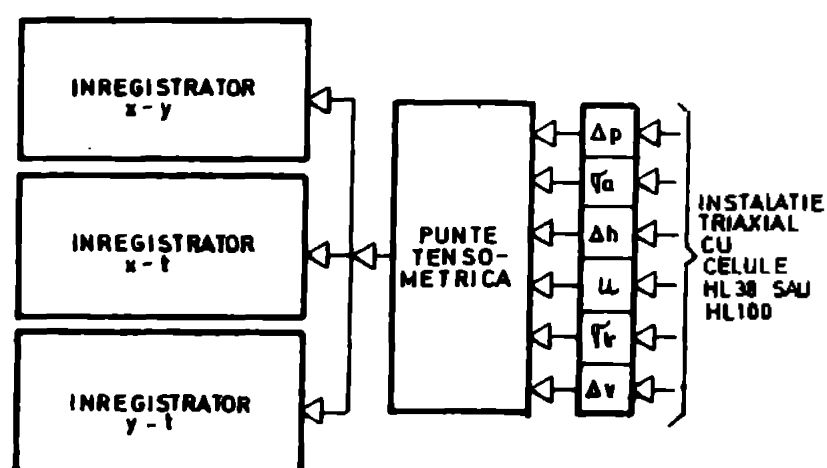


Fig. 2-12 SISTEMUL DE INREGISTRARE AUTOMATA A DATELOR (SID).—

Traductorii pentru măsurarea deplasării inductivi și cei pentru măsurarea presiunii, transformă mărimile fizice (deplasare, presiune), în mărimi electrice care sînt transformate în semnale materializate grafic de înregistratoare. În acest fel, în orice moment se poate cunoaște nivelul de solicitare și deformare a probei testate

iar în final rezultă direct graficele efort-deformație și presiune interstițială sau variație volumică, funcție de timp sau deformație.

Traductorii care indică starea de eforturi și deformația probei sînt dublați cu sisteme clasice prevăzute cu microcomparator pentru a se evita orice fel de neplăceri cauzate de întreruperea curentului sau alte defecțiuni accidentale care pot apărea în lanțul de măsură în timpul testelor de lungă durată. Dublarea are, de asemenea, funcția de control permanent direct a mărimilor reale rezultate de către operator.

Se poate remarca faptul că majoritatea componentelor lanțului de măsură sînt de fabricație românească, procurate din comerț și care au dat rezultate foarte bune în exploatarea curentă, în cazul încercărilor triaxial statice, de tipuri foarte variate.

Principalele avantaje obținute în urma folosirii lanțului de măsură, sînt:

- face posibilă efectuarea de încercări triaxiale în condiții de solicitare ciclică,
- programarea și realizarea, în regim automat, a încercărilor triaxial, pentru diferite drumuri de eforturi,
- permite supravegherea și înregistrarea datelor din încercări continue, afișarea rezultatelor în teste de lungă durată, cu drumuri de eforturi și cu viteză mică de deformare, care durează mai mult de opt ore.

- scurtează timpul de testare cu cca. 30% prin realizarea automată a programului de testare și înregistrare a datelor și în perioada din timpul după-amiezii și nopții,

- crește calitatea încercărilor prin înlăturarea influenței factorului om,

- permite pregătirea și testarea simultană a 3 - 6 probe, fapt ce în condițiile lipsei elementelor de automatizare, nu poate fi realizat.

2.1.5. Studiul posibilităților de utilizare a instalației triaxial pentru pământuri - solicitări statice

Instalația triaxial, proiectată și realizată de autor la ISPH, implică cunoașterea, în detaliu, a fiecărei părți componente și funcției pe care o are în sistem pentru a putea fi exploatată la capacitatea ei integrală.

Fiecare tip de celulă triaxial, prezentate anterior, a fost concepută pentru a fi utilizată la încercări triaxiale ce se pot efectua după metodologii specifice, posibil de realizat folosind unul sau mai multe din sistemele de creat și transmis presiunea (SAC, BI, SIC) și lanțul de aparate pentru controlul încercării și înregistrarea datelor geotehnice (SID).

În Tabelul 2.3 și Fig. 2.1, se prezintă sintetic posibilitățile de utilizare a celulelor triaxial asociate la diferite sisteme de creat-transmis presiune și înregistrare a datelor, pentru fiecare încercare tip ce poate fi realizată.

Se desprinde din acest tabel faptul că folosind celulele triaxial de tip HL se poate acoperi întreaga gamă de tipuri de încercări geotehnice specifice aparatului triaxial, și de asemenea, faptul că sistemele de creat și transmis presiunea (SAC, BI, SIC), cât și sistemul de control a realizării programului de încercări și înregistrare a datelor, sînt comune, practic, tuturor celulelor.

NOTA:

S-au folosit notațiile :

SAC - sistem de creat și transmis forța folosind aer comprimat,

BI - sistem de creat și transmis, Bishop,

SID - sistem folosit pentru efectuarea automată a programului de încercare și înregistrare a datelor,

SIC - sistem folosit pentru efectuarea automată a programului și înregistrarea datelor în încercări ciclice.

Pentru a ilustra diversitatea, complexitatea și nivelul deosebit de modelare geotehnică ce se poate obține folosind instalația triaxi-

TABELUL 2.3. UTILIZAREA INSTALAȚIEI TRIAXIAL PENTRU PĂMINTURI

TIPUL INCERCĂRII	TIPUL CELULEI TRIAXIAL	SISTEM DE CREAT ȘI TRANSMIS PRESIUNEA $\bar{\sigma}_a$ ȘI $\bar{\sigma}_r$	TIPUL SISTEMULUI DE INREGISTRAREA DATELOR
DEFORMAȚIE IMPUSĂ (TRIAXIAL STANDARD)	HL 38	-MASINA TRIAXIAL PENTRU $\bar{\sigma}_a$ -BI PENTRU $\bar{\sigma}_r$	SID
EFORTURI IMPUSE DRUM DE EFORTURI	HL 38 HL 38A HL 100	-BI PENTRU $\bar{\sigma}_a$ ȘI $\bar{\sigma}_r$ -SAC PENTRU INCERCĂRI DE SCURTA DURATA	SID
SOLICITARE CICLICĂ	HL 38	-SAC -SIC	SID

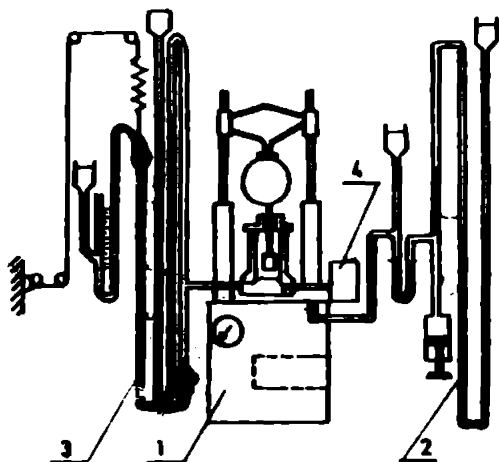
al proiectată de autor, se prezintă principalele tipuri de încercări realizate în laboratoarele ISPH, utilizând scheme de montaj specifice.

2.1.5.1. Metoda deformațiilor controlate

În cazul testării probei prin metoda deformațiilor impuse (controlate), s-a folosit celula triaxial HL 38B (Cap. 2.1.1.3), montajul făcându-se funcție de scopul încercării și dotarea disponibilă a laboratorului. Proba s-a pregătit conf. STAS 8942/5-75. După montarea probei în celula triaxial, s-a conectat la sistemele de măsurat și înregistrat automat datele (SAD), (H, V, U) și s-a montat în aparatul triaxial standard. În acest scop s-a folosit o singură sursă de presiune controlată (BI) sau (SAC) pentru realizarea efortului radial ($\bar{\sigma}_r$) și o mașină triaxial, în montajul de principiu prezentat în Fig. 2.13. Rezultatele caracteristice obținute prin această metodă, folosind celula HL 38B, sînt prezentate în Fig. 2.14. S-a experimentat, de asemenea în laborator, cu rezultate foarte bune, același tip de încercări (STAS 8942/5-75), de tip compresiune cilindrică, cu o viteză constantă și continuă de deformare axială a probei folosind montajul celulelor HL 38B și HL 38, HL 38A sau HL 100, conform schemei prezentate în Fig. 2.15.

Acest tip de încercare se poate realiza cu ușurință prin consecutarea camerei de presiune (5), la o sursă de presiune care asigură un debit constant de fluid. În programul experimental, efectuat în laboratoarele ISPH, s-au folosit cu bune rezultate două tipuri de surse:

a. Un autocompensater Bishop-(BI), la care celula mobilă a fost ridicată cu viteză constantă de sistemul automat de control, la care a fost suspendat resortul de autocompensare;



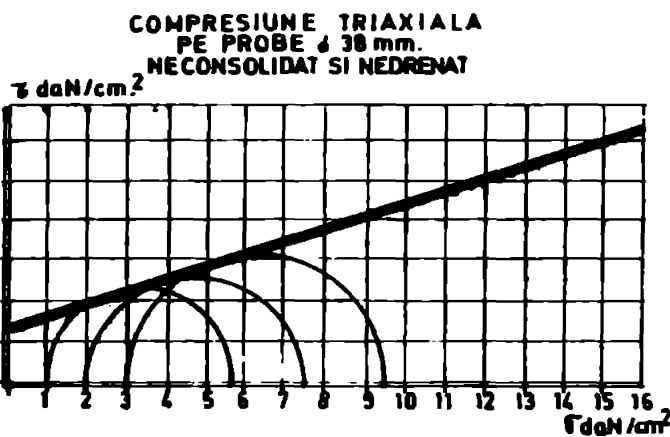
- 1 MASINA TRIAXIAL
- 2 INSTALATIE PIR MASURAT PRESIUNEA IN PORI MANUALA
- 3 INSTALATIE DE PRESIUNE BISHOP.
- 4 MASURARE VARIATIE VOLUMICA

Fig. 2.13 - INSTALATIE TRIAXIAL STANDARD STAS 8942/5-75.

b. Un dispozitiv cilindru-piston, celula triaxial HL 38B fără probă, plină cu apă, introdusă într-o mașină triaxial care prin împingerea pistonului în celulă elimină un volum constant de lichid din aceasta, echivalent cu volumul pistonului intrat în unitatea de timp. Volumul de apă dislocuit este funcție de diametrul pistonului. Conectarea fluidului dislocuit cu camera de presiune, produce o deplasare cu viteză constantă a pistonului din celula triaxial în care se exercită presiunea pe probă. Viteza de deformare a probei fiind

proporțională cu volumul lichidului intrat în camera de presiune se

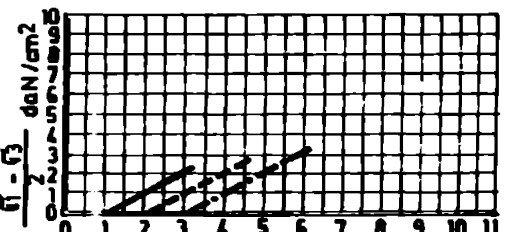
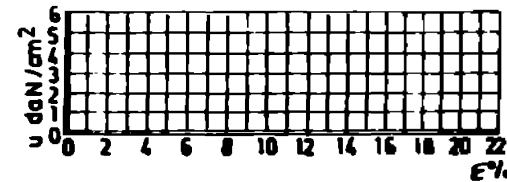
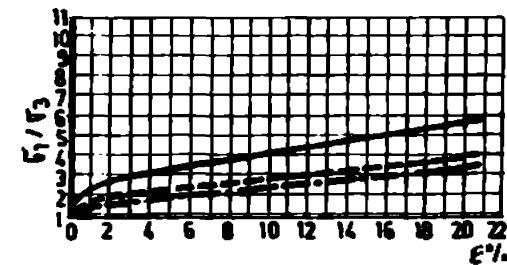
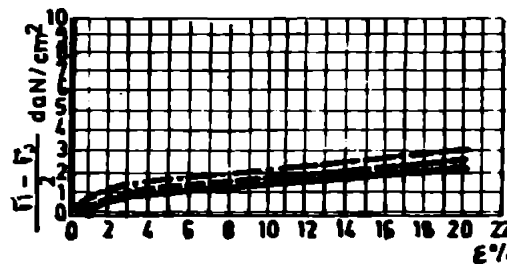
poate regla fie prin diametrul pistonului din dispozitivul cilindru-piston, fie din viteza de deplasare a mașinii triaxial. Aceste două dispozitive au condus la un coeficient de deformare a probei, aproape constant în



tg ϕ	0.325
ϕ°	17°
c daN/cm ²	1.35

tg ϕ'	
ϕ'°	
c' daN/cm ²	

σ_3 daN/cm ²	1.00	2.00	3.00
$\sigma_1 - \sigma_3$ daN/cm ²	4.50	5.50	6.50
σ_1 / σ_3	5.50	3.75	3.16
u max daN/cm ²	-	-	-
ϵ max %	20.01	20.25	20.02
ρ_w t/m ³	2.15	2.12	2.13
ρ_d t/m ³	1.86	1.84	1.84
Wt %	15.4	15.5	15.7
Wt %	15.4	15.5	15.7
ρ_s t/m ²	-	-	-



— PROBA I
 - - - PROBA II
 - · - · PROBA III

Fig. 2.14 - REZULTATE CARACTERISTICE OBTINUTE DIN INCERCARI TRIAXIALE STANDARD FOLOSIND CELULA TRIAXIALA HL 38.

timpul testelor, așa cum se poate constata în Fig. 2.16.

Noul montaj experimentat de autor prezintă avantajul că pot fi

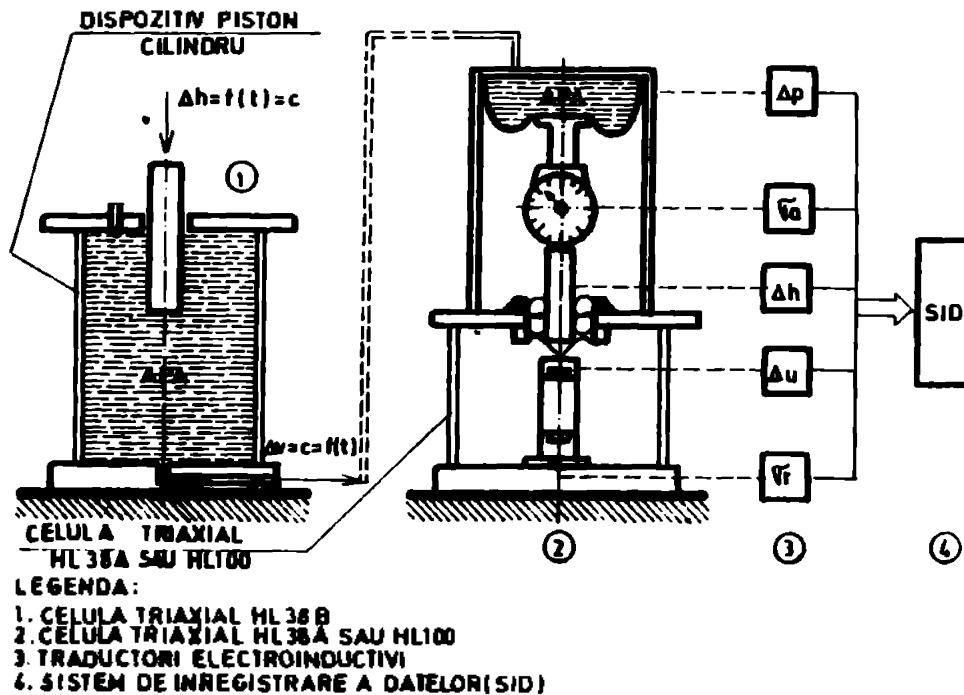


Fig. 2.15 - SCHEMA DE MONTAJ A CELULELOR HL 38B SI HL100 PENTRU INCARCARE TRIAXIALA CU DEFORMATIE IMPUSA SAU COMBINATA. -

încercate 3 - 6 probe simultan, în condiții diferite de efort lateral, față de sistemul standard, unde o probă imobilizează un aparat triaxial.

Metoda deformațiilor controlate, cea mai veche metodă aplicată în încercările triaxiale, discutată în numeroase materiale publicate în lucrările de specialitate /17/, /113/,

/37, /104/, /84/, /86/, prezintă dezavantajul că folosește un singur mod de solicitare a probelor, compresiune cilindrică, urmând un singur drum de eforturi, $\sigma_r =$

= constant și σ_a crescător. Motivul care a stat la baza unei asemenea limitări este o conveniență practică. Logica aplicațiilor ingineresti, la fel ca și comportarea fundamentală a pământurilor, sugerează, în mod evident, faptul că alte

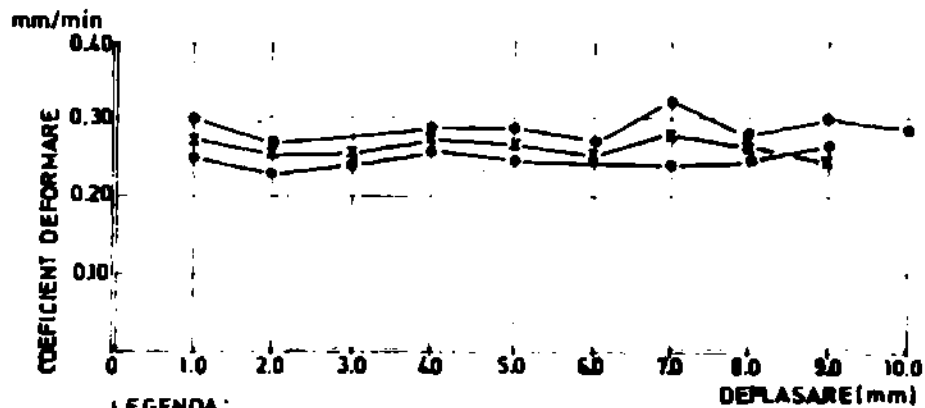


Fig. 2.16. COEFICIENT DE DEFORMARE OBTINUT IN PROGRAMUL DE TESTARE A CELULE TRIAXIALE HL 38 B

drumuri de eforturi sînt, în aceeași măsură, dacă nu chiar mai importante și mai reprezentative, în special în cazul încercărilor drenate și acelea în care sînt avute în vedere deformațiile caracteristice.

2.1.5.2. Metoda eforturilor controlate. Experimentări de laborator

Există deci necesitatea ca o probă triaxial să fie testată în aparatul triaxial, în condiții de eforturi (drumuri de eforturi) în-

tîlnite în practica inginerescă, astfel încît să poată fi aproximată în mai bună măsură, comportarea pămînturilor sub încărcarea dată de construcție (teren de fundare) sau din greutatea proprie din structură (terasamente, baraje). Acest lucru nu poate fi realizat prin metoda deformațiilor controlate, care constituie metoda clasică, prevăzută în STAS 8942/5-75.

Primele încercări s-au făcut prin aplicarea, pe pistonul care acționează asupra probei montate în celula triaxial, a unor greutăți de valoare cunoscută, prin intermediul unui jug. Fiecare treaptă de încărcare constituie un pas intermediar în procesul de testare și îi corespunde o deformație, ultima treaptă reprezentînd chiar valoarea rezistenței maxime a probei. Această metodă este ilustrată în Fig. 2.17.

Avantajele încercării triaxial prin metoda eforturilor controlate sînt numeroase. Dintre acestea menționăm:

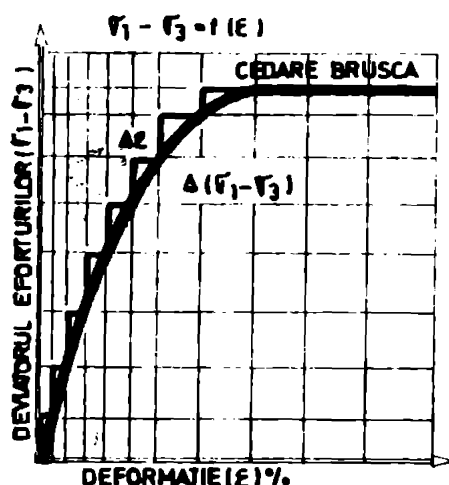


Fig. 2-17 - CURBA EFORT - DEFORMAȚIE OBTINUTĂ PRIN METODA EFORTURILOR CONTROLATE

- . Creșterea incrementală (în pași succesivi) a încărcării;
- . sarcina poate fi selectată ca mărime și durată de aplicare,
- . pot fi realizate încercări în condițiile unei drenări totale sau parțial cunoscute, a probei;
- . Face posibilă determinarea eforturilor de cedare ale argilelor

senzitive /25/;

. Pot fi efectuate încercări pe drumuri de eforturi foarte variate /37/;

. Permite producerea ruperii probei sub orice drum de eforturi din teren și condițiile de deformații;

. Permite automatizarea completă a încercării triaxial.

Dezavantajul metodei constă în faptul că este dificil de urmărit comportarea probei după atingerea rezistenței maxime (peak) fără automatizarea și computerizarea procesului de testare sau dacă nu se cuplează cu un sistem care poate realiza deformația impusă, începînd cu deformația din momentul ruperii.

Instalația triaxial, prezentată schematic în Fig. 2.1, dotată cu celulele triaxial de tip HL 38, HL 38A sau HL 100, a fost proiectată

pentru a fi exploatată, folosind cu precădere metoda eforturilor controlate, care, așa cum s-a arătat, permite solicitarea probelor la o gamă foarte variată de eforturi, în faza de pregătire și rupere.

Montarea probei în celulele triaxial a fost prezentată, pentru fiecare celulă în parte, în Cap. 2.1.1. Pentru aplicarea stării de eforturi dorite, sînt cuplate la celula triaxial, sistemele SAC, BI și SAD, astfel încît starea de eforturi și deformațiile din probă sînt controlate în orice moment.

a. Aplicarea stării de eforturi pe probă

Acționarea manuală sau programarea schimbării în regim automat a stării de eforturi, s-a făcut pentru:

- variația efortului axial (σ_a);
- variația efortului orizontal (σ_r).

Se măsoară și se reprezintă grafic, în regim automat sau manual, cu mijloace clasice:

- deformația axială a probei, $\Delta H = f(t)$,
- evoluția presiunii apei în pori, $\Delta u = f(t)$,
- efortul axial, $\sigma_a = f\left(\frac{H}{H}\right)$ sau $\sigma_a = f(t)$,
- efortul radial, $\sigma_r = f(t)$,

în care:

t = timpul,

H = înălțimea inițială a probei.

Prin urmare, sînt două presiuni care trebuie controlate direct: presiunea din celulă (σ_r) și presiunea din camera de presiune (p). Valoarea (σ_a) este funcție, atât de (σ_r), cît și de (p). Modul de acționare al aparatului este funcție de relația care există între parametrii σ_a , σ_r , p. Această relație se obține din condiția de echilibru:

$$\sigma_a = p \frac{A}{A} + \sigma_r \left(1 - \frac{a}{A}\right) - \frac{G}{A} \quad (2.1)$$

în care:

A = suprafața probei,

a = suprafața etanșată de membrana flexibilă,

G = greutatea pieselor aflate deasupra probei.

Pentru orice test special, se poate determina din ecuația (2.1) modul în care presiunea (p) poate fi variată prin raport cu (σ_r), în ideea de a obține un drum de eforturi dorit. Acest lucru este mai ușor de obținut dacă ecuația (2.1) este scrisă sub forma:

$$\Delta \sigma_a = p \frac{a}{A} + \Delta \sigma_r \left(1 - \frac{a}{A}\right) \quad (2.2)$$

întrucît mai multe drumuri de eforturi este mai convenabil să fie exprimate sub forma:

$$\Delta \sigma_r = k \cdot \Delta \sigma_a \quad (2.3)$$

sau

$$\Delta \sigma_r' = k \cdot \Delta \sigma_a' \quad (2.4)$$

Prin substituirea ecuației (2.3) în ecuația (2.2), se obține:

$$\Delta p = \Delta \sigma_r \left[1 + \frac{A}{a} \left(\frac{1}{k} - 1\right)\right] \quad (2.5)$$

sau în încercări drenate, cu presiune interstițială constantă (2.4):

$$\Delta p = \Delta \sigma_r' \left[1 + \frac{A}{a} \left(\frac{1}{k} - 1\right)\right] \quad (2.6)$$

La începutul încercării, presiunea dorită (σ_r) este introdusă în celulă și în același timp valoarea (p) este ajustată astfel încît să echilibreze presiunea din celulă (σ_p), plus greutatea pieselor aflate deasupra probei (piston, dinamometru, etc). Din acest moment operatorul va trebui să se preocupe numai de schimbarea eforturilor (dacă se lucrează în regim normal) sau să programeze schimbarea eforturilor pentru toată durata testului, dacă se lucrează în regim automat.

b. Alegerea drumului de eforturi pentru solicitarea probei

În intenția de a modela și vizualiza în laborator, în particular în celula triaxial, ce se va întîmpla în teren în timpul realizării unei construcții, este necesar să cunoaștem sau să estimăm schimbările în starea de eforturi. Un instrument util în acest scop, îl constituie conceptul drumurilor de eforturi, elaborat de Lambe /121/.

O stare de eforturi într-un punct poate fi definită, ca mărime și direcție, de trei eforturi principale: σ_1 , σ_2 și σ_3 .

Dacă se lucrează numai cu eforturi perpendiculare pe planul σ_2 , starea de eforturi poate fi determinată matematic sau folosind cercul lui Mohr, pentru a cunoaște efortul normal σ și efortul de forfecare τ pe oricare din planurile perpendiculare (Fig. 2.18).

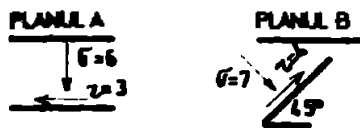
Pentru situația în care planurile principale sînt pe direcțiile verticale și orizontale, starea de eforturi dată de cercul lui Mohr poate fi reprezentată de un singur punct avînd coordonatele:

$$q = \frac{\sqrt{a} - \sqrt{r}}{2} \text{ sau } q = \frac{\sqrt{1} - \sqrt{3}}{2} \quad (2.7)$$

$$p = \frac{\sqrt{a} + \sqrt{r}}{2} \text{ sau } p = \frac{\sqrt{1} + \sqrt{3}}{2} \quad (2.8)$$

(deci $\sigma_1 = \sigma_a$ și $\sigma_3 = \sigma_r$), așa cum rezultă din Fig. 2.19. Prezentarea

CERUL LUI MOHR CUNOSCUT:
 σ SI τ PE DOUA PLANE (a, b)



stării de eforturi printr-un singur punct pe cercul lui Mohr, deci nu tot cercul, este folosită în particular când se dorește să se cunoască modificările în starea de eforturi. Punctele definite de p și q, reprezentând diferite stări de eforturi, sînt unite prin linii. Aceste linii sînt denumite drumuri de eforturi, așa cum sînt prezentate în Fig. 2.20. În practică sînt folosite două tipuri de eforturi:

- corespunzînd efortului total ,
- corespunzînd efortului efectiv normal $\sigma' = \sigma - u$, (2.9), în care $u =$

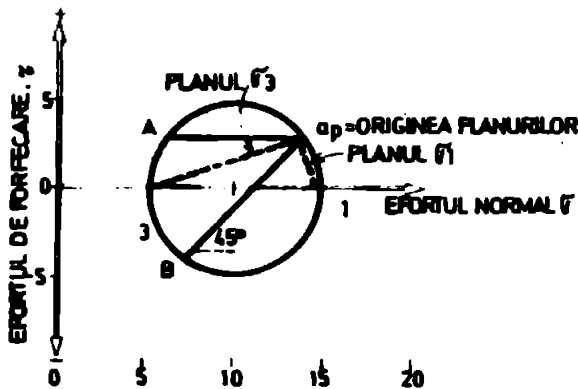


Fig. 2.19 - DEFINIREA STĂRI DE EFORTURI PE CERUL MOHR.

presiunea apei din pori.

În acest caz se poate vorbi de:

- drumul eforturilor totale, pe graficul q și p,
- drumul eforturilor efective, pe graficul q' și p'.

În unele cazuri, presiunea inițială a apei din pori, u_0 , se ia în considerație la cedarea probei, graficul q și $p - u_0$.

foarte cele trei tipuri sînt reprezentate în Fig. 2.21.

În aceste condiții pot fi realizate trei tipuri specifice de încercare a probelor în instalația triaxială:

- saturarea, consolidarea sau umflarea, sub diferite raporturi, ale eforturilor (σ_r) și (σ_a), fără să conducă la rupere;
- schimbarea valorii eforturilor σ_r și σ_a , care să conducă la

CONDITIA OBISNUIITA ÎN SITUAȚIA ÎN CARE PLANELE PRINCIPALE SÎNT ORIZONTALE ȘI VERTICALE

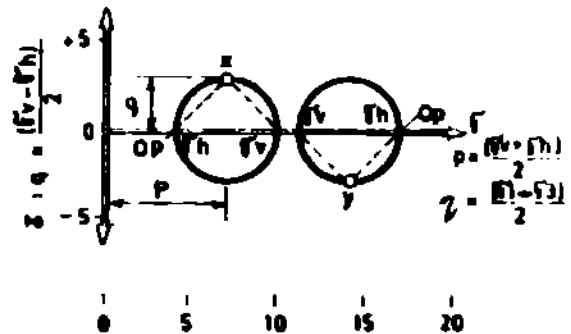
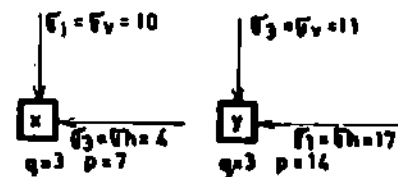


Fig. 2.20 - STĂREA DE EFORTURI DEFINITE PRIN P ȘI q

rupere, în condiții nedrenate;

. schimbarea valorilor eforturilor σ_r și σ_a , care să conducă la rupere, în condiții drenate.

DRUMUL EFORTURILOR [σ_v și σ_h sînt eforturi principale]

CONDITIA	EFORTURILE	$q = \frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{2}$	$p = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}$
①	$\sigma_v = 4$ $\sigma_h = 2$	1	3
②	$\sigma_v = 15$ $\sigma_h = 7$	4	11
③	$\sigma_v = 15$ $\sigma_h = 25$	-5	20

2.1.5.3. Studiu privind folosirea instalației triaxial în metoda combinată: încărcare controlată-deformație impusă

Metoda combinată necesită folosirea schemei de montaj din Fig. 2.15 și constă în aplicarea sarcinilor pe probă, pînă la ruperea acesteia, în două etape:

Etapa I, constă în aplicarea de sarcini succesive pe probă și măsurarea deformațiilor corespunzătoare, pînă cînd valoarea deviatorului eforturilor $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ reprezintă aprox. 80% din valoarea

DRUMUL EFORTURILOR ARATIND SCHIMBAREA IN EFORTURI DE LA ① LA ②

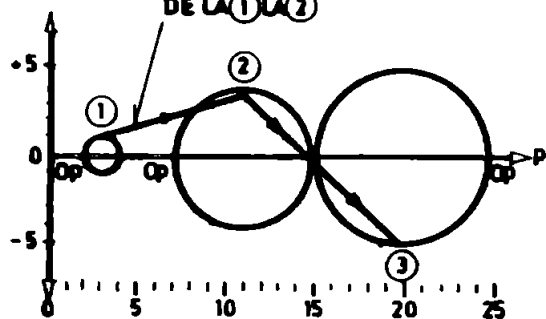


Fig. 2.20. DRUMUL EFORTURILOR

rea maximă la care proba cedează. Treptele de încărcare reprezintă cca. 10% din valoarea deviatorului la rupere. Timpul de așteptare pe fiecare treaptă este funcție de tipul de material testat și modelul fizic urmărit prin încercare. Acesta poate varia între 1 min. și 24 ore, necesitînd folosirea instalației triaxial și a sistemelor de control a încărcării și de înregistrare automată a datelor (BI, SID).

Etapa II, constă în exercitarea unei deformații impuse a probei, Δh , și măsurarea rezistenței capabile a acesteia $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$. Aceasta se realizează prin decuplarea sistemului de încărcare BI și cuplarea conductei de presiune care vine de la celula montată pe mașina triaxial care impune o deplasare cu viteză constantă a pistonului ce acționează pe probă, producînd deformarea acesteia, pînă la ruperea ei. Proba se consideră ruptă, fie cînd deformația a atins 20% din lungimea ei, fie cînd efortul deviator măsurat pe probă rămîne constant, deși deforma-

EFORTUL TOTAL, EFORTUL TOTAL MINUS PRESIUNEA IN FORI INITIALE SI DRUMUL EFORTURILOR. -

CONDITIA INITIALA	DUPA INCARCARE NEDRENATA
$\sigma_v = 10$ $\sigma_h = 7$	$\sigma_v = 22$ $\sigma_h = 12$
$q = (10 + 7) / 2 = 1.5$ $p = (10 - 7) / 2 = 8.5$ $p - u_0 = 8.5 - 2 = 6.5$ $\bar{p} = 8.5 - 2 = 6.5$	$q = (22 + 12) / 2 = 5$ $p = (22 - 12) / 2 = 17$ $p - u_0 = 17 - 2 = 15$ $\bar{p} = 17 - 8 = 9$
EFORTURI TOTALE EFORTURI TOTALE MINUS u_0 EFORTURI EFECTIVE	$x \cdots x \quad q = f(p)$ $\cdots \cdots \quad q = f(p - u_0)$ $\cdots \cdots \quad q = f(\bar{p})$

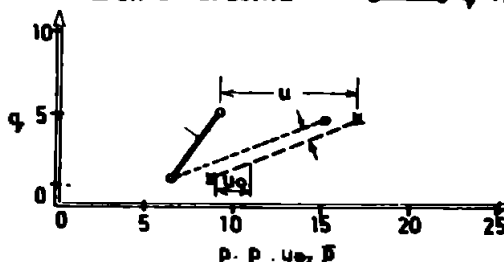


Fig. 2.21. DRUMUL EFORTURILOR IN DIFERITE IPOTEZE.

ția acestuia crește.

Schematic, desfășurarea încercării se realizează conform diagramei prezentate în Fig. 2.22.

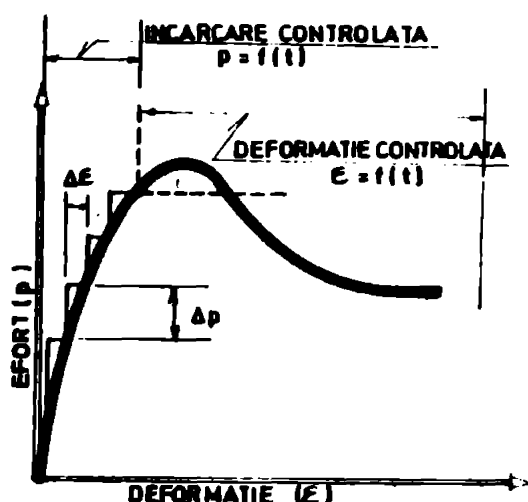


Fig. 2. 22 - METODA COMBINATA
EFORTURI CONTROLATE-DEFORMAȚII
CONTROLATE.
ZONA DE APLICARE A ACESTEI
METODE.

Din diagrama prezentată în Fig. 2.21, rezultă că metoda este superioară celorlalte metode, ea îmbinând principalele avantaje ale fiecăreia din metodele clasice.

Apreciind că metoda eforturilor controlate, combinată cu metoda deplasărilor impuse, prezintă avantaje incontestabile în ceea ce privește modelarea stării de eforturi și deformații ce se dezvoltă în terenul de fundare și structurile de pământ din diferite etape de realizare a construcțiilor, și că prin această metodă se pot obține informații geotehnice de

importanță deosebită în prognozarea comportării pământului, autorul a dezvoltat și perfecționat aparatura și instalațiile necesare aplicării acestei metode, care constituie o tendință pe plan mondial.

2.1.5.4. Studii cu privire la aducerea probelor la starea de saturare-consolidare corespunzătoare modelului geotehnic impus

a. Saturarea probelor folosind contrapresiune de apă

Cercetări numeroase au arătat că o influență deosebită asupra parametrilor rezistenței la forfecare a materialelor argiloase o are gradul de saturare al probelor.

Mărimea și metodele de aplicare a contrapresiunii necesare saturării probelor, sînt descrise de numeroși autori /113/, /17/, /25/.

Datele experimentale și teoretice, pentru alegerea tipului și mărimii valorilor contrapresiunii pentru asigurarea dizolvării bulelor de aer în apă, au stat la bază procedeuului adoptat și dezvoltat de autor, folosind instalația triaxial. Acest procedeu, general acceptat în numeroase laboratoare din lume, constă în:

• creșterea în trepte mici (aprox. $0,5 \text{ kg/cm}^2$) a presiunii laterale (σ_r) din celula triaxial, concomitent cu creșterea contrapresiunii (σ_{cp}) aplicată cu apă la cele două capete ale probei, în trepte identice;

. raportul între σ_r și σ_{cp} (contrapresiune) se menține constant în jurul valorii de $R = \frac{\sigma_r}{\sigma_{cp}} = 0,8 - 0,9$;

. se păstrează, totodată, o diferență de $0,05 \text{ kg/cm}^2$ între contrapresiunea aplicată la bază (σ_{cpi}) și cea aplicată la partea superioară a probei (σ_{cps}). Această diferență se crează cu scopul realizării unei circulații a apei prin probă;

- pentru fiecare treaptă se așteaptă între 2 și 10 ore, păstrînd constante mărimile σ_r , σ_{cpi} , σ_{cps} ;

. se verifică factorul $B = \frac{\sigma_r}{\sigma_r}$ pentru fiecare treaptă și se consideră saturarea terminată atunci cînd $B = 0,95 - 1,00$.

Prin urmare, sînt implicate în această tehnică generală, mai multe variabile care trebuie controlate:

. mărimea și durata creșterii contrapresiunii (σ_{cp});

. mărimea și presiunea de consolidare efectivă în timpul saturării, care permite, sau nu, umflarea probei;

. mărimea creșterii presiunii din celulă σ_r , atunci cînd se verifică parametrul B;

. mărimea contrapresiunii aplicată efectiv, nu trebuie niciodată să presolicite proba; aceasta înseamnă că este necesar ca presiunea laterală (σ_r) să fie mai mare decît aceea sub care proba va fi forfecată. În acest scop, mărimea creșterii valorii contrapresiunii și presiunea efectivă de consolidare (σ_r') va fi ținută sub valoarea efortului lateral efectiv (σ_r'), în tot timpul saturației probei. Instalația triaxial prezentată și celulele HL 38, HL 38A și HL 100, au fost folosite cu bune rezultate, aplicînd metodologia descrisă. Pentru reducerea timpului de testare, au fost saturate, în paralel, probe montate în 2 - 6 celule triaxial, pregătite și saturate în condiții identice, conform Fig. 2.23.

b. Consolidarea sau umflarea probei sub variația raportului eforturilor, fără să conducă la rupere

Acest stadiu de încercare, ca și saturarea, face parte, în general, din pregătirea probei pentru testare, în sensul de a o aduce la condițiile reale din teren sau structură, determinate sau avute în vedere, în procesul de modelare a fenomenului fizic real și se realizează cu celulele HL 38, HL 38A și HL 100, în felul următor:

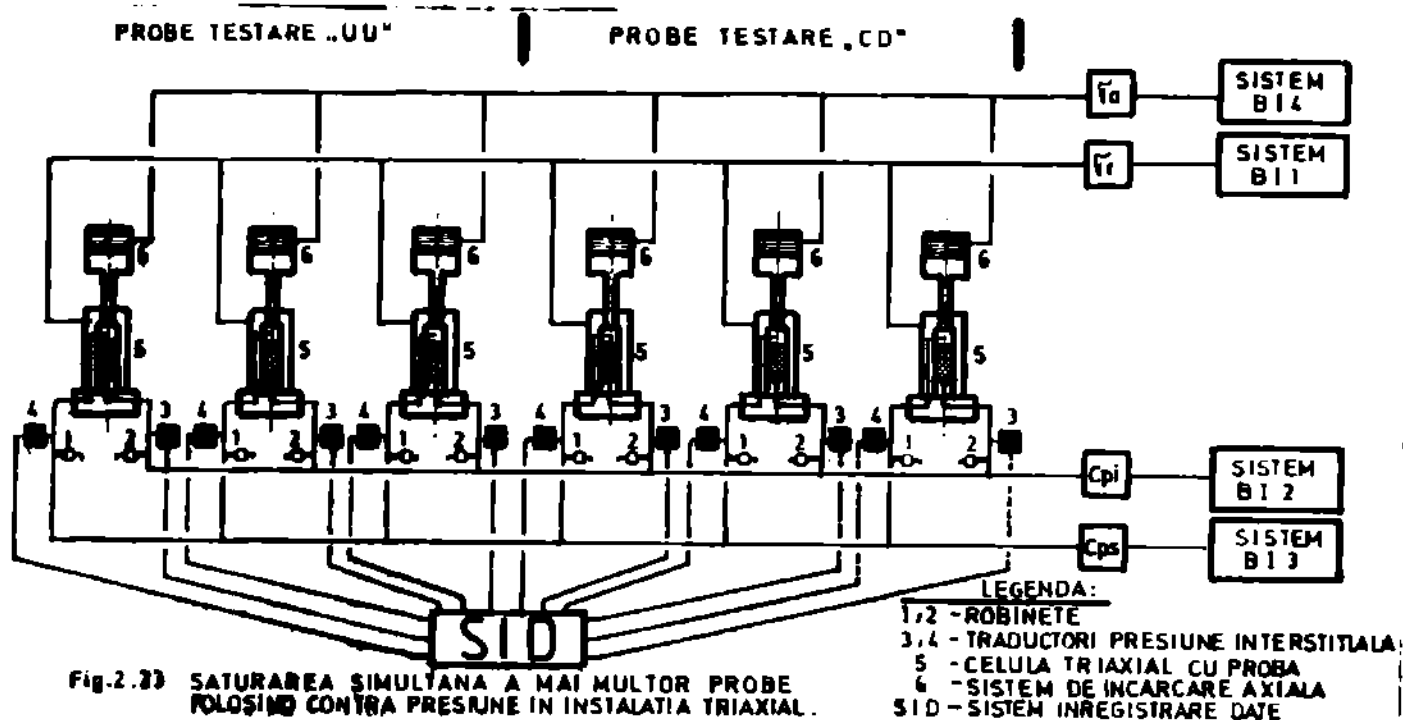
- Consolidare izotropă ($\sigma_r = \text{constant}$)

Proba de pămînt adusă la starea de saturare dorită, este supusă la o presiune egală de jur împrejur (σ_r).

În acest caz,

$$k = \frac{\sigma_r}{\sigma_a} = 1 \quad (2.10)$$

în ecuația (2.6) și $p = \sigma_r$ dacă $u = \text{constant}$.



Modelarea stării de saturare și eforturi în care se află nucleul de argilă (zona etanșă) sau terenul de fundație al unui baraj din materiale locale, se poate realiza, în laborator, numai în instalația triaxial. Totodată, stabilirea parametrilor rezistenței la forfecare (φ și c), în condiții de eforturi efective, necesari în calculele de stabilitate a taluzelor și efort-deformație, implică cunoașterea, cu exactitate, a valorii presiunii apei din pori pământului, corespunzător ipotezei de calcul pentru care sînt folosiți.

Datorită faptului că măsurarea presiunii din pori pământurilor nesaturate ridică probleme tehnice deosebit de complicate, fiind necesară măsurarea separată a presiunii apei și aerului din pori, cu aparatură specială, s-a răspîndit din ce în ce mai mult practica saturării în faza de pregătire a probelor și apoi drenarea sub condițiile de eforturi efective dorite. În acest scop, pentru instalația triaxial, autorul utilizează o metodologie originală de saturare-testare, pe care o prezentăm schematic în Fig. 2.24.

Din analiza diagramei din Fig. 2.23, se desprind următoarele:

. Faza I corespunde procesului de saturare care se încheie atunci cînd coeficientul $B \approx 1$. Proba pregătită astfel poate fi rup-

tă, alegînd drumul de eforturi dorit, în condiții nedrenate-neconsolidate;

. Faza II corespunde procesului de drenare-consolidare specific fiecărui tip de material, interval în care valoarea factorului B variază în limitele 1,0 și 0,0.

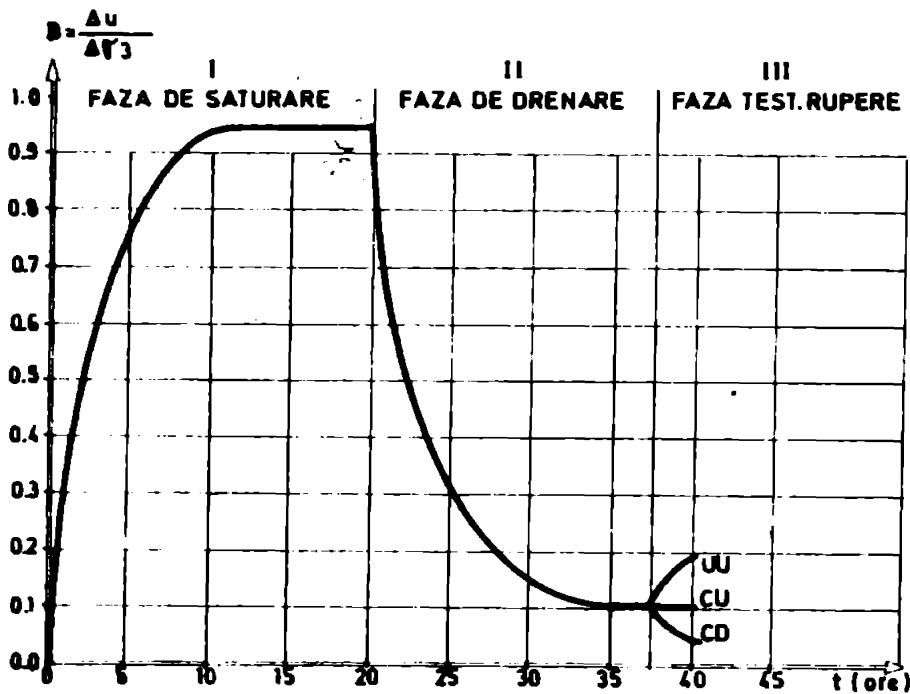


Fig. 2.24. - PREGATIREA SI TESTAREA PROBELOR FUNCTIE DE CONDITIILE DE DRENARE

. Faza III, corespunde ruperii probelor. Funcție de modelul geotehnic ales, proba poate fi ruptă în condiții consolidat-nedrenat (CU) sau consolidat-drenat (CD), păstrînd, după dorință, sub control, valoarea factorului B în tot timpul testului, ruperea făcîndu-se după drumul de eforturi ales pentru mo-

delarea fenomenului fizic din natură.

Utilizînd tehnologia prezentată schematic în Fig. 2.24, folosind instalația triaxial realizată la ISPH, a fost posibilă stabilirea parametrilor geotehnici ai rezistenței la forfecare, specifici diferitelor ipoteze de calcul a stabilității la lunecare și deformații a barajelor, în conformitate cu cele mai exigente condiții de modelare geotehnică, solicitate de importanța unor asemenea construcții, așa cum se va arăta în capitolele următoare.

- Consolidare anizotropă

Asupra probei acționează presiuni diferite pe direcție axială (σ_a) și radială (σ_r), cu ajutorul sistemului Bishop (BI), realizîndu-se o stare de solicitare anizotropă.

În acest caz: $k_{ca} < k < k_{ea}$

unde:

k_{ca} = efort efectiv de cedare la compresiune axială,

k_{ea} = efort efectiv de cedare la extindere axială.

Se poate modela astfel starea de solicitare activă și pasivă pentru cazul unei probe de pământ prelevate de la o anumită adîncime, sub suprafața pămîntului sau starea de eforturi din taluzele excavațiilor, etc.

Aceste stări de eforturi pot fi aplicate în cazul reconsolidării unei probe netulburate, considerând cunoscute sau măsurând eforturile efective "in situ", înaintea încercării, în condiții nedrenate sau drenate. Fig. 2.25 ilustrează drumul de eforturi ales pentru acoperirea unei stări de eforturi "in situ" estimate și care constă într-o creștere a mărimii σ_a' (σ_1' în acest caz) în condițiile σ_r' (σ_3') constant până la atingerea unei valori estimate a mărimii k_0 , urmată de o viitoare consolidare la o valoare constantă a lui k egal cu k_0 ,

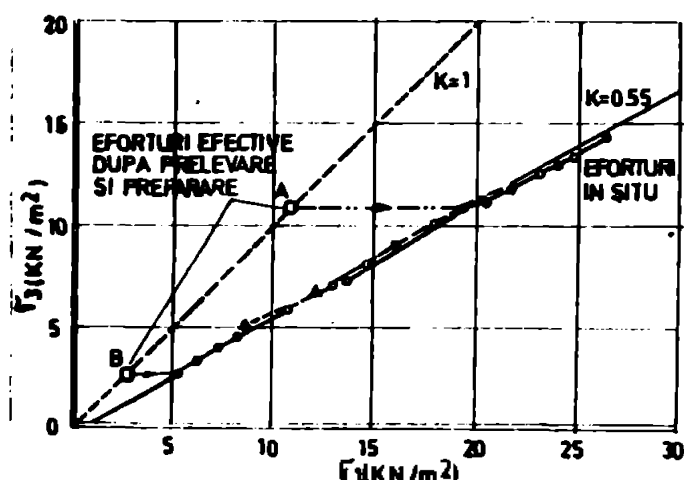


Fig. 2.25 DRUMURI DE EFORTURI URMATE ÎN TIMPUL CONSOLIDĂRII PROBELOR PENTRU A ATINGE EFORTURILE EFECTIVE ÎN SITU

$$k_0 = \frac{\sigma_r'}{\sigma_a'} \quad (2.11)$$

în condiții de deformație laterală nulă. Aceste două drumuri de eforturi sînt date de ecuația:

$$\sigma_r' = \text{constant}; \Delta p = \frac{A}{a} \Delta \sigma_a' \quad (2.12)$$

deci:

$$\Delta p = \Delta \sigma_r' \left[1 + \frac{A}{a} \left(\frac{1}{k} - 1 \right) \right] \quad (2.13)$$

Pentru controlul raportului eforturilor efective în procesul de consolidare, este necesar ca modificarea valorii eforturilor să se facă cît mai încet, pentru a se evita dezvoltarea unei presiuni a apei din pori, importantă.

2.1.5.5. Studii cu privire la modificarea eforturilor în condiții nedrenate care conduc la ruperea probei

Probele pregătite în celula triaxial, conform uneia din metodele prezentate la pct. 2.1.5.4. pot fi aduse în stare de cedare prin modificarea valorilor eforturilor care acționează asupra lor, în conformitate cu modelul geotehnic avut în vedere. Folosind instalația triaxial prezentată, se pot aborda două moduri diferite de efectuare a încercării:

- încercări în care σ_r (presiunea din celula triaxial) este ținută constantă și σ_a (efortul axial aplicat pe probă), crescut sau scăzut, în trepte, pînă la cedarea probei. Aceasta este o formă convențională de rupere standardizată încă, prin compresione sau extensie și necesită în creșterea sau scăderea mărimii p (presiunea din cameră) presiunea de cîștii valorează p este dată de expresia:

$$\Delta p = \frac{A}{a} \Delta \sigma_a \quad (2.14)$$

- încercări în care σ_a este ținut constant și σ_r este scăzut sau crescut, pînă cînd se produce ruperea probei prin compresiune sau extensie. În acest caz, relația între p și σ_r este dată de expresia:

$$\Delta p = \Delta \sigma_r \left(1 - \frac{A}{a}\right) \quad (2.15)$$

Astfel, pentru menținerea riguros constantă a mărimii σ_a , valoarea lui p trebuie să varieze cu o mărime foarte mică, aproximativ constantă, atunci cînd se schimbă σ_r , variația fiind datorată schimbării în secțiunea transversală a probei A , odată cu deformația axială, ca în procedeele clasice. Pentru a se putea realiza un test pe un anumit drum de eforturi, cu un grad de acuratețe ridicat, acest procedeu necesită ajustarea sistematică a raportului $\Delta p / \Delta \sigma_r$.

O simulare a drumului de eforturi efective și a pregătirii probei, mai aproape de realitate, se impune atunci cînd, pe baza datelor din încercări, urmează a se face o prognoză a deformației, variației volumului și rezistenței.

Instalația triaxial prezentată, datorită celulelor din seria HL și sistemului de control automat al încărcărilor și înregistrarea datelor, permite atingerea punctului de cedare a probei, folosind orice combinație a eforturilor $\Delta \sigma_r$ și $\Delta(\sigma_a - \sigma_r)$.

Un exemplu de acest tip de încercare poate fi atingerea momentului de cedare a probei, în condițiile menținerii constante a eforturilor principale medii.

În acest caz:

$$\Delta \sigma_r' + \Delta \sigma_r' + \Delta \sigma_a' = 0 \quad (2.16)$$

sau:

$$\Delta \sigma_r' = -\frac{1}{2} \sigma_a' \quad (2.17)$$

Valoarea lui k în ecuația (2.4) este atunci $-\frac{1}{2}$ și ecuația (2.6) devine:

$$\Delta p = \Delta \sigma_r' \left(1 - 3 \frac{A}{a}\right) \quad (2.18)$$

În cazul probelor rupte prin compresiune triaxială, ritmul de încărcare are o importanță deosebită. Frecvența schimbării treptelor de încărcare are importanță deosebită asupra mărimii rezistenței la for-

fecare. Creșterea ritmului de aplicare a încărcării se manifestă prin creșterea rezistenței măsurate a probei iar reducerea acesteia conduce la măsurarea unor rezistențe scăzute a probelor. Dacă probele ce se testează au fost saturate, atunci ritmul de aplicare a încărcării va trebui să fie suficient de lent, astfel încât să nu se dezvolte presiunea apei din pori în exces, în timp ce în cazul probelor drenate să se poată realiza egalizarea presiunii apei din pori, în toată structura probei, în timpul testului.

Alegerea ritmului de încărcare are o mare importanță practică, fiind legată, atât de nivelul de modelare a fenomenului fizic dorit, cât și de durata unui test, și deci de cost. Ritmul de încărcare în încercările de rupere prin compresiune triaxială, are, practic, aceeași importanță ca viteza de deformare impusă probei în metoda deformațiilor controlate.

Bishop și Henkel /25/, propun ca durata încercărilor drenate (T_f), în condițiile obținerii unei disipări a presiunii apei din pori de 95%, să se estimeze conform relației:

$$T_f = \frac{20 H^2}{n C_v} \quad (2.1.6)$$

în care:

- T_f = timpul de cedare,
- H = $1/2$ din lungimea probei,
- C_v = coeficientul de consolidare,
- n = condiția de drenaj.

În cazul încercărilor nedrenate, s-a constatat că factorul de încărcare nu este foarte important, el variind în limite strânse, funcție de tipul de material argilos testat.

2.1.6. Studii și încercări comparative față de metodologia STAS 8942/5-75 folosind instalația triaxială cu înregistrare automată

Celulele multifuncționale HL 38A și HL 100, împreună cu instalațiile pentru controlul încărcării (CID) și (BI) și sistemele automate de înregistrare și prelucrare a informațiilor, permit realizarea unor încercări triaxiale folosind un domeniu de procedee foarte larg, atât la controlul complet al eforturilor (metoda încercării controlate), cât și la controlul deformațiilor (metoda deformațiilor controlate) sau combinație între cele două metode (metoda combinată).

Testarea întregii instalații triaxial a necesitat un număr foarte mare de încercări folosind o gamă variată de solicitări și probe de diferite proveniențe (cu structură naturală sau compactată, de argilă sau nisipuri, etc). S-au verificat funcționarea în timp îndelungat a sistemelor de programare a încercării și înregistrarea automată a rezultatelor, confirmând fiabilitatea și reproductibilitatea rezultatelor. Pregătirea și solicitarea simultană a 3 + 6 probe, în condiții total diferite de aplicare a eforturilor, față de încercarea standardizată, a permis studiul comportării materialelor din puncte de vedere imposibil de abordat cu aparatura clasică. Din aceste motive au rezultat prelucri diferite a rezultatelor obținute și interpretarea mai corectă a comportării probelor. Pentru exemplificare, prezentăm câteva rezultate obținute folosind diverse metode de solicitare a probelor. În acest scop au fost pregătite o serie de probe de argilă, din același tip de material, prin compactare, după metoda Proctor standard, cu o energie de compactare de $L = 60 \text{ kg m/dm}^3$, la o umiditate egală cu $W_{opt} + 2\%$. Caracteristicile de identificare generală a probelor sunt date în Tabelul 2.4.

TABEL 2.4. CARACTERISTICI GEOTEHNICE ALE PROBELOR TESTATE. -

NUMAR TEST	$\beta < 5\mu$	$\beta < 50\mu$	W_L	W_p	I_p	$K \text{ (cm/s)}$	$\gamma_d \text{ max.}$	$W_{opt.}$
1	29	60	33.2	10.8	22.4	48×10^{-8}	1.78	16.5
2	20	48	31.0	10.8	20.2	27×10^{-8}	1.79	17.8
3	27	56	32.0	10.6	21.5	25×10^{-7}	1.76	18.0
4	36	68	31.7	10.1	21.6	25×10^{-7}	1.77	17.4
5	29	63	36.0	10.3	25.7	1×10^{-8}	1.76	17.3
6	32	66	34.0	12.3	21.7	1×10^{-8}	1.76	17.3

Programul de testare a constat în folosirea celulelor proiectate de autor, pentru realizarea încercărilor de compresiune triaxială, aplicînd următoarele metodologii de saturare și testare:

- saturare prin contrapresiune pe mai multe probe simultan, folosind sistemele BI și înregistrare automată;
- ruperea probelor folosind metoda deformației impuse, conform STAS 8942/5-75, folosind mașina triaxial standard, celula triaxial HL 38B și sistemul SID, pentru înregistrarea datelor;
- ruperea probelor după metoda eforturilor controlate, prezentată în Cap. 2.1.5.2, folosind celula triaxial HL 38A, sistemele BI și SID, în regim automat;
- ruperea probelor aplicînd metoda combinată, descrisă în Cap. 2.1.5.3, cu montajul prezentat în Fig. 2.15, folosind celula HL 38A

pentru ruperea probei iar celula HL 38B și mașina triaxial standard pentru crearea deviatorului; înregistrarea valorilor s-a făcut cu sistemul SID.

2.1.6.1. Saturarea probelor (faza de saturare)

Probele de material argilos, compactate, au fost montate fiecare, într-o celulă triaxial, pentru saturare simultană, conform schemei din Fig. 2.25.

Saturarea simultană a probelor s-a executat prin aplicarea contrapresiunii, folosind trei dispozitive BI, conectate la celula triaxial. Etapele, respectate pentru acest procedeu aplicat de autor, au fost:

- conectarea sistemelor BI la sistemul automat de încărcare, Fig. 2.9;

- conectarea traductorilor pentru presiune interstițială la celule și la sistemele de înregistrare, SID;

- creșterea simultană a celor trei valori ale presiunilor prin sistemul de programare automată; dacă se acționează manual, se aduce la valoarea de lucru mai întâi mărimea σ_r și apoi celelalte două (C_{pi} și C_{ps});

- programarea etapelor de schimbare a valorilor presiunilor la ceasul programator și a valorilor corespunzătoare, conform Tabelului 2.5; timpul de schimbare a treptelor a fost de 4 (patru) ore;

- după fiecare etapă se verifică valoarea coeficientului $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_r}$;

- Verificarea factorului B s-a executat astfel:

- s-au deconectat sursele de presiune C_{pi} și C_{ps} , prin închiderea robinetelor (1) și (2);

- s-a crescut presiunea laterală, σ_r cu $0,5 \text{ kg/cm}^2$ și s-a măsurat presiunea apei din pori, după timpul de egalizare;

- s-au considerat probele saturate atunci când $B = 0,95 - 1$; dacă nu s-a atins această valoare, după verificare, se redeschid robinetele (1) și (2) și se cresc presiunile în regim automat, conform tabelului, valoarea maximă pentru σ_r fiind $4,0 \text{ kg/cm}^2$, unde:

σ_r = presiunea laterală în celulă,

σ_r' = presiunea laterală efectivă, aplicată pe probă,

C_{pi} = contrapresiunea aplicată la partea inferioară a probei,

C_{ps} = contrapresiunea aplicată la partea superioară a probei.

In Fig. 2.26, se prezintă graficul corespunzător fazei de satu-

rare a probelor.

Acest procedeu de saturare prezintă numeroase avantaje față de procedeele clasice (prin circulație liberă, prin aplicarea unei sucțiuni la partea superioară a probei, etc), dintre care cităm:

TABEL 2.5. SATURAREA PROBELOR

V_r	C_{pi}	C_{ps}	$B = \frac{\Delta \gamma}{\Delta V_r}$
0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.40	0.30	0.60
1.00	0.80	0.75	0.70
1.50	1.35	1.30	0.80
2.00	1.80	1.75	0.90
2.50	2.35	2.30	0.92
3.00	2.75	2.60	0.95
4.00	3.50	3.40	0.98

- proba nu se consolidează în timpul saturării, presiunea efectivă rămânând sub $0,2 \text{ kg/cm}^2$,

- timpul de saturare se reduce foarte mult datorită presiunilor ridicate care conduc la dizolvarea aerului în apă,

- există un control permanent și

continuu al gradului de saturare, coeficientul B fiind măsurat la intervale regulate.

2.1.6.2. Incercări în condiții nedrenate-neconsolidate (UU)

Probele saturate conform metodologiei prezentate la pct. 2.1.6.1, au fost pregătite pentru a fi solicitate la compresiune în condiții de presiune izotropă, în celula triaxial, astfel:

- au fost acționate sistemele BI_1 , BI_2 , BI_3 , BI_4 și robinetele (1), (2), Fig. 2.23, astfel încât presiunea efectivă izotropă din celulă să fie $\sigma_r' = 300 \text{ kN/m}^2$;

- robinetele (1), (2), au rămas închise pentru a nu permite drenarea apei din pori, valorile fiind înregistrate cu traducterii de presiune a apei din pori (3); (4);

- fiecare probă, împreună cu celula triaxial în care a fost montată, a fost cuplată la sistemele de creat presiunile de solicitare, corespunzător metodologiei de testare:

- celula HL 38 în mașina triaxial,
- celula HL 38B la sistemul BI și SID,
- celula HL 38B la sistemul BI și SID și mașina triaxial.

Rezultatele încercărilor efectuate în paralel prin cele trei metode, sînt prezentate, comparativ, sub forma curbilor $\sigma_a - \sigma_r = f(\xi)$, în Fig. 2.27 și Tabelul 2.6, pentru probe testate în condiții de solicitare triaxială, nedrenate și neconsolidate.

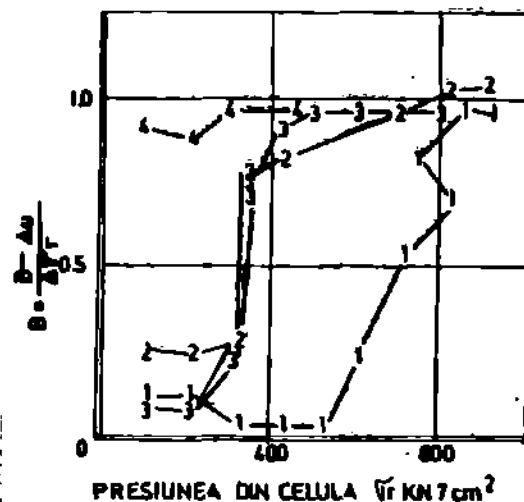


Fig. 2.26 FAZA DE SATURARE A PROBELOR.

Analizând rezultatele prezentate în Fig. 2.27, se desprind următoarele observații:

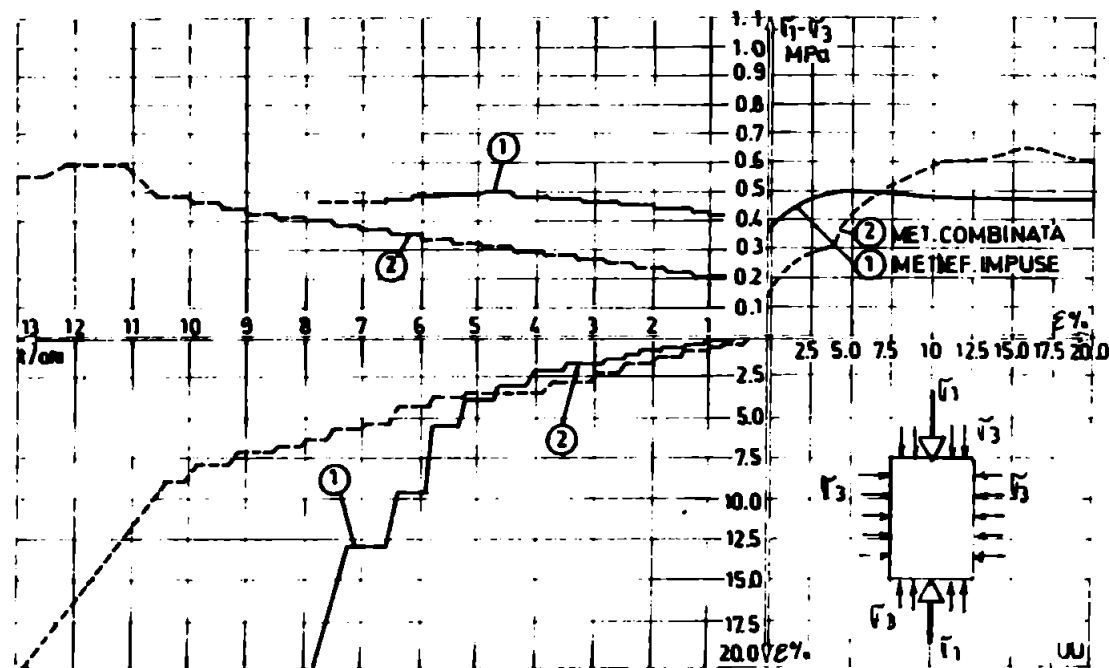


Fig. 2.27-REZULTATELE INCERCĂRILOR TRIAXIAL PE PROBE NECONSOLIDATE NEDRENATE -

la deformații mici, metoda de testare nu are influențe semnificative;

valori limită de rezistență (maxime), ale probelor, sînt de mărime apropiată;

după atingerea unei valori limită a încărcării (pct. A) prin metoda eforturilor controlate, apar deformații care conduc la ruperea probei fără să mai fie posibilă creșterea încărcării, evidențind una din deficiențele metodei - și nu ale celulei triaxial - întrucît nu poate fi explorată zona în care valoarea deviatorului, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ este maximă, deci valoarea reală a sarcinii care produce ruperea (maximă și reziduală), nu poate fi determinată;

metoda combinată este mai greoaie dar mai precisă decît celelalte metode, definind mai bine intervalele principale din curba efort-deformație (virful și rezidualul); aplicarea ei în cazul încercărilor tip "UU", nu aduce contribuții importante;

celulele triaxiale tip HL și instalațiile anexe, au asigurat toate condițiile de presiune constantă și deformare, necesare realizării încercărilor triaxiale tip "UU", prin oricare din metodele men-

TABEL 2.6. REZULTATE OBTINUTE ÎN ÎNCERCAREA TRIAXIALĂ "UU" PRIN METODE DE SOLICITARE DIFERITE.

DEFORMAȚIA $\epsilon\%$			DEVIATORUL $F_1 - F_3$		
PR. 1	PR. 2	PR. 3	PR. 1	PR. 2	PR. 3
2.00	2.00	2.00	5.30	4.75	5.05
4.00	4.00	4.00	5.30	5.30	5.65
6.00	6.00	6.00	4.20	5.30	4.50
8.00	8.00	8.00	3.20	5.30	3.30
10.00	10.00	10.00	2.50	5.30	3.30
12.00	12.00	12.00	2.20	5.30	3.00
14.00	14.00	14.00	2.10	5.30	3.00
16.00	16.00	16.00	2.00	5.30	2.98
18.00	18.00	18.00	1.95	5.30	2.95
20.00	20.00	20.00	1.95	5.30	2.90

PR. 1 DEFORMAȚIE IMPUSA
PR. 2 ÎNCARCARE IMPUSA
PR. 3 METODA COMBINATĂ

ționate.

2.1.6.3. Incercări în condiții consolidat-nedrenat (CU)

Al doilea set de trei probe a fost rupt prin compresiune triaxială, în condiții consolidat-nedrenat (CU). Metodologia de testare cuprinde trei etape:

- saturare,
- consolidare-drenare,
- rupere prin compresiune triaxială.

Faza de saturare a fost prezentată anterior.

a. Faza de consolidare-drenare

Setul de trei probe de material argilos, saturate conform pct. 2.1.6.1, au fost drenate conform metodologiei următoare:

- Presiunea laterală, σ_r , din celulă, a fost menținută constantă, în timp ce probele au fost drenate prin deconectarea lor de la sistemele BI₁ și BI₂ și deschiderea robinetelor (1);

- Robinetele (2) au fost menținute închise iar traductorii de presiune a apei din pori (4) au fost menținuți la sistemele de înregistrare (SID) sub control;

- Volumul de apă eliminat din probă în timpul procesului de drenare-consolidare, a fost colectat și măsurat în biurete gradate, la intervale de timp regulate.

Evoluția și nivelul proceselor de consolidare pentru cele trei probe sînt prezentate în Fig. 2.28.

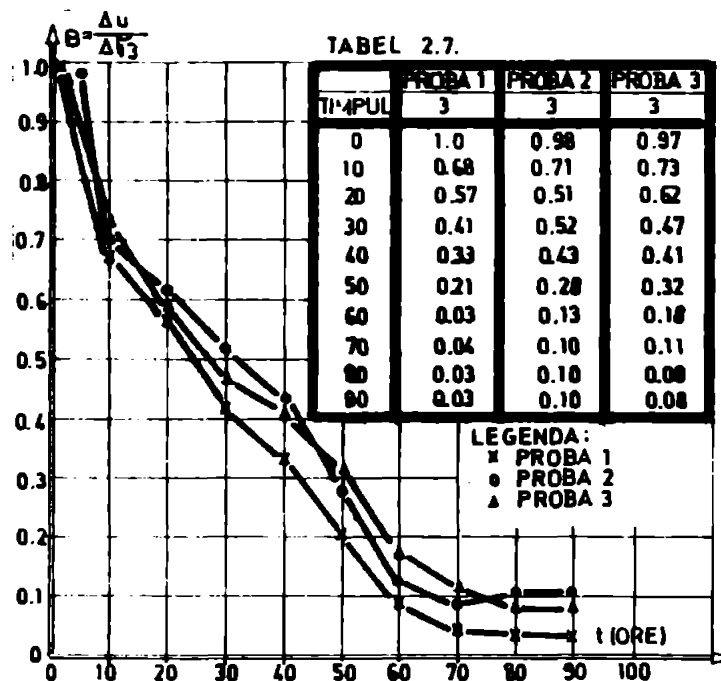


Fig. 2.28 - VARIATIA FACTORULUI B, CU TIMPUL IN PROCESUL DE CONSOLIDARE. -

Așa cum rezultă din Tabelul 2.7, procesul de drenare-consolidare a durat 90 ore, timp în care presiunea laterală din celulă a fost ținută constantă. Această etapă de pregătire a probei corespunde fazei de drenare-consolidare, prezentată de autor în Fig. 2.24 și modelează starea fizică reală ce poate fi întâlnită în practica inginerescă curentă, în baraje din materiale locale și în fundații. Aparatele standard aflate în prezent în exploatare în țară nu pot atinge aceste performanțe.

țe și nici nu pot fi folosite în acest scop.

Ruperea celor trei probe s-a făcut în condiții nedrenate, motiv pentru care la sfârșitul procesului de drenare-consolidare sub presiune izotropă, sistemul de drenaj a fost închis prin acționarea robinetelor (2), Fig. 2.23.

b. Ruperea probelor prin compresiune triaxială

Fiecare dintre cele trei probe au fost solicitate după metodologi diferite, aceleași ca cele prezentate la încercările de tip "UU": deformație impusă, cu celula tip HL 38B și mașina triaxial, încărcare controlată cu sistemele BI și SID, folosind celula HL 38A și metoda combinată, cu celulele HL 38B, HL 38A și mașina triaxial. Rezultatele sînt prezentate comparativ în Tabelul 2.8 și Fig. 2.29. Reprezentarea s-a făcut funcție de timp și deformație.

TABEL 2.8 - VALORI OBTINUTE ÎN TIMPUL ÎNCERCĂRILOR

	PROBA 1 CD METODA COMBINATA 1 ÎNCARCARE CONTROLATA-DEFORMATIE IMPUSA												PROBA 2 CD ÎNCARCARE CONTROLATA												
	2.8												2.8												
$\bar{\sigma}_3$ (daN/cm ²)	30	60	90	120	150	180	210	240	270	284	297	336	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	360	390	420
T (min.)	1.5	2.10	2.8	3.6	4.3	5.0	5.8	6.6	7.25	9.3	10.95	8.6	1.0	1.5	2.2	2.9	3.7	4.4	5.1	6.0	6.7	7.6	8.45	9.3	10.1
$\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$ (daN/cm ²)	0.3	0.35	0.4	0.6	0.83	1.11	1.47	1.97	2.38	3.5	6.3	16.0	0.22	0.42	0.5	0.66	0.85	1.1	1.31	1.77	1.92	2.42	3.03	4.23	16.0
ΔH (min.)																									

S-a ales acest mod de prezentare a rezultatelor pentru a evidenția posibilitățile celulelor și importanța metodei de testare pentru modelarea cât mai fidelă a fenomenelor fizice reale.

Toate probele au fost testate la presiunea laterală constantă de consolidare-drenare, $\bar{\sigma}_r = 300 \text{ kN/m}^2$, cu măsurarea presiunii apei din pori pe tot timpul testului, și cu viteza de deformare de aprox. 0,05 mm/min. Pentru efectuarea testului s-a folosit sistemul de înregistrare grafică SID, în scopul stabilirii curbelor $\bar{\sigma}_1' - \bar{\sigma}_3' = f(\cdot)$ și presiunea apei din pori (u).

Analiza rezultatelor obținute, prin prisma diagramelor prezentate în Fig. 2.29, conduc la următoarele observații principale:

- Aparent, la deformații mici nu sînt diferențe semnificative între valorile efortului deviator obținut prin cele trei metode de testare utilizînd celulele tip HL;

- Dificultățile în estimarea comportării probelor în zona eforturilor maxime și după maxim, în metoda eforturilor impuse;

- Posibilitatea de a obține informații privind comportarea probelor în zona eforturilor maxime și după maxim, în metoda deformațiilor impuse;

. Avantajele incontestabile ale metodei combinate în modelarea fenomenului fizic în zonele de eforturi intermediare maxime și după maxim;

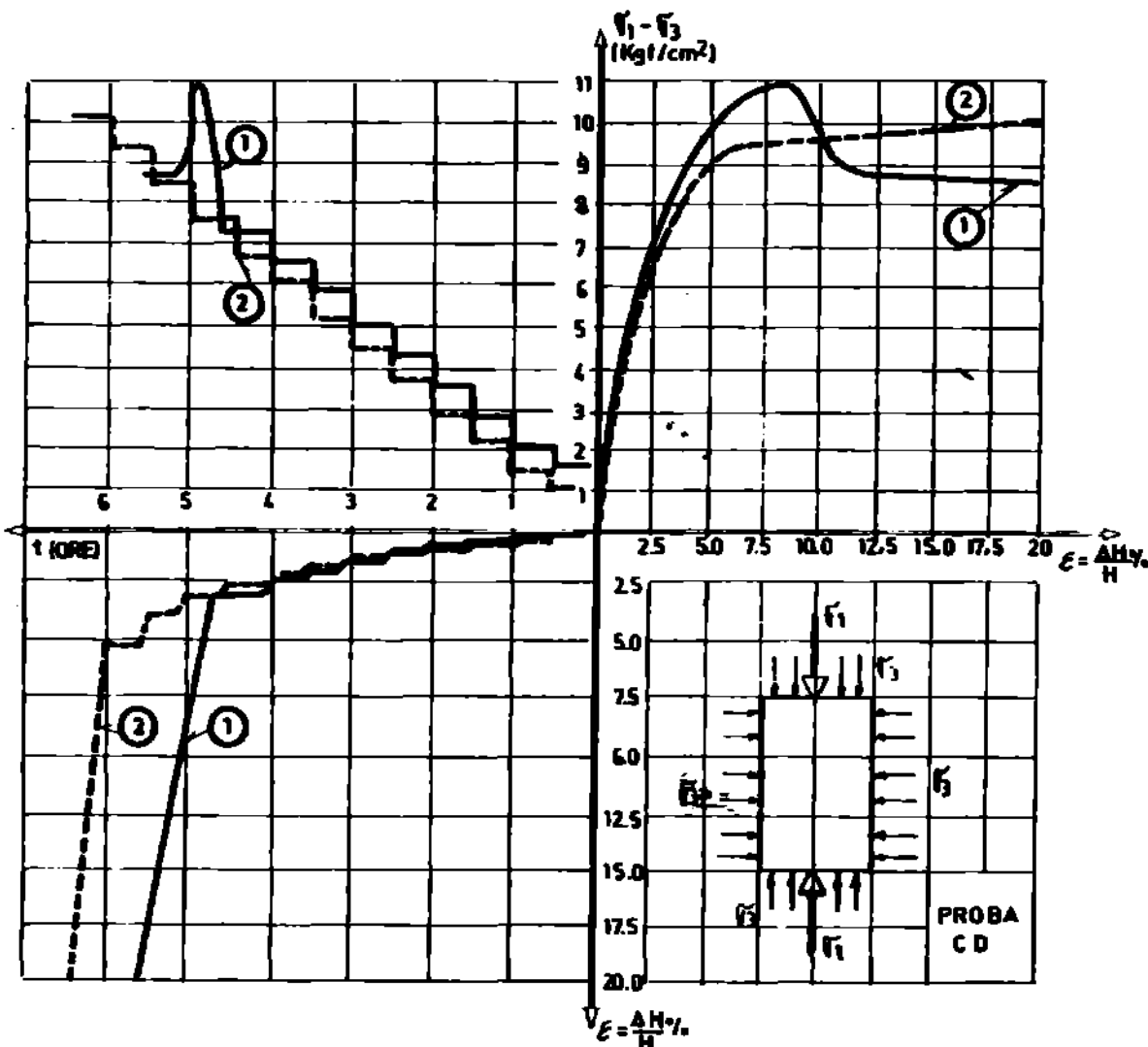


Fig. 2.29 DIAGrame CARACTERISTICE EFORT-DEFORMATIE.

. Diversitatea procedurilor de testare și nivelul ridicat de modelare a fenomenelor fizice urmărite, posibil de obținut folosind instalația triaxial și celulele tip HL.

Singurele metode care definesc complet condițiile de drenare existente în probă, înainte de atingerea

valorii maxime a efortului deviator, sînt metoda eforturilor controlate și metoda combinată. Cunoașterea cît mai exactă a condițiilor de drenare din probă, în timpul testului, constituie un factor esențial în definirea parametrilor rezistenței la forfecare de calcul, corespunzător modelării fenomenelor fizice reale și ipotezelor folosite în calculele de stabilitate și efort-deformație.

Rezultatele obținute folosind celula HL 38, în efectuarea pe probe identice, a celor trei tipuri de încercări triaxial, demonstrează, atît posibilitățile deosebite pe care le oferă instalația triaxial - proiectată și realizată de autor - cît și necesitatea de a alege cu discernămint, tipul de determinare corespunzător scopului propus și tipului de material testat. Rezultă, de asemenea, faptul că metoda combinată, posibil de realizat numai cu celula HL 38C, îmbină avantajele celor două metode care stau la baza procedurii (încărcare impusă

și deformație impusă).

2.1.6.4. Determinarea parametrilor pentru definirea relației efort-deformație-rezistență

Introducerea în ISPH a programelor de calcul pentru determinarea stării de eforturi și deformații statice în structuri și terenul de fundare, avînd la bază metoda elementului finit, care folosesc modelul constitutiv de comportare a pămîntului nelinear-elastic, modelul hiperbolic propus de Konder /63 / și dezvoltat de Duncan și Chang /46 /, prezentat detaliat în Cap. 1 al lucrării, a necesitat efectuarea de încercări triaxiale speciale și determinarea parametrilor geotehnici compatibili cu modelul fizic ales.

Konder a dezvoltat modelul său pornind de la observația că forma curbelor efort-deformație, ale pămîntului încercat în aparatul triaxial, în condițiile presiunii laterale constante (σ_3), se aseamănă cu o hiperbolă, Fig. 1.33, a cărei ecuație este dată de expresia (1.40).

Aplicarea acestor metode moderne de calcul, a necesitat, pe lîngă un program extensiv de investigare în laborator, pentru care a fost realizată instalația triaxial și celulele HL 38 și HL 100, și o schimbare fundamentală în modul de prelucrare și interpretare a informațiilor care să asigure compatibilitatea dintre modelul geotehnic constitutiv al pămîntului, parametrii obținuți în instalația triaxial pentru caracterizarea relației efort-deformație-rezistență și programul automat de calcul.

Prezentarea metodologiei de prelucrare a datelor din încercarea triaxial, în concordanță cu modelul Konder, se va face pentru cazul concret aplicat pentru estimarea stării de eforturi și deformații ce se așteaptă să se dezvolte în nucleul barajului Rîul Mare (H=175 m), aflat în construcție. Exemplul de calcul se referă la probe de argilă prelevate din forajele executate în nucleul de argilă al barajului, într-o anumită etapă de construcție. După un procedeu similar, este prezentată în Cap. 3 și prelucrarea datelor din încercări triaxial, efectuate pe anrocamente.

Au fost testate în laborator peste 30 de probe, dintre care au fost selectate pentru prezentarea metodologiei, numai trei, sollicitate la presiuni laterale diferite, minimum necesar pentru definirea unui set de parametri.

Caracteristicile geotehnice de identificare generală sînt prezentate în Tabelul 2.9 și se referă în domeniul caracteristic pentru

argila folosită la barajul Rîul Mare - Retezat.

Incercările au fost realizate în condiții consolidat-drenat (CD), conform drumului de eforturi prezentat în Cap. 2.1.5.2., folosind instalația triaxial și celula

HL 38A prin aplicarea sarcinilor în trepte (încărcare impusă).

Datele primare rezultate din încercare și calculele preliminare pentru fiecare probă, pe baza cărora s-au întocmit diagramele ajutătoare pentru obținerea diferiților parametri, sînt prezentate în Tabelul 2.10.

Prelucrarea rezultatelor pentru definirea parametrilor ν și c se

TABEL 2.9 - INDICI DE IDENTIFICARE GENERALĂ:-

TIP MATERIAL	s_{μ}	w_L	w_p	I_p	w_1	w_{opt}	t_d
PROBA 1	36	31.7	10.1	21.6	16.8	17.4	1.77
PROBA 2	29	36	10.3	25.7	16.6	17.3	1.76
PROBA 3	32	34	12.3	21.7	16.9	17.3	1.76

TABEL 2.10 REZULTATE CARACTERISTICE - VALORI OBTINUTE DIN INCERCARI

PROBA 1							PROBA 2							PROBA 3						
$\bar{\sigma}_3 = 1.0 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$							$\bar{\sigma}_3 = 2.0 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$							$\bar{\sigma}_3 = 3.0 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$						
$\bar{\sigma}_1$	$\Delta h \cdot 10^{-3}$	v_b	ϵ_a	ϵ_v	ϵ_r	$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a}$	$\bar{\sigma}_1$	$\Delta h \cdot 10^{-3}$	v_b	ϵ_a	ϵ_v	ϵ_r	$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a}$	$\bar{\sigma}_1$	$\Delta h \cdot 10^{-3}$	v_b	ϵ_a	ϵ_v	ϵ_r	$\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a}$
0.34	101	0.8	1.27	-0.38	0.44	0.35	0.31	140	0.1	1.75	-1.64	0.06	0.03	1.95	165	0.5	2.06	-1.51	0.28	0.13
1.30	137	3.0	1.71	-1.59	1.65	0.97	0.95	155	0.4	1.94	-1.50	0.22	0.11	2.84	275	1.3	3.44	-2.00	0.72	0.21
2.18	358	3.2	4.48	-0.95	1.76	0.39	1.75	236	1.1	2.95	-1.74	0.61	0.21	3.29	321	1.6	4.00	-2.25	0.88	0.22
2.92	666	6.6	8.31	-1.05	3.64	0.44	2.72	362	2.4	4.47	-1.88	1.32	0.30	4.14	468	3.1	5.85	-2.43	1.71	0.29
3.86	997	10.5	12.42	-0.89	5.79	0.47	3.62	525	4.1	6.55	-2.04	2.26	0.34	5.00	638	4.7	7.99	-2.79	2.59	0.32
4.74	1495	16.5	18.62	-0.5	9.09	0.49	4.07	589	4.8	7.31	-2.07	2.65	0.36	5.82	842	6.8	10.05	-3.03	3.75	0.37
5.09	1626	18.1	20.04	-0.37	9.98	0.50	4.95	788	7.0	9.81	-2.13	3.86	0.39	6.30	906	7.4	11.30	-3.17	4.08	0.36
							5.88	1034	10.1	13.40	-1.79	5.57	0.42	7.04	1145	10.0	14.4	-3.29	5.51	0.38
							6.80	1420	14.6	17.90	-1.76	8.05	0.45	7.62	1395	12.8	17.4	-3.33	7.05	0.41
							7.24	1605	17.0	20.01	-1.32	9.37	0.47	8.27	1603	16.0	20.01	-2.40	8.82	0.44

face conform STAS 8942/5-75.

În cazul problemei bidimensionale sau tridimensionale, dacă se aplică legea lui Hooke pentru intervale mici ale creșterii eforturilor și deformațiilor, sînt necesare, acceptînd omogenitatea și izotropia, două constante. Acestea pot fi modulul de deformare lineară (sau modulul Young), E , și coeficientul Poisson, ν .

Alternativ pot fi utilizați și alți parametri, ca de exemplu, modulul de volum (K) și modulul de forfecare (G).

În continuare se va opta pentru primul grup de doi parametri.

a. Definirea modulului Young

Din Fig. 2.30, în care sînt reprezentate valorile obținute din încercare, conform Tabelului 2.10, sub forma $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon_a)$, parametrii a și b au următoarele semnificații:

a = inversul pantei inițiale în origine, a hiperbolei, fig. 1.33,
 b = inversul valorii limită $(\sigma_1 - \sigma_3)_{lim}$ spre care tinde $(\sigma_1 - \sigma_3)$,
 conform ecuației (1.40),

adică:

$$E_i = \frac{1}{a} \quad (2.20)$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{lim}} \quad (2.21)$$

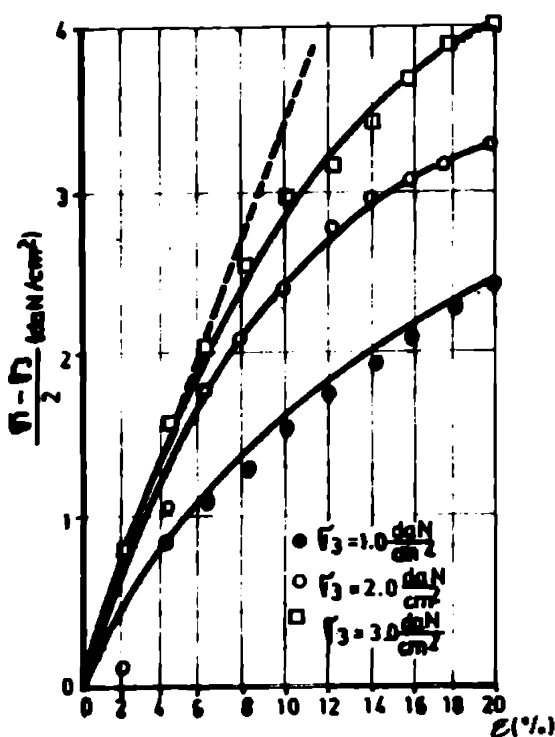


Fig. 2.30. - DIAGRAMA EFORT-DEFORMAȚIE.-

În Fig. 2.31 sînt prezentate în ordonată mărimile $\frac{\epsilon a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ (%/daN/cm²) iar în abscisă valorile ϵ %. Din această diagramă se pot deduce mărimile $a = \frac{1}{E_i}$ și $b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultim}}$.

Practica a arătat că suprapunerea curbei teoretice, definită de hiperbolă peste punctele încercărilor experimentale, nu este totdeauna perfectă, de multe ori

fiind necesară introducerea unui factor de corecție suplimentar, deoarece este posibil ca realizînd suprapunerea valorilor teoretice și experimentale pe intervalul inițial al încercării pe porțiunea finală să apară o diferență mult prea mare între cele două grupe de valori. Acest coeficient este definit de:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{limita}} \quad (2.22)$$

R_f este denumit "coeficientul ruperii" și este în general, subunitar. În acest fel R_f s-a determinat din reprezentarea grafică a rezultatelor experimentale a căror valoare asimptotică este

$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ și a curbei teoretice, care are ca valoare limită pe $(\sigma_1 - \sigma_3)_{limita}$.

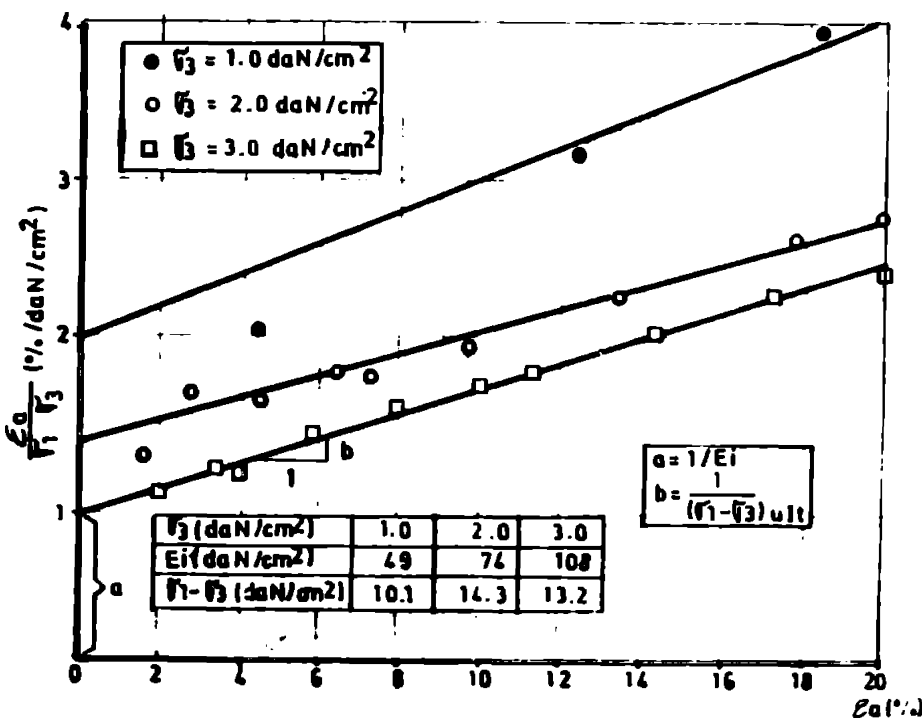


Fig. 2.31 - FORMA NORMALIZATA A HIPERBOLEI.-

Rezultă deci că determinarea valorilor parametrilor a , b , R_f , se poate face prin măsurarea directă pe graficul din Fig. 2.31, a rezultatelor încercărilor triaxiale.

Curbele reprezentate în Fig. 2.31, corespund, fiecare, unei mărimi determinate și constante a presiunii laterale care să acopere domeniul în care se va găsi efortul principal minim (σ_3).

Valorile K și n se pot determina ușor dacă rezultatele experimentale ale încercărilor triaxiale sunt reprezentate ca în Fig. 2.32, în dubla scară logaritmică, ținând cont că relația (1.40) poate fi scrisă și sub forma:

$$\lg E_i = \lg (p_a K) + n \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (2.23)$$

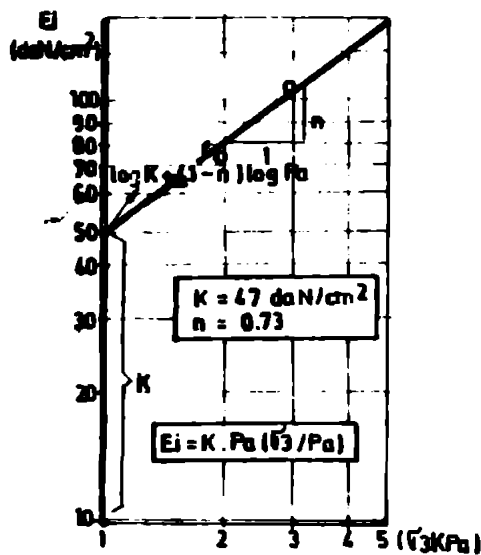


Fig. 2.32 - VARIANȚA MODULULUI EI ȘI σ_3 .

Se observă că în aceste condiții ordonata în origine, reprezintă coeficientul K la presiunea atmosferică (p_a). Cunoșcând valoarea lui p_a se determină K iar n reprezintă panta dreptei ce aproximează rezultatele experimentale.

În acest fel a fost definit modul de determinare din încercările triaxiale, efectuate cu celulele HL 38 și HL 100, a tuturor parametrilor care corespund comportării nelinear-elastice a pământului sub încărcare pentru o singură direcție de sollicitare și deformare,

necesară calculului prin metoda elementului finit.

Pentru calcule, în care se consideră valabilă - pentru un domeniu restrâns - legea lui Hook, se utilizează modulul de deformare tangent, definit prin:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d} \quad (2.24)$$

b. Definierea coeficientului Poisson

Determinarea coeficientului Poisson (ν), necesar calculelor cu element finit, și a variației lui nelinare cu starea de eforturi, se face utilizând încercările triaxiale, în care s-a măsurat, în mod obligatoriu, deformația radială ϵ_r sau variația volumică a probei ΔV în timpul fiecărui test. Coeficientul Poisson poate fi definit incrementally de relația:

$$\nu_t = - \frac{d\epsilon_r}{d\epsilon_a} \quad (2.25)$$

în care:

ν_t = coeficientul Poisson tangent.

Deoarece instalația triaxial și celulele HL 38 și HL 100 permit măsurarea variației volumului probei în timpul testului, pentru determinarea deformației pe direcție radială ϵ_r a probelor în încercarea triaxială, se folosește relația simplificată:

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon_v - \epsilon_a}{2} \quad (2.26)$$

Datele experimentale arată că valoarea coeficientului Poisson tangent (ν_t) depinde, atât de deformația axială, cât și de presiunea laterală. O relație empirică, înglobând acest aspect al comportării, este prezentată în Cap. 1 al lucrării.

În Fig. 2.33 se prezintă graficul întocmit pe baza datelor din Tabelul 2.10, reprezentînd relația $\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} = f(\epsilon_a)$, pentru fiecare probă testată, în care:

ϵ_r = deformația specifică radială,

ϵ_a = deformația specifică axială.

Rezultă din diagramă că parametrul f este chiar valoarea coeficientului tangent Poisson pentru deformație nulă, pe care îl vom nota cu ν_1 . Parametrul D este panta curbei reprezentate de ecuația (1.42).

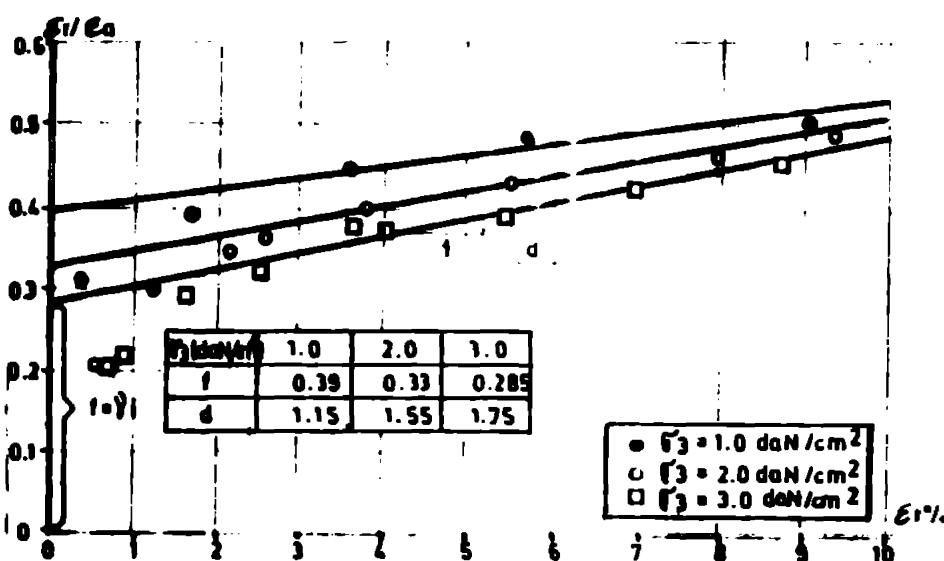


Fig. 2.33. - DETERMINAREA CONSTANTELOR f SI D DIN ÎNCERCĂRILE TRIAXIALE. -

În Fig. 2.34 se reprezintă grafic relația dintre ν_1 dedus din Fig. 2.33, funcție de presiunea laterală (σ_3/p_a). Pe acest grafic se pot deduce mărimile G și F , definite de relația:

$$\nu_1 = G - F \log \frac{\sigma_3}{p_a} \quad (2.27)$$

în care:

G = valoarea lui ν_1

la presiunea laterală σ_3 de o atmosferă, iar F reprezintă viteza de descreștere a lui ν_1 cu σ_3 .

F = panta dreptei.

Prin acest procedeu de prelucrare a rezultatelor încercărilor triaxial, realizate cu instalația construită în laboratoarele ISPH, au fost definiți cei opt parametri ($K, n, \nu, c, R_f, G, F, d$) caracteris-

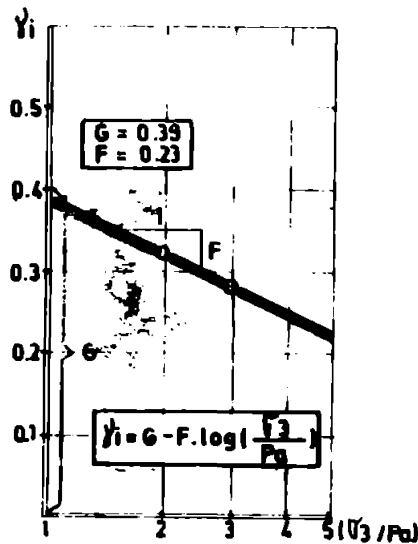


Fig. 2.14 - DETERMINARE CONSTANTELOR G SI F.

TABEL 2.11 PARAMETRII DE CALCUL REZULTATI DIN INCERCARI. -

TIPUL DE MATERIAL	PARAMETRII DE NELINEARITATE							
	K (daN/cm ²)	n	G	F	f	d	Ei	Rf
ARGILA DE RIUL MARE TESTUL NR.3	47.0	0.73	0.39	0.23	0.31	1.45	0.5	0.78

tici pământului studiat și care intră în relațiile (1.40) și (1.42), Cap. 1. Valorile acestora sînt prezentate în Tabelul 2.11 și ele sînt folosite în calculele stării de efort-deformație, considerînd comportarea nelineară a pământului sub încărcare.

2.1.7. Studiu cu privire la posibilitățile de utilizare a instalației triaxial pentru pămînturi - solicitări ciclice

În numeroase probleme ingineresti se impune cunoașterea parametrilor geotehnici ai pămînturilor, determinați în condiții de solicitare dinamică. Principalele proprietăți și caracteristici care sînt necesare în dinamica pămînturilor și ingineria seismică, sînt:

- . moduli dinamici: - modulul lui Young (E_d),
- modulul de forfecare (G),
- . coeficientul Poisson (ν),
- . parametrii de lichefiere: - coeficientul eforturilor de forfecare ciclică, $K = f(N)$,
- deformația ciclică (ΔH_d),
- presiunea apei din pori (u_d),
- . rezistența la forfecare ca o funcție de efort și deformație,
 $\tau = f(\gamma)$,
- . amortizarea (D).

O parte din acești parametri pot fi determinați în laborator, cu ajutorul celulei triaxial HL 38 și instalațiilor anexă, prezentate în Cap. 2.1.5, motiv pentru care a fost concepută, proiectată și realizată, instalația triaxial ciclic.

Solicitarea ciclică, folosind celula triaxial HL 38, permite reproducerea în laborator, pe probe de pămînt (argile și nisipuri), a condițiilor care produc lichefierea în terenul natural, datorită pro-

pagării undelor de forfecare produse de seisme sau alte surse de generare (fundații de mașini). Testele permit stabilirea modurilor E_d , G_d și D , pentru un anumit domeniu de deformații și frecvențe.

Starea de eforturi din teren este reprodusă în testele de încărcare ciclică, conform schemei de principiu prezentată în Fig. 2.35.

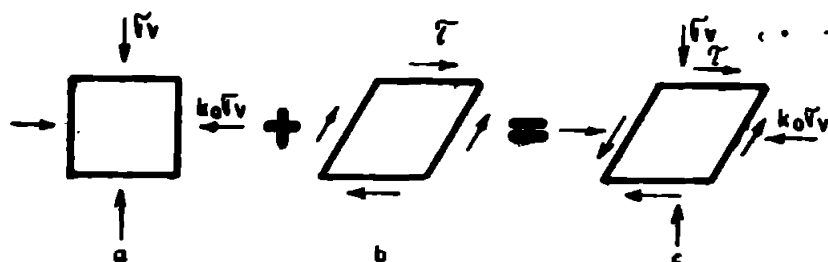


Fig. 2.35 - CONDITII DE EFORTURI IN TEREN DEFORMATA PROBEI IN FORFECAREA SIMPLA

bui supusă apoi la o creștere a efortului axial $\sigma_{dc}/2$ și o reducere simultană în valoarea presiunii laterale din celulă (condiția 2, Fig. 2.36). Efortul normal pe un plan înclinat cu 45° prin probă, nu este schimbat, dar un efort de forfecare $\sigma_{dc}/2$ se dezvoltă pe plan. Efortul axial și presiunea din celulă sunt apoi simultan schimbate cu $\sigma_{dc}/2$, astfel încât efortul de forfecare pe planul la 45° se schimbă, în timp ce efortul normal rămâne același.

Aceste condiții de eforturi sînt similare cu cele verificate pe un plan orizontal, într-un element de pămînt în teren. Convențional însă, încercările sînt realizate în toate laboratoarele la o valoare constantă a presiunii (σ_r) în celulă și aplicarea ciclică a efortului axial prin $\pm \sigma_{dc}$, așa cum se prezintă schematic în Fig. 2.37.

Această tehnică a fost adoptată și în laboratorul ISPH, rezultînd, practic, aceleași condiții de eforturi, atîta timp cît încercarea se realizează în condiții nedrenate. Dacă probele sînt parțial saturate sau testate cu drenajul deschis, este necesar să se aplice sarcina simultan, atît pe probă, cît și lateral, pentru a simula încărcarea din cutremur.

Încercările ciclice în aparatul triaxial, folosind celula triaxial HL 38, se pot realiza folosind diferite tehnologii, păstrînd în-

Încercările sînt realizate pe probe cilindrice, de dimensiuni standard, montate în celula triaxial, saturate și consolidate la o presiune izotropă σ_r , așa cum rezultă din condiția de eforturi 1, Fig. 2.36. Teoretic, proba ar tre-

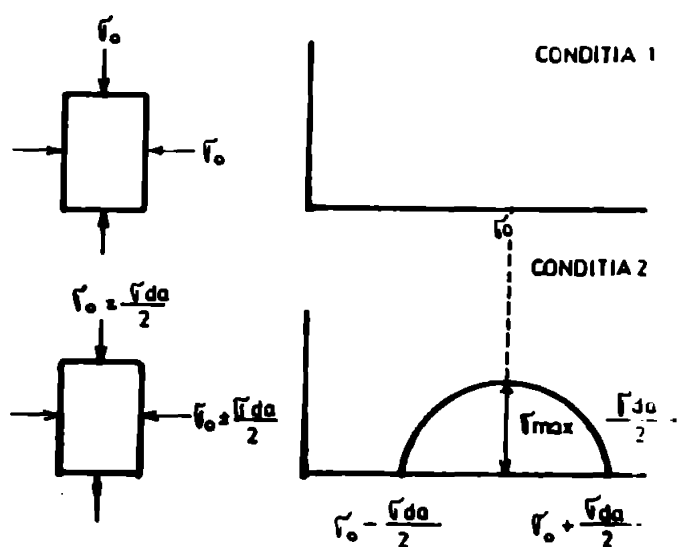


Fig. 2.36 - CONDITII DE EFORTURI IN COMPRESIUNE CICLICA REALIZATA IN TRIAXIAL.

să forma cilindrică a probei și procedeele de pregătire și saturare a probei - devenite standard - schimbând numai modul de solicitare.

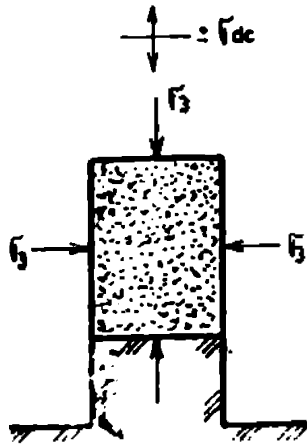


Fig. 2.37 INCERCARE CICLICA CU PRESIUNE CONSTANTA IN CELULA TRIAXIAL

Obișnuit, se folosește aparatura din lanțul de măsură și sistemul de solicitare corespunzător procedurii denumit încărcare impusă, descris la Cap. 2.1.5.2., în care o sarcină ciclică este aplicată în direcție axială, pe o probă de pământ saturată. În timpul acestui test, sînt impuse, în regim automat, valoarea efortului σ_{dc} , aplicat cu frecvența de 1 sau 2 Hz și înregistrat grafic automat, pe tot parcursul încercării, simultan cu răspunsul probei materializat în măsurarea și înregistrarea grafică a mărimilor deformației verticale ΔH , presiunii apei din pori (u_d), funcție

de numărul de cicluri N , așa cum se poate vedea în Fig. 2.38. Acest mod de testare conduce la obținerea unora din parametrii geotehnici foarte importanți, cum sînt caracteristicile de lichefiere a pămînturilor, modulul lui Young (E_d), coeficientul de amortizare (D) și modulul de forfecare (G_d). Acești parametri sînt necesari modelării prin calcul a comportării pămîntului la solicitări dinamice, într-un anumit domeniu de deformații, verificate de specialiștii din străinătate și din țară /22/, /120/. Se remarcă, de asemenea, reproductibilitatea rezultatelor și rezultatele bune obținute, comparativ folosind instalația HL 38, cu aparatura de tip SOILTEST (SUA), cu care este dotat laboratorul INCERC - București, pe probe de nisip saturat.

Rezultate similare au fost obținute în străinătate folosind echipament triaxial asemănător, la care este posibilă aplicarea unei anumite deformații constante, repetate, a probei și măsurînd răspunsul probei prin aceiași parametri (ΔH , σ_d , u_d) /200/, /219/. Acesta implică un sistem automat de păstrare a deformației constante. Aceste încercări se pot realiza și cu celula triaxial HL 38, dacă se dotează cu dispozitivul automat de impunere și păstrare a deformației constante. În ambele tipuri de încercări ciclice, modulul lui Young se determină din relația efort-deformație, la care este solicitată proba, așa cum rezultă din Fig. 2.39, în timp ce modulul de forfecare se poate obține din relația:

$$G = E/2 (1 + \nu) \quad (2.28)$$

în care:

ν = coeficientul Poisson,
 E = modulul Young,
 G = modulul de forfecare.

Trebuie remarcat faptul că încercarea triaxial ciclic, pusă la punct de autor, folosind celula triaxial HL 38 și sistemul automat de

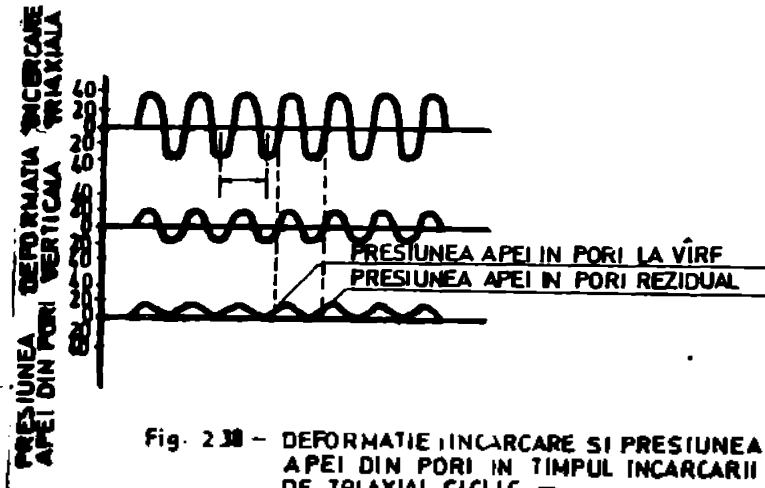


Fig. 2.38 - DEFORMATIE, INCARCARE SI PRESIUNEA APEI DIN PORI IN TIMPUL INCARCARI DE TRIAXIAL CICLIC. -

încărcare impusă, reprezintă numai un mod de a modela și obține parametrii geotehnici ai pământului, în condiții de solicitare dinamică, el fiind cel mai apropiat de deformațiile și frecvențele reale induse de seism în teren, însă el prezintă și anumite limitări în modelare a fenomenului real. Acestea au fost remar-

cate de specialiștii din diferite țări /10/, /43/, /44/, /109/, /61/, /72/, /111/, /147/, /162/, și se referă la:

.. imposibilitatea obținerii unor deformații de forfecare sub 10^{-2} procente,

. asimetria imperfectă a buclei histeresis, în timpul fazei de compresie-extensie a probei,

. redistribuirea indicelui porilor în probă, în timpul testului,

. concentrarea de eforturi la extremitățile probei,

. schimbarea direcției efortului principal maxim, cu 90° în timpul testului,

. penetrarea membranei de cauciuc în timpul testului.

Cu toate aceste neajunsuri în modelarea proceselor reale, încercarea triaxial ciclic este aplicată pe scară largă în lume și toți specialiștii o consideră ca un mijloc eficace de obținere a parametrilor geotehnici ai pământului, în condițiile solicitărilor dinamice.

Ilustrarea limitelor de aplicare a încercărilor triaxiale ciclice, se reprezintă în Fig. 2.40, alături de celelalte metode aplicate în laborator și teren pentru măsurarea parametrilor geotehnici, demon-

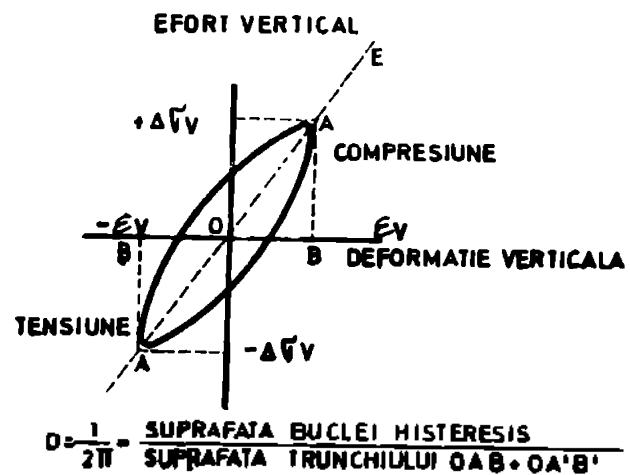


Fig. 2.39. - ECHIVALENTUL HISTERESIS AL RELATIEI EFORT-DEFORMATIE DIN TRIAXIALUL CICLIC. -

strînd totodată și limitările altor metode în aplicarea integrală a parametrilor geotehnici ai pămîntului, în condiții de solicitare dinamică.

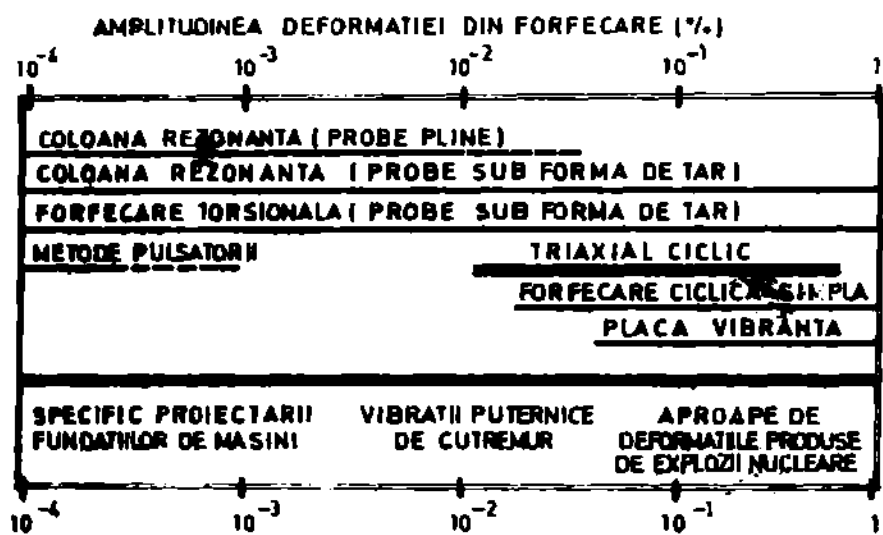


Fig. 2.4b. - POSIBILITATEA DE MODELARE IN APARATELE DE LABORATOR A AMPLITUDINII DEFORMATIILOR LA FORFECARE. -

2.1.7.1. Studiul și experimentarea instalației triaxial pentru solicitări ciclice în laborator

Instalația triaxial și celula triaxial tip HL 38 a fost folosită pentru efectuarea încercărilor de com-

presiune triaxială, în condiții de solicitare ciclică.

Pentru realizarea testelor triaxiale în condiții de solicitare ciclică s-a folosit celula triaxial HL 38 și instalațiile de creat presiunea din sistemul SAC, sistemul de încărcare ciclică SIC și sistemul de înregistrare a datelor SID, descrise în Cap.: 2.1.1.1., 2.1.2.1., 2.1.4.2. și 2.1.4.3. din lucrare.

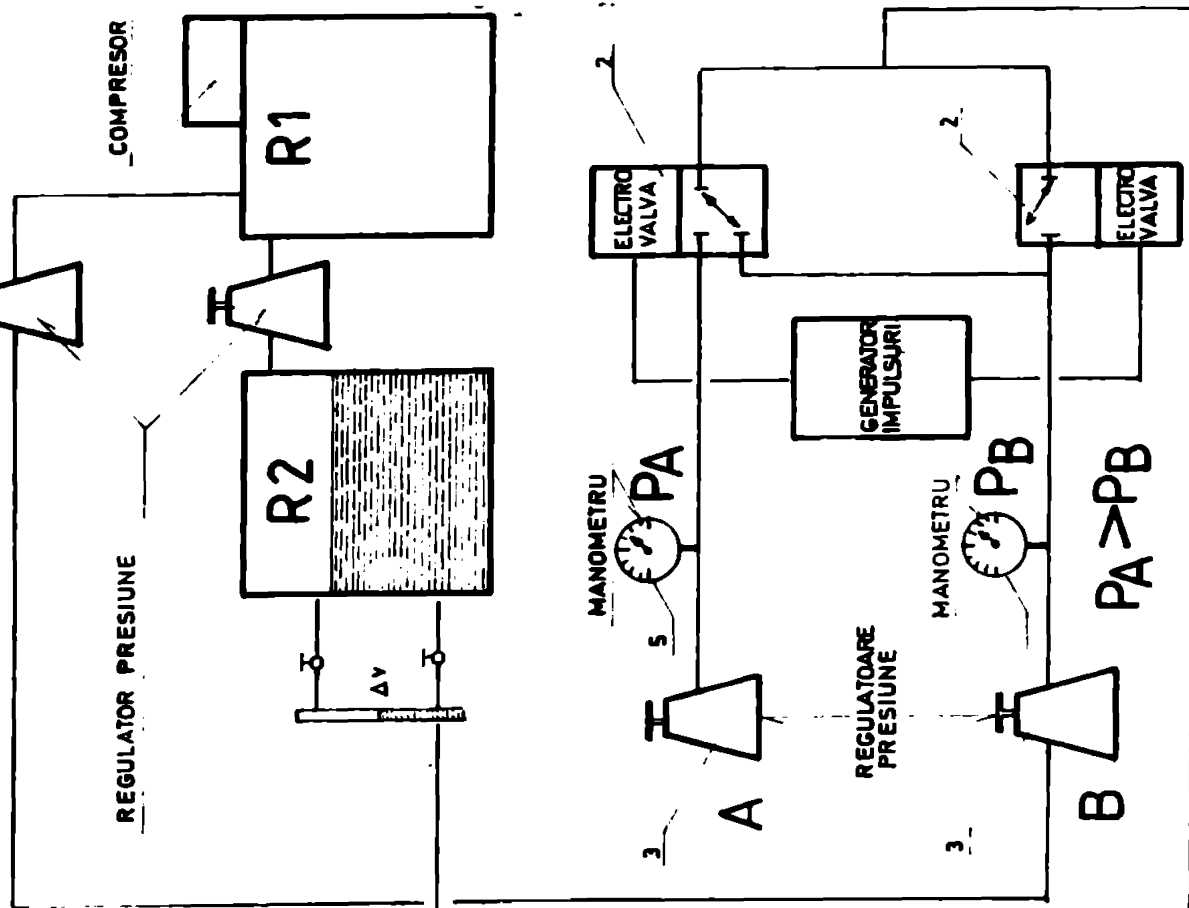
Ansamblul de montaj al instalației triaxial pentru solicitări ciclice - proiectat și realizat de autor - este prezentat în Fig. 2.41 și este alcătuit din:

- Celula triaxial HL 38, Fig. 2.2, prezintă particularitatea că pistonul are același diametru cu proba iar membrana elastică de cauciuc - care protejează proba - este solidară cu celula și printr-un montaj special asigură și etanșarea celulei. Sistemul de transmis efortul static și ciclic la probă, se află montat la partea superioară a celulei și este prevăzută cu traductori pentru măsurarea efortului ciclic σ_d , deformației axiale ΔH_d și presiunea apei din pori u_d .

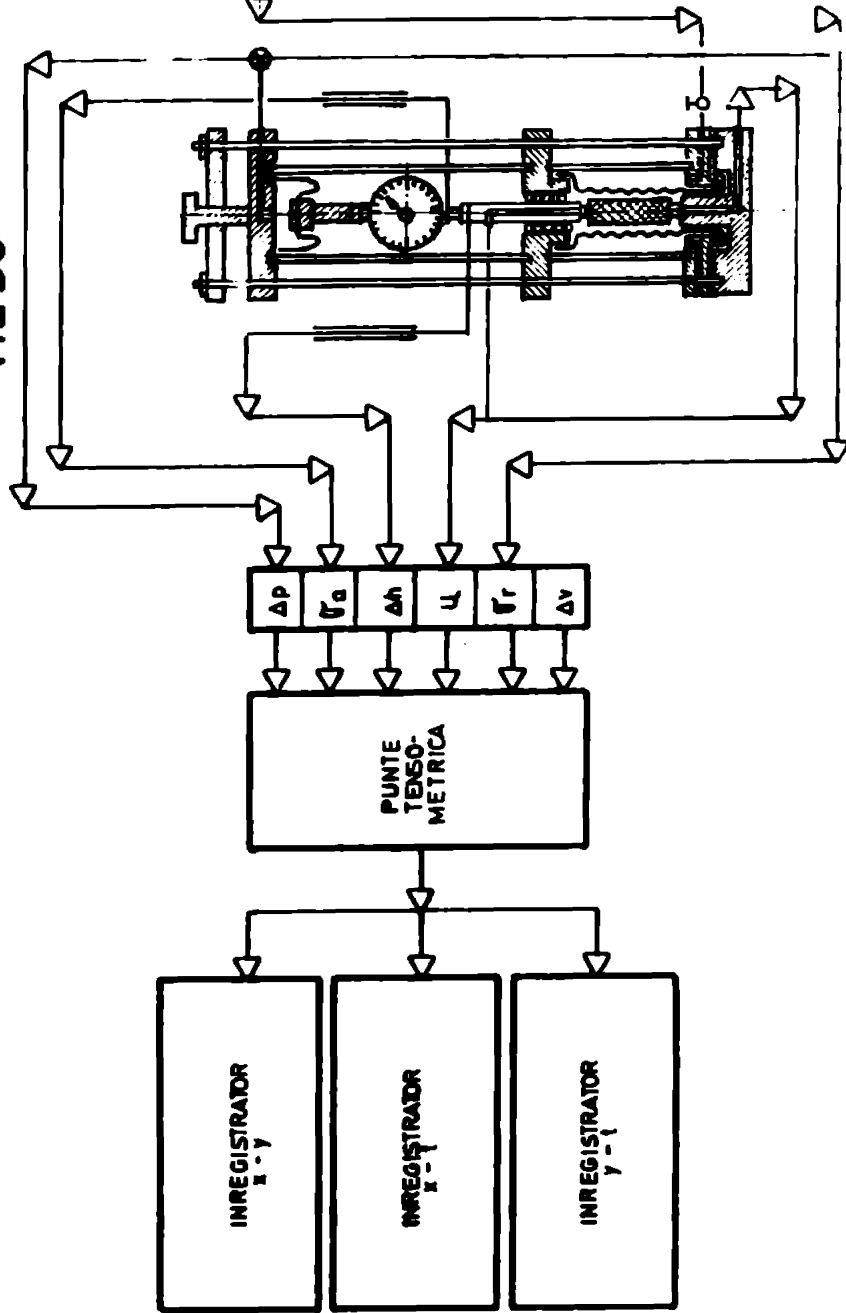
- Sistemul de creat presiune cu aer comprimat - SAC, Fig. 2.7 este realizat într-un montaj care folosește compresor realizat în țară și constituie sursa de aer sub presiune care asigură, atât efortul teral din celulă (σ_3), cât și efortul ciclic pe capul probei (σ_d), folosind rezervoare compensatoare separate.

- Sistemul de încărcare ciclică - SIC, Fig. 2.11, de construcție originală, a fost conceput pentru celula HL 38, sarcina ciclică (σ_d) realizându-se printr-un montaj special de relee și electrovalve, care poate funcționa în regim automat, asigurând o variație a forței de sinusoidal.

SISTEM CU AER COMPRIMAT SAC



CELULA TRIAXIAL HL 38



SISTEM SIC

Fig. 2.4) SCHEMA INSTALATIEI TRIAXIAL PENTRU INCERCARI CICLICE.

. Sistemul de înregistrare a datelor - SID, fig. 2.12, este cuplat la puntea electrotensometrică care primește semnalul de la transductori și se compune dintr-un înregistrator X-Y și un înregistrator X-T, cu timpi de rezoluție suficient de mici pentru a putea urmări și înregistra variația parametrilor cu frecvența de cca. 1 Hz.

2.1.7.2. Tehnologia de încercare folosită

Materialul folosit pentru încercări a fost nisipul fin, caracteristicile geotehnice prezentate în Tabelul 2.12. Au fost respectate

TABEL 2.12. - PARAMETRI GEOTEHNICI AI NISIPULUI TESTAT

	GRANULUZITATE %						Dr%	C _{max}	C _{min}
	0.01	0.05	0.1	0.25	0.5	1.0			
NISIP HIDRO MECANIZAT (ZALICENI)	-	-	0.0	50.0	85.0	94.0	101	0.584	0.689
NISIP ARGILOS PRAFOS DRA BANESTI-OLT	15.0	20.0	25.0	95.0	100.0	-	9.0	1.20	0.73

următoarele etape mai importante:

a. Pregătirea probei

Probele testate au avut o structură deranjată, fiind realizată prin compactare la diferite porozități, direct în celula triaxial, după următorul procedeu:

. s-a cântărit o cantitate

de nisip uscat, G_d , cunoscînd că:

$$V = \frac{G_d (1 + e)}{\gamma_s} \quad (2.29)$$

în care:

γ_s = greutatea specifică a granulelor de nisip,

e = indicele porilor,

V = volumul probei;

. cantitatea de nisip cântărită (G_d), necesară realizării unei probe cu o porozitate dată, a fost turnată și compactată în straturi, într-o formă metalică specială, de dimensiuni interioare egale cu cele ale probei, în interiorul căreia se află o membrană de cauciuc, legată de postamentul probei care conține piatra poroasă inferioară;

. cînd întreaga cantitate de nisip cântărită a ocupat tot volumul interior al formei, s-a montat piatra poroasă superioară, prevăzută cu o conexiune flexibilă, care trece prin pistonul celulei și face legătura cu exteriorul;

. pietrele poroase - inferioară și superioară - au fost conectate la o sursă de vacuum, în interiorul probei creindu-se o sucțiune de aprox. 0,7 bari;

. prin eliminarea aerului din probă, aceasta devine rigidă și i-a formă cilindrică, permițînd înlăturarea formei metalice ajutătoare;

. s-a montat celula triaxial, pistonul, inelul dinamometric, ca-

mera de presiune superioară, traductorii de eforturi, deformații și de presiune a apei din pori, întreaga structură fiind rigidizată de cadrul de rezistență;

- a fost conectată celula triaxial cu proba montată la sistemele SAC, SIC și SID, respectînd schema din Fig. 2.41;

- s-a asigurat o stare de eforturi izotropă în probă, prin introducerea unor presiuni în celula triaxial (σ_r) și în camera de presiune (σ_a);

- s-a deconectat dispozitivul de vacuum, în locul acestuia fiind conectat dispozitivul de saturare a probei; saturarea și verificarea coeficientului B s-a executat conform paragrafului 2.1.5.4, pînă cînd coeficientul B = 1;

- după saturarea probei s-a deconectat dispozitivul de creare a contrapresiunii și pietrele poroase, inferioară și superioară, aflate în contact cu proba, în locul lui fiind conectați traductorii de măsurat presiunea apei din pori; în timpul încercării proba a fost sollicitată în condiții nedrenat-neconsolidat (UU).

b) Efectuarea încercării în regim automat

Probele pregătite ca la pct. a), au fost sollicitate ciclic la diferite valori ale eforturilor, urmînd schema-cadru următoare:

- s-au stabilit valorile eforturilor de sollicitare ciclică axială (σ_{da}), în condițiile menținerii constante a efortului radial efectiv (σ_{dr}), după următoarea regulă adoptată de majoritatea laboratoarelor din țară și străinătate:

$$K = \frac{\pm \sigma_{da}}{2 \sigma_{dr}} \quad (2.30)$$

în care:

K = coeficientul eforturilor dinamice,

σ_{da} = efortul dinamic axial aplicat pe probă,

σ_{dr} = efortul radial efectiv din probă, menținut constant în timpul testului.

În Tabelul 2.13 sînt prezentate condițiile de eforturi la care a fost supusă proba:

- s-a verificat dacă toate sistemele de măsură și înregistrare sînt conectate;

- s-au acționat regulatoarele de presiune prin intermediul cărora sînt transmise, la probă, eforturile de sollicitare axială ciclică (σ_{da}), minim și maxim;

s-a acționat dispozitivul de comandă pentru aplicarea ciclică a efortului axial pe probă $\pm \frac{\sigma_{da}}{2}$; în timpul încercării au fost măsurate și înregistrate grafic, în regim automat, următorii parametri:

TABEL 2.13.- CONDIȚII DE SOLICITARE IN TRIAXIAL

	NISIP HIDROMECHANIZAT IZBICENI	NISIP ARGILOS-PRAFOS DRAGANESTI-OLT
σ_{dr} (KPa)	100	100
U_d (KPa)	400	400
R.S.C.	1	1
σ_{da} (KPa)	64	52
$u = \sigma_{da} / 2 \sigma_{dr}$	0.32	0.46

rați și înregistrați grafic, în regim automat, următorii parametri:

- durata încercării (t),
- deformația axială a probei (H_d),
- efortul axial ciclic de solicitare ($\pm \sigma_{da}$),

- presiunea apei din pori (u_d),
- numărul de cicluri (N);

Încercarea se consideră încheiată, fie atunci când proba s-a lichefiat ($u_p = \sigma_r$), fie când deformația histeretică a atins valoarea de 5% din înălțimea inițială a probei.

c) Prelucrarea și interpretarea rezultatelor

În urma efectuării fiecărui test, au rezultat pe înregistratoare diagramele specifice, prezentate în Fig. 2.42, reprezentând:

- curba efort-deformație $\sigma_{da} = f(\epsilon_d)$,
- curba variației presiunii apei din pori probei în timpul aplicării sarcinii ciclice ($u_d = f(t)$).

Folosind diagramele prezentate în Fig. 2.38 au fost calculați modulii:

$$E_d = \frac{2\sigma_{da}}{a h} \tag{2.3}$$

$$G_d = \frac{E_d}{2(1+\nu)} \tag{2.3}$$

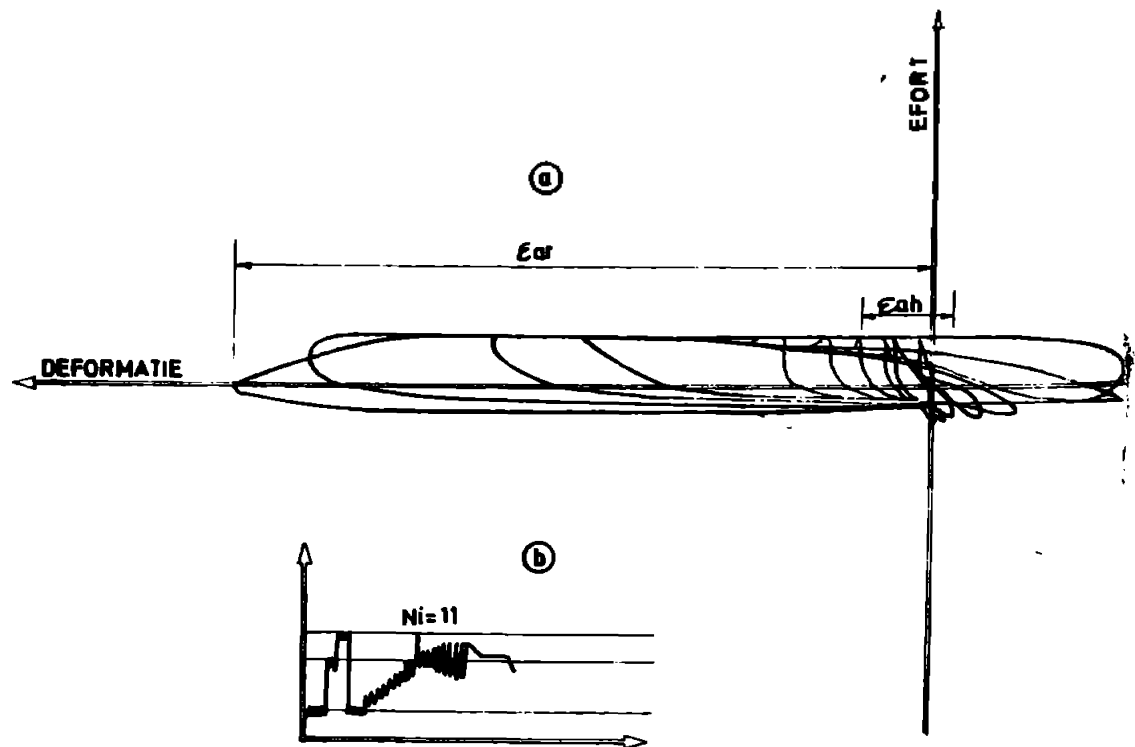


Fig. 2.42.- STAREA DE EFORT - DEFORMATIE SI PRESIUNEA APEI IN TIMPUL SOLICITĂRII CICLICE. -

în care:

- E_d = modul de elasticitate dinamic, corespunzător deformației s_a ,
- s_{ah} = deformația specifică elastică, corespunzătoare ciclului N (Fig. 2.42),
- G_d = modul de forfecare dinamic,
- ν = coeficient Poisson ($\nu=0,5$ pentru pământuri saturate).

Din diagrama 2.42 rezultă numărul de cicluri la care s-a produs lichefierea inițială a probei, aceasta corespunzând momentului în care presiunea apei din pori atinge valoarea presiunii laterale (σ_3) din celulă, ca urmare a micșorării porozității în urma aplicării sarcinii ciclice.

Cunoscînd numărul de cicluri necesari lichefierii inițiale pentru mai multe stări de eforturi, caracterizate prin valorile coeficientului eforturilor dinamice (K), s-a trasat curba de rezistență la lichefiere a pământului respectiv, avînd un grad de îndesare dat (D), conform Fig. 2.43.

Se constată că pentru valori ale coeficientului dinamic de ciclare mai mici de $K = 0,3$ materialul nisipos testat nu se mai lichefiază, indiferent de numărul de cicluri.

Valorificarea finală a rezultatelor încercărilor de solicitare ciclică, în aparatul triaxial, se face folosind reprezentarea grafică a relației:

Valori

$$\frac{G_d}{s_u} = f(\gamma) \quad (2.33)$$

în care:

s_u = rezistența la forfecare nedrenată a materialului, stabilită în condiții de solicitare triaxială, la aceeași sta-

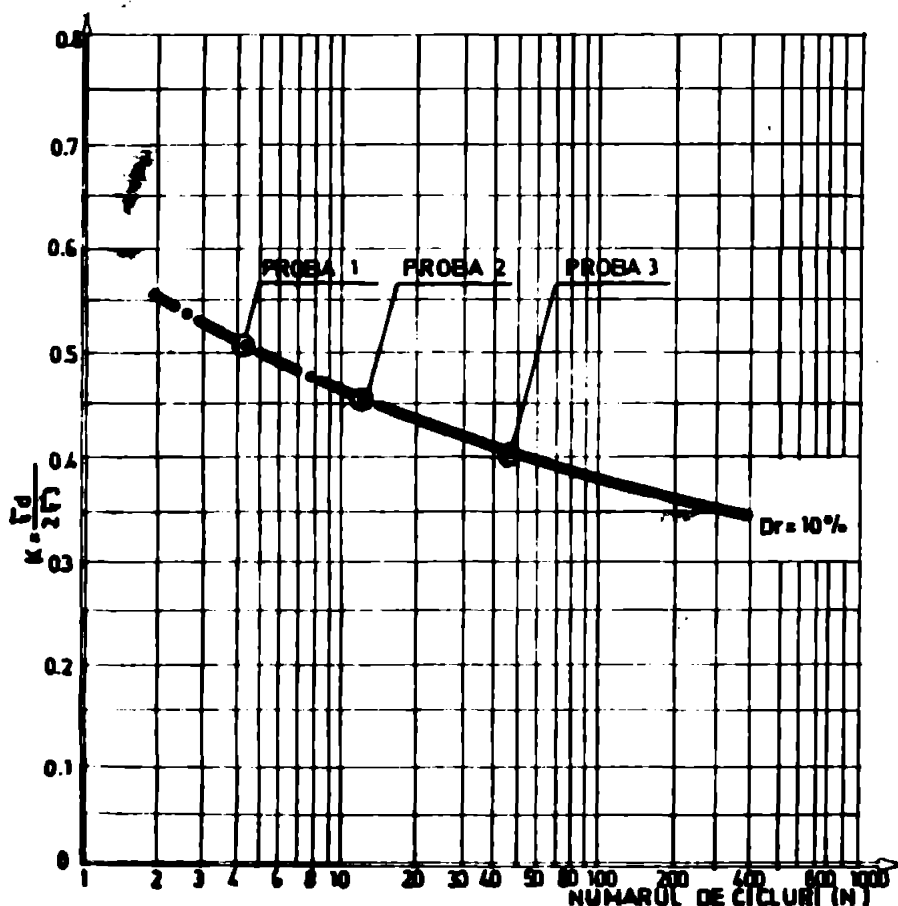


Fig. 2.43.- REZISTENȚA NISIPULUI LA SOLICITĂRI CICLICE.-

re de eforturi statice (σ_3'),

γ = deformația specifică la forfecare dinamică, calculată cu formula:

$$\gamma = 1,5 z_{ah} \text{ (cm/cm)}$$

(2.34)

In Fig. 2.44 se prezintă variația raportului G/s_u funcție de (γ) , pentru nisipul testat.

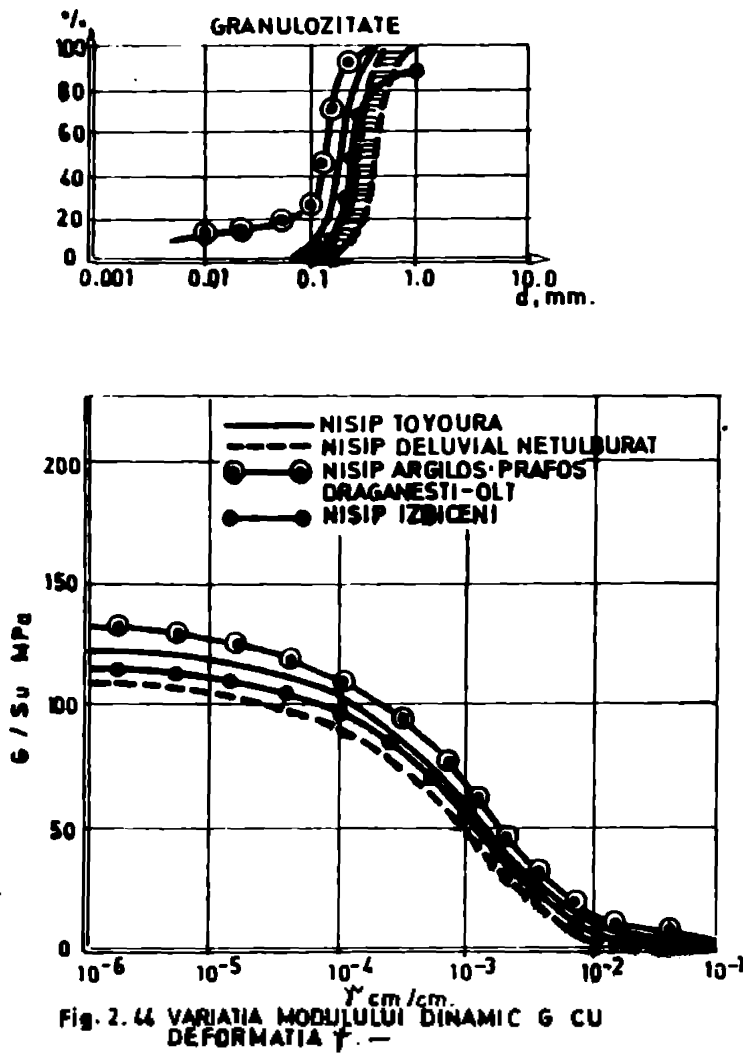


Fig. 2.44 VARIATIA MODULULUI DINAMIC G CU DEFORMATIA γ .

Valorile obținute în urma încercărilor sînt prezentate în diagrama 2.44, comparativ cu rezultatele obținute pe tipuri similare de materiale, de specialişti din alte țări. Totodată, așa cum se prezintă în Cap. 1 al lucrării, această diagramă, completată cu alte teste (geofizice) pentru definirea completă a curbei de variație în domeniul deformațiilor specifice mici, constituie date de intrare în programele de calcul automat. Acestea permit stabilirea stării de eforturi și deformații, în structuri și fundații, pentru o solicitare dată.

2.2. Studii cu privire la instalația triaxial pentru balast și anrocamente

In ultimii ani au fost proiectate și executate sau aflate în curs de execuție în țară, baraje din materiale locale de mare înălțime (Lotru - $H=120$ m, Cerna - $H=110$ m, Sebeș - $H=90$ m, Fîntînele - $H=90$ m, Rîul Mare - $H=175$ m), la care prisme de rezistență sînt din anrocamente iar zona etanșă din argilă sau balast. S-a constatat însă, că cele două tipuri de material de construcție - argila și anrocamentul - nu sînt cunoscute la același nivel, din punct de vedere geotehnic, și deci estimarea prin calcul a conlucrării dintre ele în structuri de asemenea proporții, cum sînt barajele, nu poate fi făcută din lipsa de cunoștințe geotehnice asupra comportării anrocamentelor după punerea în operă și în fazele de exploatare. Cunoașterea proprietăților geotehnice ale anrocamentelor nu a fost posibilă pînă la dezvoltarea unei

aparaturi de mari dimensiuni și a unor metodologii specifice de testare.

Din aceste considerente, au fost proiectate, executate și experimentate, instalații triaxial de mari dimensiuni, pentru determinarea caracteristicilor efort-deformație și totodată pentru studiul modificării structurii și dimensiunilor fragmentelor de rocă și influenței acestora asupra caracteristicilor geotehnice de permeabilitate și deformabilitate. Noua aparatură geotehnică de laborator constă din instalații triaxial și forfecare directă, care permit solicitarea probelor cu granulometrie cât mai apropiată de cea reală și la o stare de eforturi apropiată de cea din structură.

În acest context, autorul a proiectat, realizat și experimentat, în cadrul laboratoarelor ISPH, o instalație triaxial de mari dimensiuni, de concepție originală, înregistrată la OSIM cu nr. 90517.

Instalația triaxial pentru balast și fragmente de rocă (anrocamente), pentru probe cu $d = 250$ mm și $H = 500$ mm, aflată în prezent în dotarea laboratoarelor ISPH, este singura din țară de asemenea dimensiuni și se compune, în principal, din următoarele părți componente:

- . aparatul triaxial,
- . sisteme de creat și menținut forța,
- . sistemul de înregistrare automată a datelor.

Ansamblul instalației triaxial pentru balast și anrocamente este prezentat în Fig. 2.45.

În continuare sînt descrise părțile principale ale instalației:

2.2.1. Studiul proiectării și realizării aparatului triaxial

Aparatul triaxial se compune, în principal, din celula triaxial și stativul-cadru care preia o parte din forțele exercitate pe probă. O secțiune prin celula triaxial și stativul-cadru, se prezintă în Fig. 2.46, pe care se pot identifica principalele părți componente.

. Stativul-cadru este alcătuit din grinda inferioară (1), coloanele de rezistență (2) și grinda superioară (3), fixate între ele prin piulițele (4). Stativul-cadru reazemă pe un suport metalic (5), pe care este așezat întregul aparat triaxial.

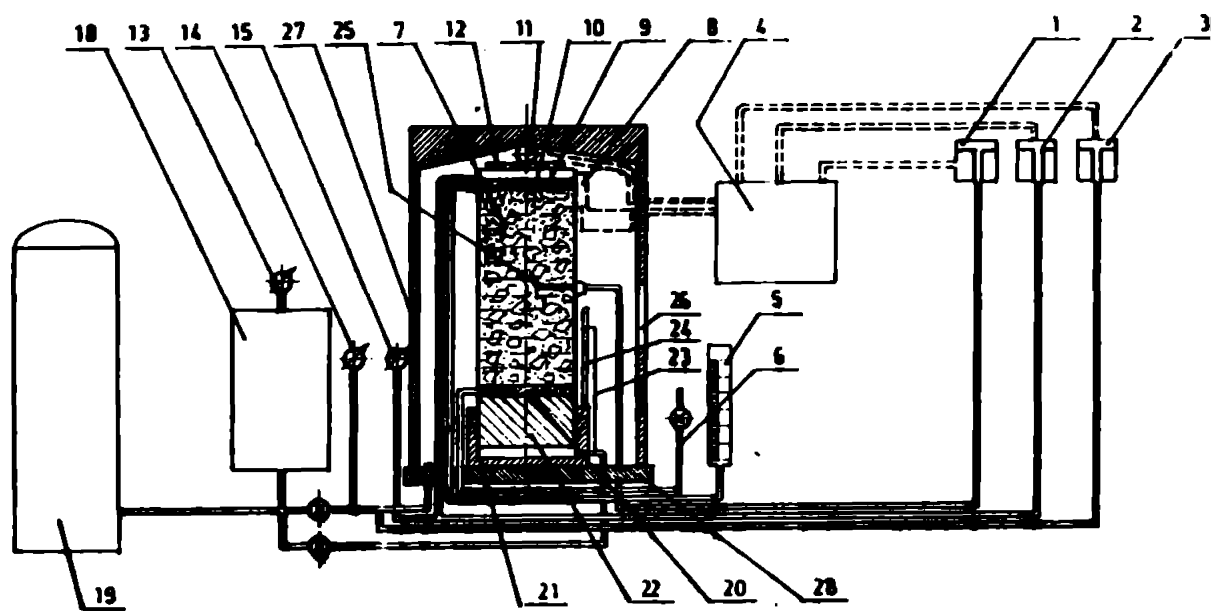
. Celula triaxial se compune din placa de bază (6), așezată pe placa suport (7) care permite rotirea celulei triaxial în timpul montajului, și chiar detașarea celulei în ansamblu. Pe placa de bază (6) se află instalată presa hidraulică (8) care transmite la probă forța axială. Presa hidraulică (8) este prevăzută cu două garnituri (9) pen-

tru etanșarea cilindrului presei și necontaminarea agentului de transmis forța la presă (ulei), cu agentul de transmis presiunea laterală în celulă (σ_r) care poate fi apă sau aer. Pistonul mobil al presei are o cursă activă de cca. 150 mm și este prevăzut cu o piatră poroasă (10). Piatra poroasă inferioară este prevăzută cu o conexiune spre exteriorul celulei pentru saturarea, drenarea sau măsurarea presiunii apei din porii probei (10). Proba ce urmează a fi testată (11), se realizează prin compactare, direct în celula triaxial, peste piatră poroasă a pistonului mobil al presei (8). Peste partea superioară a probei (11), se aplică un element rigid (12), prevăzut cu piatră poroasă superioară (13) și care, de asemenea, este prevăzută cu o conexiune la exteriorul celulei (14), folosită pentru saturarea, drenarea sau măsurarea presiunii apei din porii probei. Proba și cele două extremități care cuprind și plăcile poroase - superioară și inferioară - sînt îmbrăcate într-o membrană de cauciuc (15), care le izolează de agentul care transmite presiunea laterală din celulă (σ_r). Tot la partea superioară a probei se montează un traductor hidraulic (16), proiectat pentru măsurarea forței axiale pe probă, în timpul testului. Legătura dintre probă și clopotul celulei triaxial (executat din metal) (17) se realizează cu ajutorul bilei de centrare (18) și elementului rigid (19). Clopotul celulei triaxial (17) este fixat rigid de placa de bază (6), cu ajutorul a 12 șuruburi articulate, în timp ce garnitura circulară (19) asigură etanșarea spațiului interior al celulei triaxial. Racordurile aparatului triaxial la sistemele de presiune laterală (σ_r) se fac cu ajutorul conductei (20) iar pentru efortul axial (σ_a), cu conducta (21).

Clopotul celulei triaxial este prevăzut, de asemenea, cu trei ferestre etanșe, din plexiglas (22), pentru supravegherea probei în timpul testului. Deformațiile probei datorate stării de eforturi sînt măsurate vizual prin ferestrele (22) sau cu ajutorul traductorilor de deplasare (23). Contactul dintre traductorul de presiune (16) și elementul rigid (19) este semnalizat de un contact electric care asigură și iluminarea interioară a celulei în timpul testului.

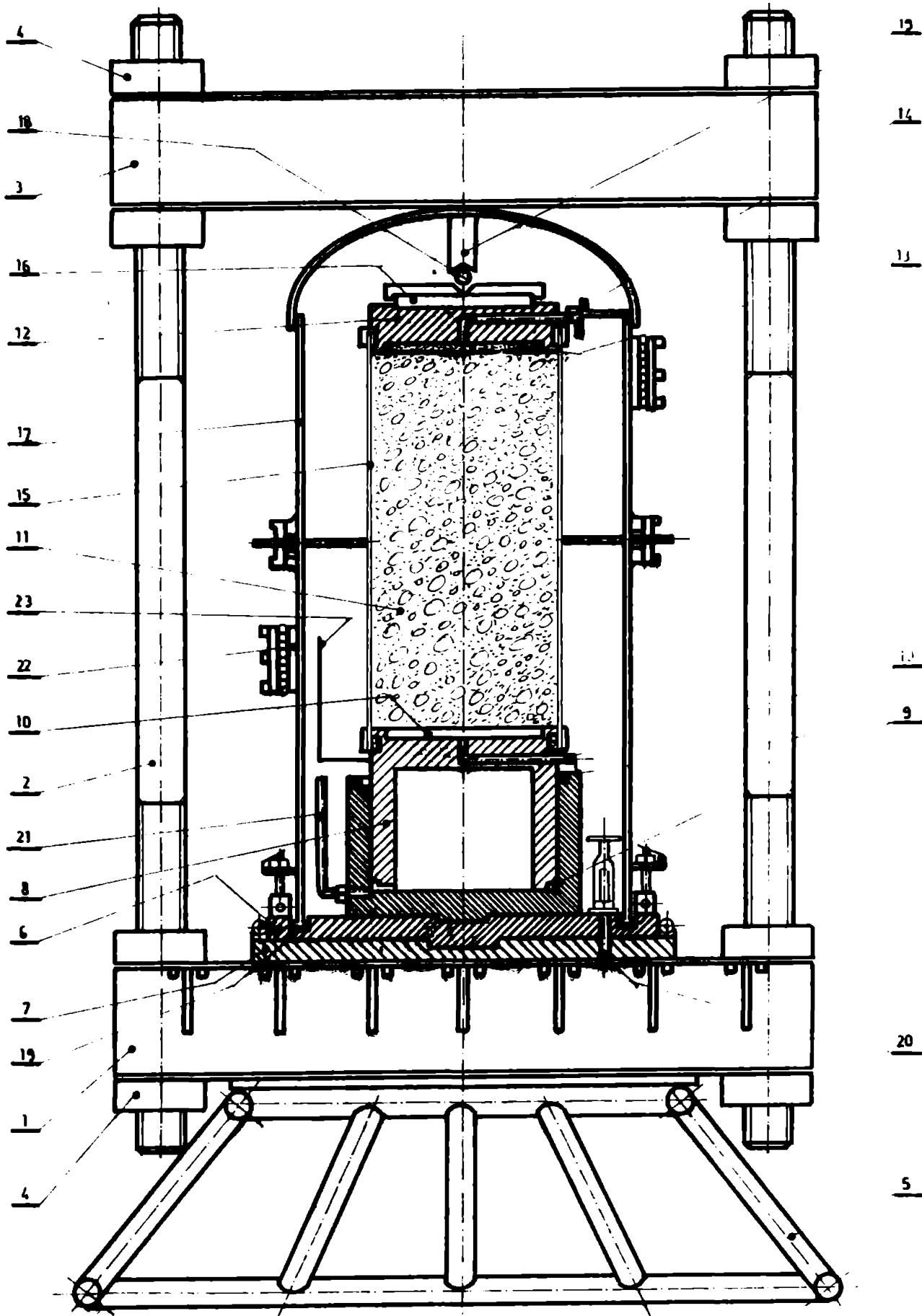
2.2.2. Studii cu privire la sistemele de creat și menținut forța

Asigurarea eforturilor de solicitare a probelor a impus proiectarea unor sisteme de creat forța, necesare efectuării încercărilor triaxiale pe probe de balast și anrocament compactat. Instalația triaxial



- | | |
|-------------------------------------------|------------------------------------|
| 1, 2, 19. TRADUCTORI PENTRU PRESIUNE. | 18. POMPA ELECTRICA |
| 8. TRADUCTOR PENTRU DEPLASARI. | 19. SURSA DE AER |
| 4. INREGISTRATOR AUTOMAT CU 12 CANALE. | 21. PRESA |
| 6. VAS GRADAT PENTRU MASURAREA | 22. PISTONUL PRESEI |
| VARIATIEI VOLUMULUI PROBEI. | 23. INDICATOR DE DEFORMATIE VIZUAL |
| 6. DREPTUL INFERIOR | 24. RIGLA GRADATA |
| 7. PROBA CU ϕ 250 mm SI 500 mm. | 26. VIZOR |
| 10, 20, 25. CAPTORI PENTRU PRESIUNEA APEI | 27. CELULA TRIAXIAL |
| DIN PORI. | 28. STATIV |
| 11. BILA DE CENTRARE | |
| 12. PLACA METALICA | |
| 13, 14, 15. MANOMETRE | — CONDUCTIA DE AER SAU APA |
| 16, 17. ROBINETE DE TRECERE | - - - - - CABLU |

Fig. 2.45.— SCHEMA DE PRINCIPIU A INSTALATIEI TRIAXIAL PENTRU BALAST SI ANROCAMENT CU ELEMENTELE DE AUTOMATIZARE.—



- 1. GRINDA INFERIOARA
- 2. COLANA REZISTENTA
- 3. GRINDA SUPERIOARA
- 4. PIULITA
- 5. SUPORT METALIC
- 6. PLACA DE BAZA
- 7. PLACA SUPORT
- 8. PRESA HIDRAULICA
- 9. GARNITURI
- 10. PIATRA POROASA INFERIOARA
- 11. PROBA DE BALAST SAU ANROCAMENT COMPACTAT

- 13. PIATRA POROASA INFERIOARA
- 14. CONEXIUNE EXTERIOARA
- 15. MEMBRANA DE CAUCIUC
- 16. TRADUCTOR DE PRESIUNE HIDRAULIC
- 17. CLOPOTUL CELULEI TRIAXIAL
- 18. BILA DE OTEL
- 19. ELEMENT DE LEGATURA
- 20. CONDUCTA PENTRU PRESIUNEA DIN CELULA
- 21. CONDUCTA PENTRU PRESIUNEA AXIALA IN PROBA

Fig. 2.46.- CELULA TRIAXIAL PENTRU BALAST SI ANROCAMENT. - SCHEMA DE PRINCIPIU. -

proiectată de autor în cadrul laboratoarelor ISPH, dispune de două sisteme de creat forța:

- sistemul cu aer comprimat (SAC), similar cu cel descris în Cap. 2.1.2.1. pentru crearea și asigurarea presiunii laterale în celula triaxial (σ_r). La încercările triaxial pentru balast și anrocamente, sistemul a fost prevăzut suplimentar cu un manometru de contact pentru menținerea presiunii constante tip și rezervoare compensatoare de volum de mare capacitate;

- sistemul cu pompă de ulei de înaltă presiune (SUP), care asigură forța necesară acționării preseii hidraulice (8), Fig. 2.46 și decupării probei în condițiile de solicitare date. Pompa de ulei de înaltă presiune, cu acționare electrică, tip IMEC - București, poate asigura o presiune de 600 atm., la un debit de cca. 1,0 l/min, suficient pentru asigurarea funcționării preseii hidraulice necesare ruperii probei. Manevrarea părților componente se face cu ajutorul unui troliu cu capacitate de 250 kgf.

2.2.3. Studii cu privire la sistemul de înregistrare automată a datelor geotehnice în timpul încercării, asemănător cu sistemul SID, se compune din:

- traductori de deplasare inductivi, capabili să măsoare linear în domeniul 0 - 300 mm, fabricați la IAUC - București (1 buc) și folosiți la măsurarea deformației axiale a probei în timpul testului;
- traductori pentru măsurat presiuni în domeniul 0 - 60 atm., tip ELT 370 A2, fabricați la FEA - București (4buc), folosiți la măsurarea efortului axial (σ_a) care conduce la ruperea probei;
- traductori pentru măsurat presiuni în domeniul 0 - 10 atm., tip ELT 370 A2, fabricați la FEA - București, pentru măsurat presiunea laterală în celula triaxial (σ_r);
- înregistrator cu 12 canale tip ELR 362 A12, fabricat la FEA - București (1 buc.).

2.2.4. Caracteristici tehnice

Caracteristicile tehnice ale instalației triaxial pentru balast și anrocamente sînt:

- diametrul probei = 250 mm,
- înălțimea probei = 500 mm,
- granula maximă admisă = 50 mm (față de 3 mm triaxial standard),
- efortul lateral maxim pe probă = $\sigma_r = 10 \text{ daN/cm}^2$,

. efortul axial maxim = $\sigma_a = 50 \text{ daN/cm}^2$.

Aparatul triaxial pentru probe de balast și rocă se deosebește, prin concepție și dimensiuni, de aparatele triaxial standard; este singurul exemplar din țară și a permis efectuarea de teste speciale pentru stabilirea parametrilor geotehnici necesari în calculul și dimensionarea barajelor din materiale locale.

Aparatul triaxial, proiectat de autor, a fost realizat de Trustul de Construcții Hidrotehnice București și experimentat și omologat în cadrul laboratorului geotehnic ISPH - București, după proiectul autorului.

2.2.5. Rezultate obținute în timpul experimentărilor folosind instalația triaxial pentru balast și anrocamente

Folosirea instalației triaxial pentru balast și rocă, a necesitat stabilirea unor metodologii noi de pregătire și testare a probelor, și totodată, aplicarea unor procedee moderne de prelucrare și interpretare a datelor obținute din încercări în vederea folosirii informațiilor obținute ca date de intrare în programele automate de calcul pentru verificarea și dimensionarea barajelor.

Pentru exemplificarea posibilităților de care dispune instalația triaxial, se prezintă procesul tehnologic aplicat curent în prezent în laborator și rezultatele obținute pentru caracterizarea unei probe de anrocament folosit la un baraj din materiale locale, aflat în faza de execuție în prezent în țară.

2.2.5.1. Pregătirea probelor

- Modelul granulometric

Prismele de rezistență ale barajelor din anrocamente se realizează prin compactare în straturi, din material rezultat din explozii dirijate în cariere iar distribuția granulometrică a materialului pus în operă conține fragmente de rocă (calcar, granit, șisturi, etc.) în limitele 1 mm + 1500 mm.

Probe pentru încercări triaxiale care să conțină o asemenea gamă de dimensiuni de fragmente de piatră, nu este posibil să fie pregătite, motiv pentru care s-a recurs la modele granulometrice. Testele efectuate de specialiști /29/, /30/, /24/, /17/, /232/, /161/, /214/, au demonstrat că folosirea pentru testare a unor modele reduse de curbe granulometrice, la care granula maximă să fie de $d = 50 \text{ mm}$, conduc la rezultate apropiate de cele obținute pe roci și condiții similare de testare dar la care fragmentele maxime au fost $d = 200 \text{ mm}$.

Testele au demonstrat, de asemenea, că odată cu creșterea diametrului maxim al fragmentelor peste $d = 50$ mm, unghiul de frecare internă efectiv, φ' , scade cu $1^\circ + 3^\circ$, /30/, /124/, /183/, /184/, /192/, /48/, /220/. Modelul granulometric se realizează prin concasarea și sortarea fragmentelor de piatră pe fracțiuni, astfel încât să se obțină curba granulometrică din Fig. 2.47.

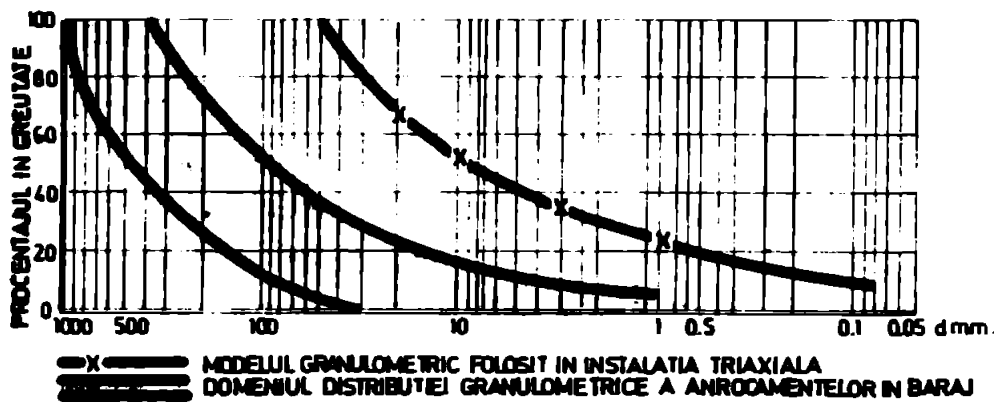


Fig. 2.47

Modelul granulometric are o importanță deosebită, atât asupra posibilității de compactare și obținerii unei anumite porozități a materialului, cât și asupra altor coeficienți geotehnici. Astfel, din

literatura de specialitate /124/, /222/, /232/, rezultă că efectele datorate spargerii particulelor au influență asupra:

- creșterii cantității de apă reținută,
- creșterii gradului de uniformitate,
- creșterii unghiularității,
- reducerii rezistenței particulelor,
- creșterii presiunii laterale efective (σ_3'),
- creșterii rezistenței la forfecare sub o presiune laterală (σ_3') dată,
- creșterii numărului de fragmente.

- Executarea și asamblarea probei

În descrierea metodologiei de testare aplicată în laborator, va fi folosită numerotarea pieselor din Fig. 2.46.

Executarea probei de anrocamente constituie o problemă particulară deoarece materialul este necoeziv, colțuros și nu își păstrează forma cilindrică după compactare. Din aceste motive unii cercetători /30/, /124/, au folosit, pentru realizarea probei, o formă cilindrică din metal care se deschide pe generatoare și este egală cu diametrul și înălțimea probei. În interiorul acesteia, în contact cu proba, a utilizat o membrană dublă din cauciuc, spațiul dintre membrane fiind umplut cu nisip monogranular, membrane de cauciuc gresate și protejate cu folii de polistiren, sau membrane groase de cauciuc de 4 - 6 mm,

etc. După experimentarea mai multor procedee în laboratorul ISPH, autorul a utilizat pentru protecția probei o folie de cauciuc de 0,8 mm grosime, în interiorul căreia se află un cilindru din hîrtie de sac.

Proba se execută direct pe pistonul mobil al presei hidraulice (8), deasupra pietrei poroase (10). Pentru executarea probei se pregătește un cilindru din hîrtie de sac, egal cu diametrul și înălțimea probei în exteriorul căreia se montează și fixează, prin coliere, de pistonul mobil al probei, membrana de cauciuc (15) cu rolul de protejare a probei de acțiunea agentului de transmitere a presiunii laterale din celula triaxială (σ_r).

Materialul uscat cu granulometria prezentată în Fig. 2.47, s-a introdus în interiorul cilindrului de hîrtie, în straturi egale cu $\frac{1}{3}$ H probă și s-a compactat cu maiul de lemn fiecare strat, astfel încît să se obțină densitatea uscată dorită.

Deasupra probei (11) astfel pregătită se montează elementul rigid (12), prevăzut cu piatra poroasă (13) și racordul la exteriorul celulei (14). Se fixează apoi membrana de cauciuc de elementul (12) cu un colier, asigurînd izolarea probei de agentul care transmite presiunea pe probă și se montează traductorul pentru măsurat presiunea axială pe probă (16). Se măsoară dimensiunile inițiale ale probei, h și d.

2.2.5.2. Asamblarea părților componente ale aparatului triaxial

Proba pregătită conform pct. 2.2.5.1., s-a închis în celula triaxial respectînd următoarea ordine de succesiune a operațiilor:

- Se aduce deasupra probei clopotul celulei triaxial (17) și se așază pe placa de bază, deasupra garniturii (19), într-o poziție dinaintea stabilită;

- Suruburile mobile (24) se introduc în dispozitivele de prindere sudate pe clopotul celulei triaxial și prin strîngerea piulițelor se fixează ferm clopotul celulei triaxial de placa de bază, asigurînd etanșarea spațiului din interiorul celulei triaxial;

- Se montează grinda superioară (5) deasupra clopotului celulei triaxial (17) și se fixează pe coloanele de rezistență (2) cu ajutorul piulițelor (4), astfel încît să apese pe partea superioară a celulei triaxial și să nu permită deplasarea acesteia, preluînd o parte din forțele cu care este solicitată proba în timpul procesului de încercare;

- Se conectează dispozitivul de creat presiunea laterală în ce-

lula triaxial (SAC), Fig. 2.6 prin cuplarea la conductă (20);

. Se conectează sistemul de creat presiunea de ulei (SUP), Fig. 2.45 la conducta (21);

. Se conectează traductorul de presiune hidraulic (16) și de deformații (23) la sistemul SID, Fig. 2.45;

. Se fac notațiile de zero.

2.2.5.3. Efectuarea încercării

Instalația triaxial de mari dimensiuni pentru balast și rocă, a fost proiectată pentru realizarea încercărilor de rupere prin compresiune triaxială, folosind metoda încărcărilor impuse (Cap. 2.1.5.2.), cu diferite drumuri de eforturi.

Încercările se pot efectua în condiții de drenare a probei foarte variate, frecvent fiind efectuate încercări tip nedrenat-neconsolidat (UU) și consolidat-drenat (CD). Încercarea descrisă în acest capitol, s-a efectuat în condiții consolidat-drenat (CD), folosind metodologia descrisă în cele ce urmează:

- Saturarea probei

Saturarea probei în aparatul triaxial, proiectat de autor se execută, atât din motive tehnologice, cât și pentru testarea probei după ce a fost umezită sau sub apă, modelând condițiile reale din prismele aval sau amonte ale barajelor de anrocamente.

Tehnologic, proba de anrocament este saturată cu apă pentru umezirea cilindrului de hîrtie de sac, folosit în faza de pregătire a probei. Hîrtia de sac umezită își pierde rezistența și proba se menține la forma cilindrică inițială numai datorită efortului lateral (σ_r). Totodată, hîrtia plastifiată acoperă elementele ascuțite ale fragmentelor de rocă și împiedică perforarea membranei de cauciuc.

Saturarea probei s-a făcut respectînd următoarele etape:

. Se introduce simultan presiune laterală în celulă (σ_r) deschizînd robinetul fixat pe conducta (20) care leagă celula triaxial de sistemul SAC (agentul de transmis presiunea fiind aerul) și robinetul montat pe conducta (10) care leagă interiorul probei de al doilea rezervor al sistemului SAC, umplut jumătate cu apă și jumătate cu aer. Raportul între presiunea apei introdusă în probă (u_{cp}) și presiunea aerului transmis în celulă (σ_r) nu va depăși $0,7 \leq \frac{u_{cp}}{\sigma_r}$.

Pentru proba testată valorile au fost prezentate în Tabelul 2.14.

Pentru anrocamente, care au coeficient mare de permeabili-

tate, timpul necesar apei să străbată proba este de $15' \pm 1,5$ ore în funcție de curba granulometrică.

TABEL 2.14. - SATURAREA PROBELOR. -

PROBA NR.	\bar{v}_3 (KPa)	C_p (KPa)	$e = \frac{\Delta u}{\Delta v_3}$
1	50	35	0.85
	100	70	1.00
2	50	35	0.70
	150	105	0.90
	200	140	1.00
3	50	35	0.70
	150	105	0.85
	250	175	0.90
	300	210	1.00
4	50	35	0.73
	150	105	0.95
	250	175	0.97
	350	245	0.98
	400	280	1.00

După ce apa a trecut prin probă și a ajuns prin conducta (14) în exteriorul celulei, se determină coeficientul de permeabilitate, sub starea de eforturi dată la un gradient (i) de 10, 20, 40, folosind formula:

$$K = \frac{Q \cdot l}{H \cdot A \cdot T} \quad (\text{cm/sec}) \quad (2.15)$$

în care:

K = coeficient de permeabilitate (cm/sec),

Q = cantitatea de apă trecu-

cută prin probă (cm³),

l = lungimea probei,

H = echivalentul înălțimii coloanei de apă (cm),

A = secțiunea probei (cm²),

t = timpul (sec);

. Pentru efectuarea încercării probei în condiții drenate se închis robinetul care leagă conducta (20) de sistemul SAC, în timp ce robinetul de la conducta (14) rămâne deschis, iar conducta este conectată la un cilindru gradat, pentru măsurarea volumului apei din probă în timpul testului;

. Procesul de consolidare este urmărit prin măsurarea volumului apei la dispozitivul (5), Fig. 2.45; când nu au mai existat variații de volum ale probei sub presiunea laterală (σ_r) constantă, se consideră că procesul de consolidare a fost încheiat și poate fi aplicată starea de eforturi care să conducă la ruperea probei.

- Aplicarea stării de eforturi care duce la ruperea probei

În mod obișnuit încercările de rupere prin compresiune triaxială pe probe de balast și argocamente se execută în condiții de presiune laterală constantă în tot timpul testului, în timp ce efortul deviator $\sigma_1' - \sigma_3'$ se aplică în trepte. Acest procedeu s-a aplicat și în cazul acestei probe, în următoarele etape:

. Se ridică presiunea laterală (σ_3') la valoarea dorită, prin

acționarea robinetului care leagă conducta (20) de sistemul de presiune cu aer comprimat SAC; în cazul de față, pentru o probă a fost

$$\sigma_r = 3,0 \text{ kg/cm}^2;$$

. Se aduce dispozitivul de variație volumică, montat pe conducta (14), la zero;

. Se fac notațiile de zero la traductoarele de deformații(23), presiune pe capul probei (16) și presiune laterală (20);

. Se aplică încărcarea axială (σ_a) - prima treaptă - prin deschiderea robinetului (21) care face legătura cu sistemul SUP.

Treptele de încărcare succesivă s-au ales astfel încît fiecare treaptă să reprezinte aproximativ $1/10$ din rezistența maximă probabilă, la rupere, a probei.

Fiecare treaptă de încărcare este ținută constantă, pînă cînd deformația axială nu mai crește, timp în care sînt măsurați și ceilalți parametri, direct sau prin traductorii menționați.

Pentru definirea parametrilor rezistenței la forfecare în condiții de sollicitare triaxială sînt necesare minimum trei probe care se pregătesc cu aceeași curbă granulometrică, respectînd riguros metodologia prezentată la paragraful 2.2.5; deosebirea între probe constă numai în valoarea presiunii laterale aplicate pe probă. Aceasta variază, în mod obișnuit, în limitele $\sigma_r = 1 - 6 \text{ kg/cm}^2$ dacă se folosește ca agent de presiune aerul și $\sigma_p = 10 \text{ kg/cm}^2$, dacă se folosește ca agent apa.

2.2.5.4. Rezultate obținute

Caracteristicile geotehnice și geometrice a trei probe de anrocament compactat, încercate în instalația triaxial sînt analizate în continuare.

a. Modificări granulometrice

Unul din cele mai evidente fenomene observate în masa de anrocamente, cînd sînt supuse la un efort - este spargerea lor. Particulele sparte schimbă distribuția granulometrică și afectează caracteristicile de deformație ale materialului, putînd, de asemenea, influența rezistența la forfecare.

În Fig. 2.48 se prezintă distribuția granulometrică inițială și finală, rezultată în urma ruperii probelor prin compresiune triaxială (curba 1) în care diametrul maxim al particulei a fost $d = 50 \text{ mm}$, prin comparație cu alte tipuri de încercări în care au fost testate materiale cu granulometrii diferite.

Rezultatele obținute în instalația triaxial concepută de autor, confirmă rezultatele obținute și de alți cercetători /30/, /124/.

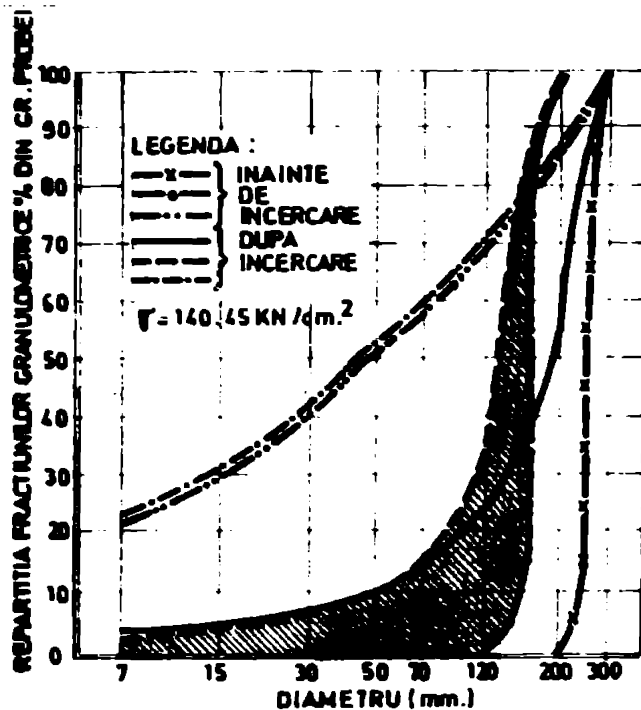


Fig. 2.48. - MODIFICAREA GRANULOMETRICĂ A ANROCAMENTELOR DUPA INCERCAREA TRIAXIALĂ.

Studiile speciale efectuate de autor în paralel cu aparatul de forfecare de mari dimensiuni ($l = 2100 \times 2100 \times 1100 \text{ mm}$) au permis explicarea unor tasări neobișnuit de mari la un baraj de anrocamente, concluzia fiind că granulometria, alături de natura mineralogică a anrocamentului, constituie unul din factorii determinanți în ce privește mărimea tasărilor.

Dat fiind importanța modificărilor granulometrice s-a propus un coeficient B_g , care să definească procentul din partea solidă care a fost afectat de spargere /124/.

b. Parametrii rezistenței la forfecare - ϕ și c

Rezultatele obținute în urma încercărilor sînt prezentate în graficele din Fig. 2.49 și în Tabelul 2.15. Valorificarea rezultatelor în limitele folosirii lor pentru stabilirea unghiului de frecare internă (ϕ) și coeziunii (c) se realizează în graficul $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\sigma_3, V)$, prezentat în Fig. 2.49. Acest grafic a fost obținut în regim automat, pentru fiecare probă, prin sistemul SID, însă poate fi obținut și prin prelucrarea manuală a datelor înregistrate la aparatele de măsură și control. În Fig. 2.49 sînt prezentate, comparativ, datele obținute de la trei probe din același material, rupte prin compresiune triaxială la valori de presiune laterală $\sigma_p = 1, 2, 3 \text{ kg/cm}^2$.

TABEL 2.15. - PARAMETRI RUPERII PROBELOR. -

PROBA NR.	σ_3 KPa	$\sigma_1 - \sigma_3$ KPa	ΔV cm ³	ΔH cm	Hprobă cm	OBSERVAȚII
1	100	1300	1050	10	50	VALORI DE RUFERE
2	200	1550	910	10	50	
3	300	1850	960	10	50	
4	400	2200	1440	10	50	

Folosind aceste grafice, completate cu variația volumică a probei în timpul ruperii (Fig. 2.49), s-au selectat valorile caracteristice pentru construcția cercurilor Mohr pe diagrama $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f(\sigma_3)$, așa cum rezultă din Fig. 2.50. Aceste mărimi (ϕ și c) sînt, în general, suficiente pentru rezolvarea unor probleme legate de stabili-

tea taluzelor digurilor și barajelor din anrocamente și sînt larg folosite în prezent pentru calcule, fiind necesară afectarea lor cu coeficienți de siguranță conform normativelor în vigoare.

Numeroase încercări efectuate de specialiștii din străinătate /30/, /124/, /232/ și de autor, cu instalația triaxial și aparatul de forfecare de mari dimensiuni, conduc, însă, la concluzia că unghiul de frecare ϕ pentru materiale necoezive (anrocament sau balast compactat) variază cu condițiile de efort.

Considerînd că materialele granulare de tipul balastului și anrocamentului nu prezintă coeziune, datele din încercarea triaxial pe mai multe probe, prezentate sub forma cercurilor Mohr, în Fig. 2.50, extrase în Tabelul 2.16, permit întocmirea diagramei din Fig. 2.51, în care este reprezentată grafic relația $\phi_0' = f(\sigma_3')$, folosind valori obținute din încercările efectuate de autor și de alți cercetători.

Infășurătoarea cercurilor Mohr pentru toate încercările de compresiune triaxială reprezintă o curbă ce trece aparent prin origine. Unghiul frecării mobilizate ϕ_0 , are valori cuprinse în domeniul $\phi_0 = 55^\circ - 36^\circ$, valorile maxime corespunzînd eforturilor laterale efective minime ($\sigma_3'_{min}$), în timp ce valorile minime co-

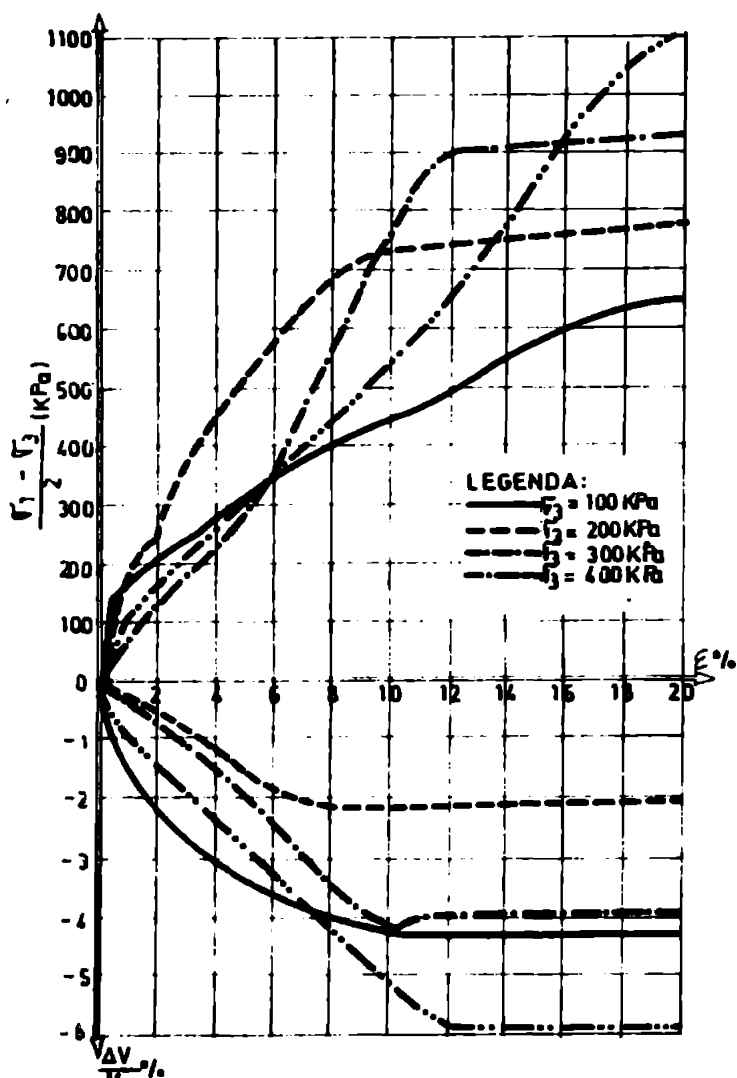


Fig. 2.49 - DIAGrame CARACTERISTICE OBTINUTE CU INSTALATIJA TRIAXIAL PENTRU ANROCAMENTE. -

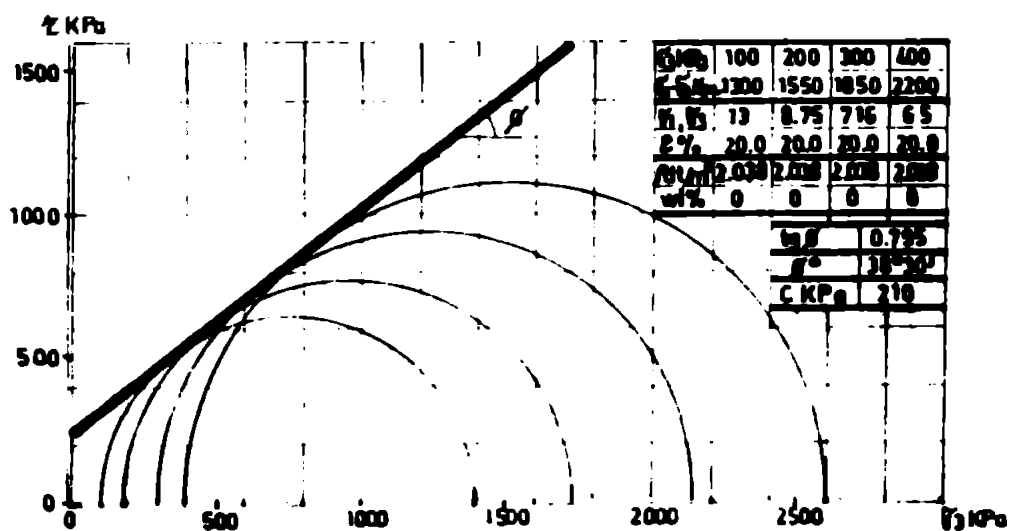


Fig. 2.50 CERCIURI MOHR PENTRU ANROCAMENTE

respund eforturilor laterale maxime din celulă (σ_3' max).

Studiul unui mare număr de încercări făcute pe anrocamente și ba-

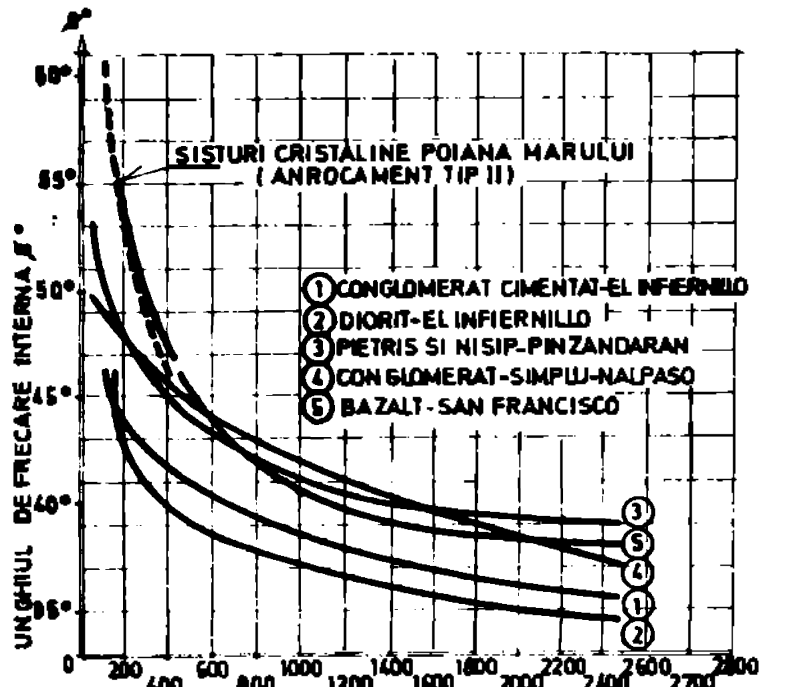


Fig. 2.51 - VARIATIA UNGHIIULUI DE FRECARE INTERNĂ ϕ CU EFORTUL DE SOLICITARE OBTINUT ÎN ÎNCERCĂRIA TRIAXIALĂ -

last cu instalația triaxial de mari dimensiuni, concepută de autor pe diferite tipuri de rocă, pentru barajele efectuate în țară, confirmă legea de variație neliniară a rezistenței la forfecare cu starea de eforturi pentru toate tipurile de rocă studiate. În Tabelul nr. 2.17 și Fig. 2.52., sînt prezentate principalele caracteristici geotehnice ale rocilor testate și mărimile care caracterizează variația unghiului ϕ cu efortul (σ_3').

Din analiza datelor experi-

mentale, rezultă că pentru verificarea și dimensionarea stabilității barajelor din anrocamente, folosirea valorilor unghiului frecării in-

terne(ϕ), conform teoriei lui Coulomb ca o mărime constantă, indiferent de starea de eforturi, poate conduce la unele rezultate neconforme cu realitatea. Astfel, pentru baraje din anrocamente, în-

nalte, de formă aproximativ triunghiulară, rezultă o distribuție a eforturilor, în structură, aproximativ triunghiulară, deci efortul nu este constant în structură și nici unghiul de frecare internă nu poate fi considerat constant. Constatări similare au fost făcute și de specialiști din alte țări /30/, /124/, /164/, motiv pentru care s-au propus diferite formule de modelare a variației unghiului ϕ_0 cu efortul (σ_3'), pentru a putea fi folosit în calcule.

Cauzele care provoacă scăderea rezistenței la forfecare cu creșterea efortului σ_3' nu sînt suficient de bine cunoscute /42/, însă se apreciază că dilatanța și spargerea particulelor în zonele de contact, în timpul procesului de forfecare sînt principalele cauze. Întrucît nu este posibilă în prezent realizarea de triaxiale capabile să testeze

TABEL 2.16.-VALORI OBTINUTE DIN ÎNCERCĂRI.-

PROBA NR	σ_3 (KPa)	ϕ°
1	100	60° 30'
2	200	52°
3	300	49° 30'
4	400	47° 15'

probe alcătuite din granule avînd diametrul maxim mai mare de 100 mm și la presiuni laterale superioare a 10 kg/cm² iar cele existente în

SUA, URSS, sînt unicate în țările respective, s-a căutat să se găsească o expresie analitică a variației unghiului de frecare ϕ_0 cu presiunea normală sau efortul lateral din celula triaxial (σ_3) care să permită estimarea curbei de variație în domeniul presiunilor foarte mari, date de marile baraje.

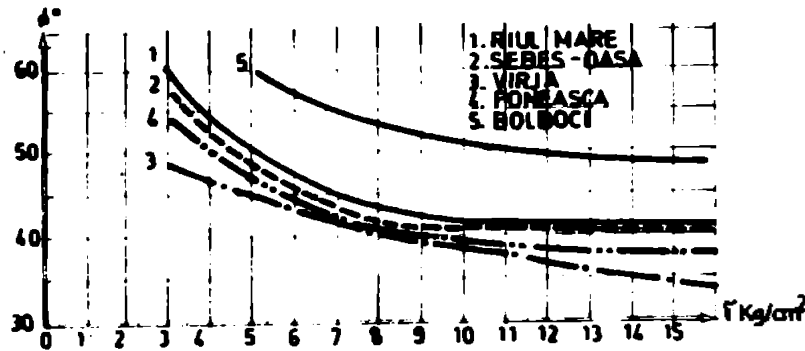


Fig. 2.52-VARIAȚIA UNGHIIULUI DE FRECARĂ INTERNA CU EFORTUL σ_3 .

S-au propus numeroase for-

mule, dintre care prezentăm cîteva în Tabelul 2.18.

Cercetările efectuate de autor folosind instalația triaxial de

TABEL 2.17. INCERCARI LA SCARA MARE EFECTUATE CU INSTALATIA TRIAXIAL

NR. CRT.	RIUL MARE			SEBEȘ-OAȘA			VÎJA			POIANA MARULUI			PONEASA			CERNA			BOLBOCI			SURDUC-CIREȘU			FONTELE		
	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°	σ_3	τ	ϕ°
1	0.10	5.20	59°10'	3.10	4.50	56°	0.25	1.50	48°10'	2.55	4.70	57°50'	3.10	4.30	54°10'				3.10	4.50	55°30'	1.80	1.83	45°	1	1.50	54°30'
2	5.20	6.70	47°10'	4.68	4.50	44°	5.65	5.45	44°	5.55	8.50	56°40'	6.20	6.20	49°				6.20	8.90	57°	1.83	2.44	53°10'	2	2.95	51°
3	8.30	8.40	42°10'	6.70	8.40	54°	10.00	8.50	40°20'	8.85	10.20	49°	9.30	9.00	44°				9.30	12.0	52°10'	3.65	3.05	39°50'	3	3.85	52°20'
4	9.30	10.40	48°10'	7.23	6.50	43°40'	12.51	9.70	37°50'	14.75	11.50	38°	12.40	9.60	37°50'				12.40	11.30	42°20'	3.66	4.77	49°20'	4	4.77	48°
5	12.40	9.00	36°	8.45	8.70	45°50'	16.00	10.50	33°30'				15.45	11.90	37°40'				12.40	12.30	44°50'	6.10	5.71	47°40'	5	6.13	50°50'
6	12.40	12.00	44°	9.75	8.30	40°30'													15.45	12.20	48°10'	5.15	7.32	38°40'			
7	15.45	10.40	41°	11.20	8.30	36°10'															12.20	8.84	39°				
8				13.50	12.20	41°40'																15.85	13.42	40°10'			
9				15.45	11.20	40°40'																					

mari dimensiuni și aparatul de forfecare mare pentru anrocamente și balast, au condus la exprimarea variației $\phi_0 = f(\sigma_3)$, sub forma expresiei empirice:

$$\operatorname{tg} \phi_1 = \frac{1}{R \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^r} \quad (2.36)$$

în care:

R, r = parametri empirici deduși din încercări de rupere prin compresiune triaxială sau forfecare directă,

ϕ_1 = valoarea inițială a unghiului de frecare,

σ_3 = efortul lateral în celula triaxial sau efortul normal în aparatul de forfecare directă.

In Fig. 2.53 sînt prezentate cîteva curbe experimentale și cele obținute aplicînd expresia analitică (2.36), propusă de autor.

ESTIMATIA VALORII LUI γ CU ζ TABEL 2.18

TIP DE ROCA	REFERINTE
FORMULA	
EL INFERNILU (DIORIT)	MARSHAL
$\zeta = 1.10 \zeta^{0.870}$	1967, 1971, 1973
EL INFERNILU (NISIP-PIETRIS)	MARSHAL
$\zeta = 1.26 \zeta^{0.826}$	1971, 1973
PIZANDARAN (NISIP-PIETRIS)	MARSHAL SI ALII
$\zeta = 1.27 \zeta^{0.876}$	1967
SAN FRANCISCO (BAZALT)	MARSHAL
$\zeta = 1.54 \zeta^{0.821}$	1971
NETZANUL COYOTIL (CONGLOMERATE)	GAMSO SI BENASINI
$\zeta = 1.79 \zeta^{0.881}$	1967
NALPASO (CONGLOMERATE)	MARSHAL
$\zeta = 1.59 \zeta^{0.808}$	1973
OASA, GNAISE DE SEBEST, PONEASCA	LUCA, SIRBU
$\zeta = R \left(\frac{1}{\sigma_3} \right)^r$	1984, 1985.

Deducerea parametrilor experimentali, R și r, se face după un procedeu propus de autor, bazat pe asimilarea curbei $\zeta = f(\sigma_3)$ cu o hiperbolă, parcurgînd următoarele etape:

$$\operatorname{tg} \theta_0' = \frac{d\zeta}{d\sigma} \quad (2.37)$$

în care:

$$\zeta = \frac{a}{a + \zeta b} \quad (2.38)$$

Diferențiind valorile în raport cu ζ și interpretînd geometric parametrii a și b, se obține:

$$a = \operatorname{tg} \theta_0 \quad (2.39)$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{mobilizat}}} \quad (2.40)$$

Din legea lui Mohr-Coulomb rezultă:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupere}} = \frac{2c \cos \theta + 2\sigma_3 \sin \theta}{1 - \sin \theta} \quad (2.41)$$

și dacă notăm:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupere}}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{mobilizat}}} \quad (2.42)$$

atunci:

$$b = \frac{R_f (1 - \sin \theta_0)}{2c \cos \theta + 2\sigma_3 \sin \theta} \quad (2.43)$$

Din relațiile (2.40), (2.41), (2.42), (2.43), rezultă:

$$\operatorname{tg} \theta_0 = \frac{1}{R(\sigma_3)^r \left[1 + \frac{R_f(1 - \sin \theta)(\sigma_1 - \sigma_3)}{4(c \cos \theta + \sigma_3 \sin \theta)} \right]^2} \quad (2.44)$$

Parametrii R și r sînt determinați prin linearizarea relației (2.44), conform Fig. 2.54.

In Fig. 2.54, semnificația parametrilor este următoarea:

R = ordonata la origine,
r = panta drepteii.

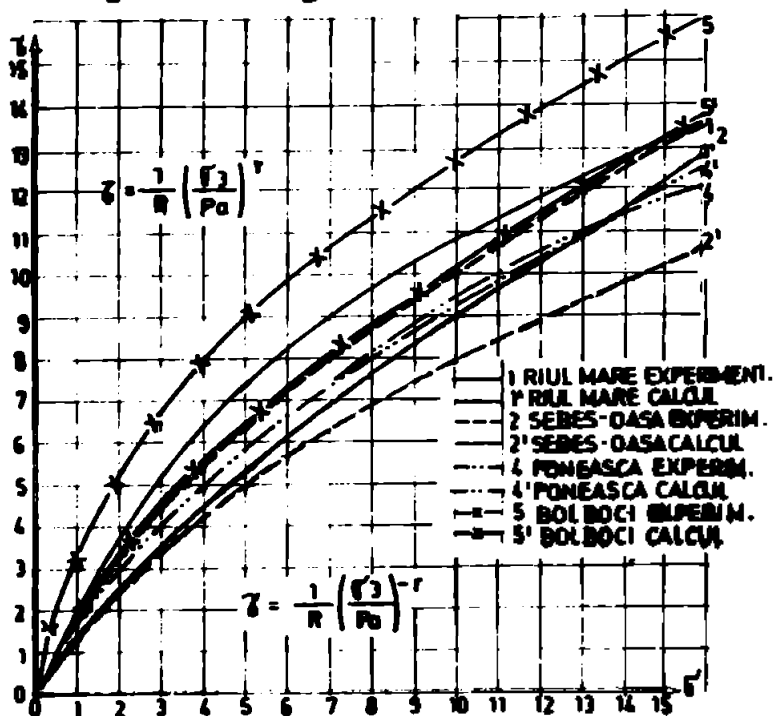


Fig. 2.53

lor din sistemul La Grande din Canada /166/, au aproximat variația unghiului ϕ_0 cu efortul, împărțind structura acestuia în 3 - 4 zone,

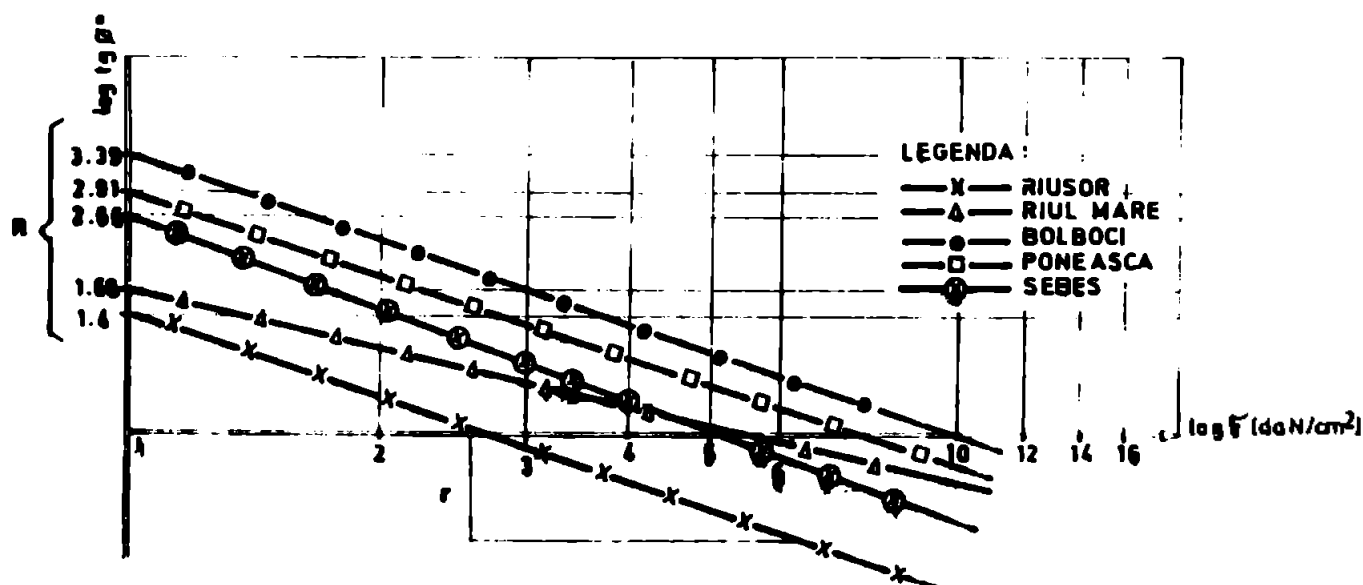


Fig. 2.54.- OBTINEREA LUI R SI r DIN DATELE EXPERIMENTALE OBTINUTE IN INSTALATIA TRIAXIAL PENTRU BALASTI SI BOCA.

aproximativ paralele cu taluzale și au considerat că unghiul ϕ_0 este constant în interiorul fiecărei zone, efectuând astfel un calcul manual pentru valorile lui ϕ care variază astfel cu înălțimea.

Utilizarea în ISPH a programelor automate folosind metoda elementului finit a permis stabilirea valorii eforturilor pe orice direcție, în orice punct din baraj, pornind de la datele geotehnice obținute în instalația triaxial pentru pământuri și anrocamente /78/, /94/, /107/.

Valorile obținute pentru încercările prezentate sînt exemplificate în Tabelul 2.19.

Aplicarea practică a relației (2.36) implică cunoașterea eforturilor normale ce se dezvoltă în fiecare punct din structura barajului. Acest lucru este dificil de făcut fără un program de calcul automat specializat.

Proiectanții barajelor

Pentru creșterea preciziei calculelor și stabilirea valorii unghiului ϕ în fiecare punct din structură, autorul a întocmit un program de calcul auto-

mat special în acest scop, a cărui schemă logică este prezentată în Fig. 2.55.

TABEL 2.19.-CONSTANTE OBTINUTE EXPERIMENTAL IN TRIAXIAL

TIP MATERIAL	R	r	FORMULA
NIUSOR	0.731	0.33	$\phi = 1.368 \sqrt{\sigma}$
NIUL MARE	0.678	0.22	$\phi = 1.475 \sqrt{\sigma}$
SEBES	0.842	0.37	$\phi = 1.845 \sqrt{\sigma}$
PONEASCA	0.672	0.325	$\phi = 1.955 \sqrt{\sigma}$
SOLBOCI	0.458	0.341	$\phi = 2.78 \sqrt{\sigma}$

Principalele subrutine ale programului denumit

LSBFIV, aflat în biblioteca de programe ISPH cu funcțiile respective, sînt:

LAYOUT - citește și afișează datele inițiale,

- calculează valorile inițiale în fiecare element,

LSSTIF - calculează matricea de rigiditate,

LSQUAD - calculează matricea de efort-deformație,

BANSOL - reduce matricea sistemului de ecuații la o matrice bandă,

LSRESUL - rezolvă sistemul de ecuații,

FITAG - calculează valorile $\phi = f(\sigma_3)$ pentru fiecare element folosind relațiile (2.36).

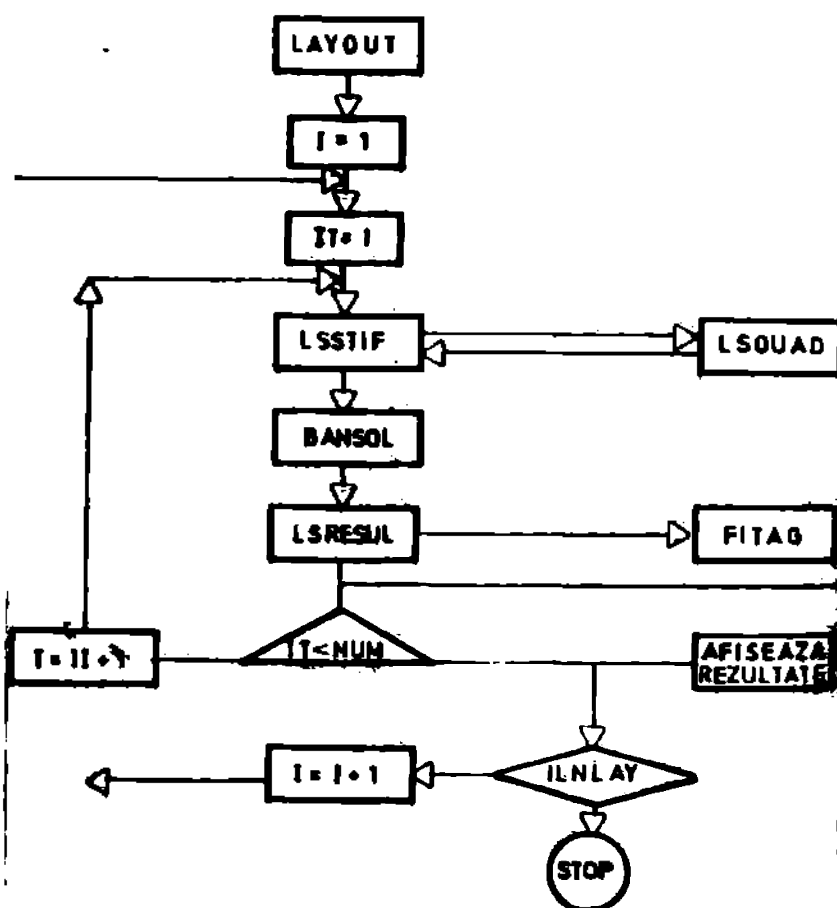


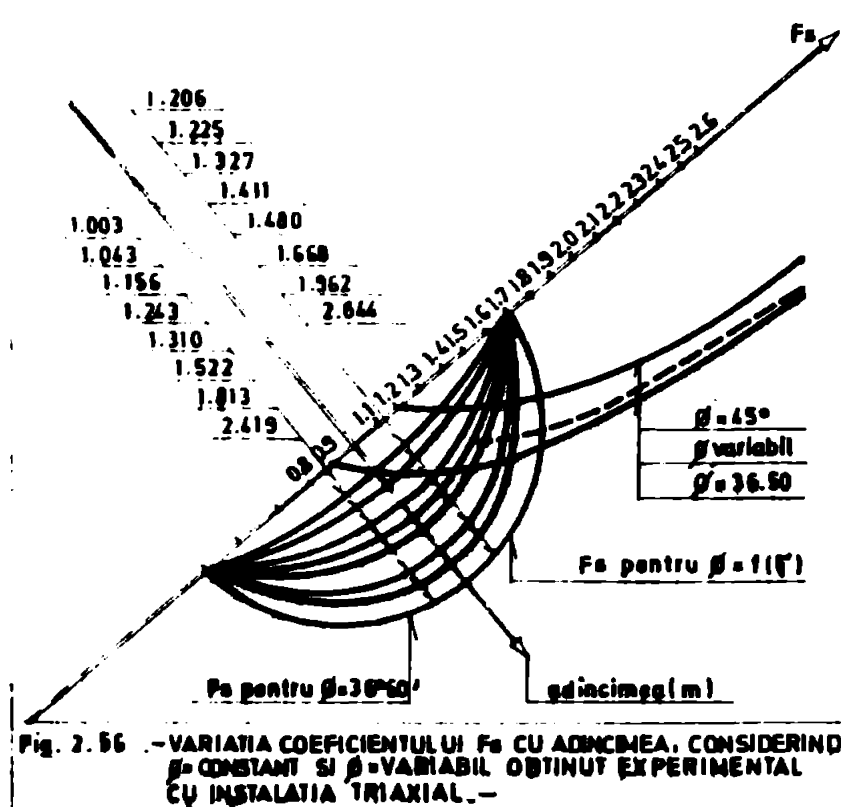
Fig. 2.55 - SCHEMA LOGICA A PROGRAMULUI LSBFIV

Programul LSBFIV poate lucra independent sau exploatat odată cu programele automate pentru calculul stării de eforturi și deformații din structură și terenul de fundare, de tip LSBUILD /78/, ISBILD /149/, etc.

Cercetările efectuate de autor asupra influenței pe care o are considerarea unghiului ϕ , variabil cu starea de eforturi din corpul barajelor și digurilor din anrocamente și balast /95/ au arătat că formula de calcul propusă (2.36) și programul automat avînd schema logică prezentată în Fig. 2.55, conduc la rezultate similare cu cele

obținute de cercetători străini, însă este mai ușor de aplicat și exploatat.

In Fig. 2.56 sînt prezentate grafic, comparativ, rezultatele



unui calcul de stabilitate pentru un taluz cu pantă dată, de lungime infinită, obținute prin calcul, folosind programul LSBFIV considerînd unghiul ϕ constant și ϕ variabil cu efortul.

Din diagramă rezultă:

- modificarea poziției suprafețelor potențiale de lunecare definite prin coeficienți minimi de siguranță către interiorul taluzului,
- în zona superficială a taluzului, care este hotărîtoare în stabilitatea la lunecare, coeficienții mi-

nimi de stabilitate F_s sînt mult mai mari, considerînd în calcul $\phi = \phi = f(\sigma_3)$ și cresc de la $F_s = 0,9$ pentru $\phi = \text{constant} = 36,5^\circ$ la $F_s = 1,2$ pentru ϕ variabil,

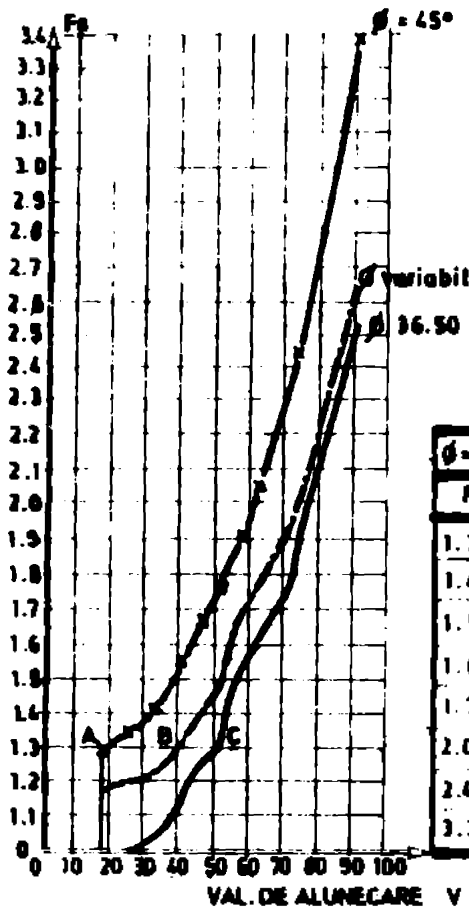
• în profunzimea prismului de rezistență al barajului, coeficientul de siguranță F_s are valori apropiate în cele două ipoteze de calcul, dar această zonă nu constituie factorul determinant în stabilitatea taluzelor din anrocamente și balast.

Verificarea stabilității la lunecare a taluzelor barajelor de anrocamente pe suprafețe potențiale de lunecare plane, care pornesc din piciorul taluzului și se opresc în vecinătatea coronamentului în zona aval, arată că în aceste zone se obțin coeficienții de siguranță minimi. Aceasta confirmă faptul că stabilitatea taluzelor este puternic influențată de caracteristicile anrocamentului și balastului folosit în prismele de rezistență și în special în zona superficială.

Schimbarea opticii de calcul prin adaptarea unghiului variabil poate avea efecte economice importante, rezultate din zonarea structurii barajelor funcție de proprietățile materialelor și deci schimbarea pantei.

In Fig. 2.57 și Tabelul 2.20, sînt prezentate volumele de mate-

rial afectate de suprafețele potențiale de alunecare și coeficienții de siguranță considerați în cele două ipoteze de calcul.



TABEL 2.20

$\phi = 45^\circ$	$\phi = 36,5$						ϕ variabil
F_s	F_s	x_0	y_0	$R(m)$	$h(m)$	$V(m^3) \cdot 10^3$	F_{sv}
1.366	1.003	15	70.5	86.75	9.75	24.90	1.206
1.470	1.043	27.5	95	69.25	12.75	33.20	1.225
1.562	1.156	42	77.5	51.00	17.00	41.20	1.327
1.680	1.243	47	71	45.25	19.25	45.20	1.411
1.771	1.310	50	67.5	42.50	21.50	51.30	1.480
2.057	1.522	55	61.5	38.50	24.00	55.20	1.668
2.450	1.813	58.25	57.5	36.75	28.75	70.50	1.962
3.350	2.479	62	52.5	35.50	33.50	85.80	2.644

Fig. 2.57 - INFLUENȚA CONSIDERĂRII ÎN CALCUL A UNGHIIULUI VARIABIL ϕ ASUPRA VOLUMULUI DE MATERIAL AFECTAT.

Se re-marcă faptul că în cazul folosirii în calcul a unghiului de frecare internă cu valoare mare $\phi = 45^\circ$ (situație considerată ris-cantă) pentru un coefici-ent de sigu-ranță $F_s = 1,3$, supra-fața poten-țială de ce-dare afec-

tează un volum de $18 \times 10^3 \text{ m}^3$ de material (Fig. 2.57--curba A), în timp ce dacă se consideră $\phi = 36^\circ 50'$ (situație considerată acoperitoare) volumul afectat este de $35 \times 10^3 \text{ m}^3$ (Fig. 2.57--curba C). Fără riscuri și fără supradimensionări, folosind ϕ variabil după legea (2.36), rezultă în mod științific un volum afectat de $40 \times 10^3 \text{ m}^3$.

Principalele avantaje care rezultă din aplicarea programului de calcul automat și a formulei propusă de autor, care definește valoarea unghiului $\beta_0 = f(\sigma_3)$, sînt:

- . reduce numărul încercărilor de laborator pe probe de mari dimensiuni, timpul de testare și costul,
- . permite folosirea rațională a materialelor de construcție în structura barajelor, funcție de caracteristicile de rezistență la forfecare,
- . oferă o imagine concretă a variației unghiului ϕ în structura barajului,
- . face posibilă o alegere științifică a pantei taluzului conducînd la pante mai abrupte fără riscul unei subevaluări a unghiului

de frecare,

. face posibilă realizarea de economii de timp, bani și materiale de construcții, în condiții de siguranță.

c. Obținerea parametrilor pentru caracterizarea relației efort-deformație pentru anrocamente

Diagramele $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon_a)$ - prezentate în Fig. 2.49, obținute pe toate tipurile de material de tip granular, testate de autor în triaxial și aparatul de forfecare mare (Tabel 2.17), indică o variație nelineară a efortului de forfecare $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$, cu deformația axială (ϵ_a). Pe aceste considerente și cunoscând faptul că metodele moderne de calcul pot modela nelinearitatea relației efort-deformație, prin asimilarea curbei efort-deformație, obținută în aparatul triaxial, cu o hiperbolă echilaterală, rezultatele încercărilor triaxial au fost prelucrate pentru obținerea parametrilor care caracterizează anrocamentul testat.

Datele măsurate și înregistrate în timpul încercărilor probelor de anrocament, în aparatul triaxial, sînt sintetizate în Tabelul 2.21. Acestea permit întocmirea unor diagrame pentru definirea para-

TABEL 2.21 - DATE EXPERIMENTALE OBTINUTE DIN INCERCARI TRIAXIALE -

PROBA NR. 1							
$\sigma_3 = 100 \text{ KPa}$							
σ_0	ΔH cm	V cm ³	E_a	E_v	E_l	$\frac{E_l}{E_a}$	$\frac{E_a}{E_0}$
480	1.3	660	2.6	2.81	0.05	0.02	0.0058
760	3.2	780	6.4	3.18	1.61	0.25	0.0085
850	4.25	1020	8.5	4.16	2.66	0.30	0.011
1300	10.0	1050	20.0	4.28	7.80	0.39	0.015

PROBA NR. 2							
$\sigma_3 = 200 \text{ KPa}$							
σ_0	ΔH cm	V cm ³	E_a	E_v	E_l	$\frac{E_l}{E_a}$	$\frac{E_a}{E_0}$
600	1.1	90	2.2	0.37	0.92	0.42	0.0037
800	1.8	240	3.6	0.98	1.31	0.36	0.0045
1350	4.8	510	8.0	2.08	2.96	0.37	0.0059
1500	7.0	540	14.0	2.2	5.90	0.42	0.0073
1550	10.0	510	20.0	2.08	8.90	0.45	0.0105

PROBA NR. 3							
$\sigma_3 = 300 \text{ KPa}$							
σ_0	ΔH cm	V cm ³	E_a	E_v	E_l	$\frac{E_l}{E_a}$	$\frac{E_a}{E_0}$
200	0.5	15	1.0	0.05	0.47	0.47	0.0050
300	1.9	60	3.8	0.24	1.78	0.47	0.0027
600	2.7	420	5.4	1.71	1.84	0.34	0.0090
850	3.4	630	6.8	2.57	2.11	0.31	0.0080
1200	4.2	870	8.4	3.55	2.43	0.29	0.0070
1656	5.4	900	10.8	3.67	3.57	0.33	0.0065
1856	6.4	960	12.8	3.91	4.44	0.347	0.0069

PROBA NR. 4							
$\sigma_3 = 400 \text{ KPa}$							
σ_0	ΔH cm	V cm ³	E_a	E_v	E_l	$\frac{E_l}{E_a}$	$\frac{E_a}{E_0}$
200	0.5	240	1.0	0.28	0.01	0.01	0.0020
1000	5.9	1320	11.8	5.38	3.21	0.27	0.0180
1450	6.6	1440	13.2	5.87	3.87	0.28	0.0091
1800	7.6	1440	15.2	5.87	4.66	0.31	0.0064
1950	8.3	1440	16.6	5.87	5.365	0.323	0.0085
2200	10.0	1440	20.0	5.87	7.065	0.353	0.0091

metrilor folosiți în prezent în programele moderne de calcul considerînd comportarea nelineară a anrocamentului sub încărcare. Semnificația fiecărui parametru a fost prezentată în Cap. 1 al lucrării,

Fig. 1.

Din diagrama întocmită conform datelor din Tabelul 2.21, prezentată în Fig. 2.58, avînd în ordonată raportul $\frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ și în abscisă deformația axială măsurată pentru fiecare probă în timpul încercării triaxial, ϵ_a , se deduc parametri care definesc modulul de elasticitate, astfel:

$$a = \frac{1}{E_i} \tag{2.45}$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ la rupere}} \tag{2.46}$$

în care:

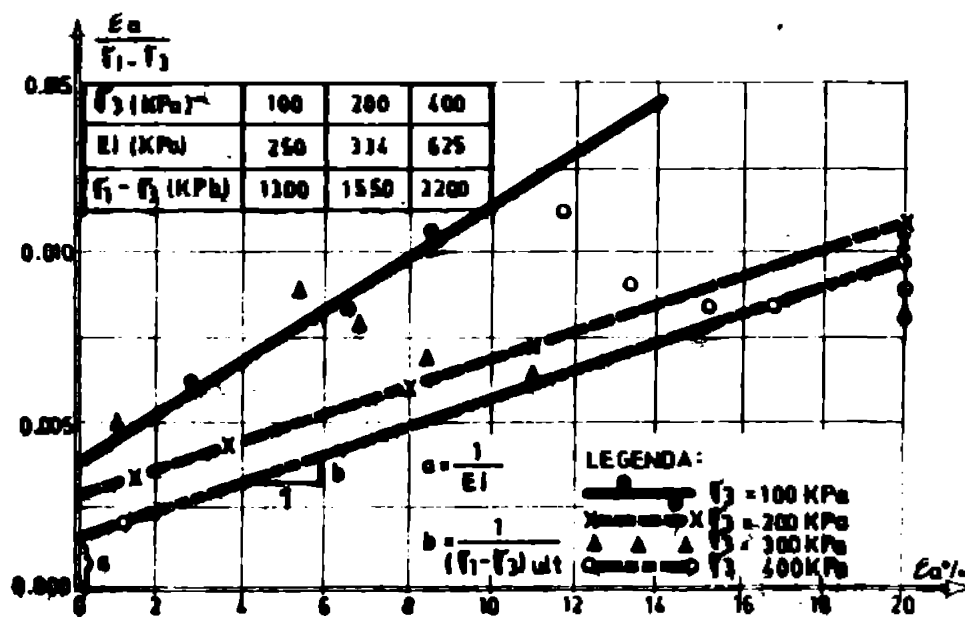


Fig. 2.58. - FORMA NORMALIZATA A HIPERBOLEI. -

a, b = parametri adimensionali pentru definirea hiperbolei,

E_i = modulul Young inițial (tangent la curbă în origine),

R_f = coeficientul de cedare.

În Fig. 2.59, se prezintă relația dintre modulul lui Young inițial E_i și presiunea laterală din celulă (σ_3).

nea laterală din celulă (σ_3).

Din reprezentarea grafică a rezultatelor obținute în încercările triaxiale, se pot deduce, conform graficului, parametri:

K = constanta adimensională (numărul modul),

n = constantă, exponentul mărimii σ_3 .

Dacă pentru calcule se consideră un

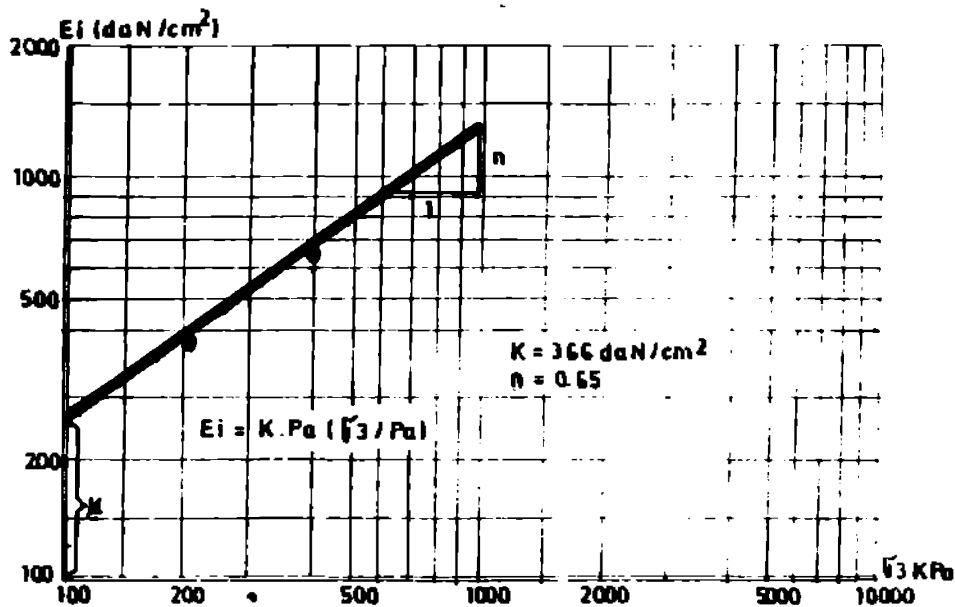


Fig. 2.59. - VARIATIA MODULUI E_i CU σ_3 . -

domeniu restrâns, legea lui Hook, se poate folosi relația:

$$\mu_i = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon} \quad (2.47)$$

Coeficientul Poisson și variația lui cu efortul, necesară calculului cu element finit, se determină din încercările triaxial prezentate, folosind curba de variație a volumului probei în timpul testului.

Coeficientul Poisson este definit de:

$$\nu_t = \frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_a} \quad (2.48)$$

Folosind datele primare ale încercării (Tabel 2.21), s-a întocmit graficul prezentat în Fig. 2.60. Valoarea deformației radiale a fost calculată cu formula:

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_a}{2} \quad (2.49)$$

în care:

ε_r = deformația radială,

ε_v = deformația specifică volumică a probei în timpul testului,

ε_a = deformația axială a probei în timpul testului.

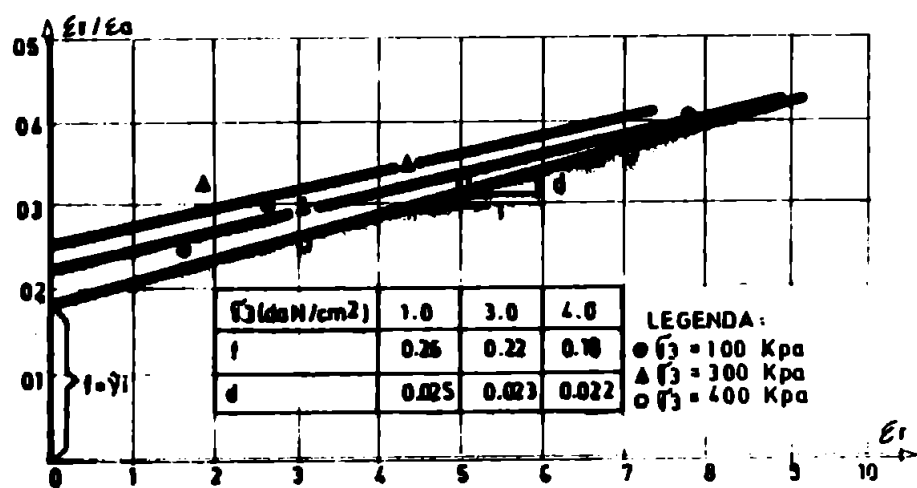


Fig. 2.60 DETERMINAREA CONSTANTELOR f SI d DIN INCERCARILE TRIAXIALE.

În baza considerațiilor teoretice prezentate în Cap. 1 al lucrării, se determină valorile parametrilor care definesc variația neliniară a coeficientului Poisson inițial ν_1 cu efortul, folosind reprezentarea grafică din Fig. 2.60, întocmită pe baza datelor de laborator prezentate în Tabelul 2.22.

Din această diagramă rezultă două constante care definesc variația neliniară a coeficientului Poisson inițial ν_1 cu efortul (σ_3):

G = valoarea modului de forfecare pentru o presiune egală cu 1 atm.,

F = panta modificării coeficientului Poisson cu (σ_3).

În acest mod, din încercările triaxiale efectuate cu instalația proiectată de autor, au putut fi definiți toți parametrii geotehnici necesari definirii comportării anrocamentelor sub încărcări și care

sînt folosiți ca date de intrare în programele moderne de calcul automat, folosind metoda elementului finit.

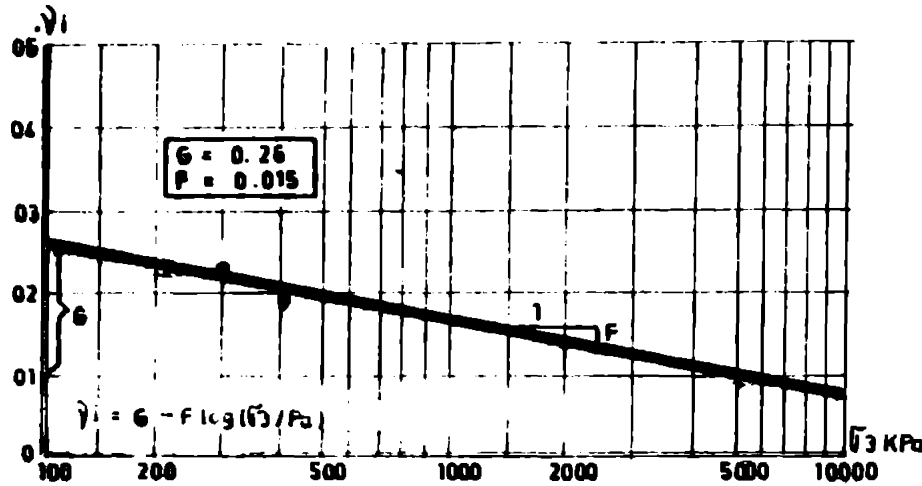


Fig. 2.51.- DETERMINAREA CONSTANTELOR G SI F

Ansamblul parametrilor geotehnici stabiliți în laborator, folosind instalația triaxială pentru caracterizarea anrocamentului sînt prezentați în Tabelul 2.22.

2.2.6. Concluzii

Concepția instalațiilor triaxial, cît și unele părți principale ale acestora, cum sînt celulele triaxial, sînt originale și folosesc numai componente fabricate în țară.

Automatizarea procesului de testare și înregistrare a datelor (Cap. 2.1.4.1; 2.1.4.2; 2.2.3.),

TABEL 2.22 PARAMETRII CARACTERISTICI OBTINUTI EXPERIMENTAL

TIP ROCA	β°	$\frac{G}{\sigma_{max}}$	K	η	d	I	G	F	RI
ANROCAMENT	36°30'	2.1	266	0.65	0.022	0.228	0.26	0.015	0.8

realizată în scopul obținerii parametrilor geotehnici în încercările triaxial de scurtă durată (ciclice) sau lungă durată (încercări CD și CU) a fost posibilă datorită schimbării concepției de funcționare a celulelor triaxial și sistemelor de transmis forța la probă.

Rezultatele obținute în timpul etapelor de testare și verificare a posibilităților de care dispun instalațiile triaxial, au dovedit fiabilitatea și reproductibilitatea rezultatelor. Valorile obținute pentru diverși parametri sînt comparabile cu cele obținute pe aceleași tipuri de materiale de cele mai perfecționate instalații similare din străinătate.

Rezultatele obținute folosind instalațiile triaxial pentru pămînturi și rocă au permis verificarea superioară a încercării triaxial astfel încît să poată furniza datele de intrare pentru programele automate de calcul. Totodată au fost elaborate noi concepții privind relația dintre unghiul de frecare internă (ϕ) pentru anrocamente și efortul de eforturi cu care este solicitată proba (Cap. 2.2.5.4.) care conduc la noi soluții de proiectare a barajelor de anrocamente.

**Cap. 3. STUDII CU PRIVIRE LA VALORIFICAREA DATELOR GEOTEHNICE
OBTINUTE (FOLOSIND INSTALAȚIILE TRIAXIAL) IN PROIECTA-
REA UNOR BARAJE DIN MATERIALE LOCALE**

Complexitatea problemelor geotehnice ridicate de procesul de interacțiune dintre terenul de fundare și structurile din materiale locale, realizate pe amplasamente foarte variate, a impus efectuarea de cercetări pentru proiectarea unor instalații triaxial și stabilirea unor metodologii de încercare în laborator, capabile să modeleze în cât mai mare măsură comportarea terenului de fundație sub efectul solicitărilor date de construcție.

Instalațiile triaxial - proiectate și realizate de autor - prezentate în Cap. 2 al lucrării, au permis să se stabilească o serie de parametri geotehnici specifici, astfel încât să poată fi abordate metode moderne de proiectare. În același timp, folosind programe automate de calcul, s-au putut face prognoze privind evoluția proceselor de interacțiune și evoluția parametrilor geotehnici ai terenului de fundație în diverse faze de existență a construcției, permițând luarea de măsuri concrete (de proiectare și execuție), care să asigure buna funcționare a obiectivelor.

În acest capitol vor fi prezentate și analizate studiile făcute cu privire la unele lucrări proiectate de ISPH, la care au fost valorificate rezultatele cercetărilor efectuate cu instalațiile triaxial și metodologiile prezentate în Cap. 2 al lucrării și care au constituit subiecte de cercetare și proiectare ale autorului.

**3.1. Studii cu privire la evaluarea efectelor interacțiunii
dintre terenul de fundare și structura unor baraje din ma-
teriale locale**

Deformațiile diferențiate dintre unele părți ale structurii și terenul de fundare, datorate comportării diferite sub încărcare, constituie una din cauzele care au generat apariția și dezvoltarea unor fisuri în zona de contact dintre baraj și terenul de fundare. Acestea au generat săi preferențiale de curgere a apei prin nucleul de etanșare, particulele de argilă fiind antrenate de apa sub presiune, fapt ce a condus uneori la ruperea barajului. Asemenea cazuri sînt citate în literatura de specialitate, constituind cazuri limită, care au atras atenția specialiștilor asupra efectelor grave care pot apare atunci cînd nu se ține seama de procesele de interacțiune

dintre structură și terenul de fundare.

Numeroși specialiști au analizat cauzele care pot genera asemenea accidente grave /42/, /57/, /68/, /70/, /142/, /157/, /165/, /176/, /181/, majoritatea studiilor conducând la concluzia că deformațiile diferențiate pot produce fisuri la contactul dintre structură și fundație, la contactul dintre terenul de fundare și nucleul de argilă, sub nivelul apei din lac.

Analiza prin calcul folosind modelarea prin metoda elementului finit, având la bază rezultatele încercărilor triaxial, a permis identificarea zonelor cu probabilitate crescută de apariție a proceselor de discontinuitate, ca urmare a interacțiunii dintre structură și terenul de fundare. Discontinuități periculoase apar la contactul dintre nucleul de etanșare din argilă și fundație, ca urmare a depășirii deformațiilor limită ale argilei, în cazul fundațiilor din rocă tare, sub efectul greutatei proprii ale materialelor din baraj și forțelor din apă. Astfel, calculele prin modele matematice moderne, folosind date geotehnice obținute în laborator, permit să se cunoască, atât limitele materialului argilos, cât și zonele unde pot apare deformații diferențiate, ca efect al interacțiunii baraj-teren de fundare.

Amplasamentul barajelor înalte din materiale locale, îl constituie, foarte adesea, văile cu versanți abrupti, care constituie terenul de fundare pentru baraj. Majoritatea acestor văi prezintă asimetrii morfologice sau geologice, care conduc la procese active de interacțiune între materialele folosite în umplutură (anrocamente, balast și argilă) și suprafața terenului de fundare. Atât în timpul execuției, cât și în timpul exploatării, procesul de testare-consolidare al materialelor din umplutură și terenul de fundare este foarte activ, fiind funcție de relația efort-deformație-timp, specifică fiecărui tip de rocă, dând naștere la zone de discontinuitate, periculoase pentru structură. Forțele care se dezvoltă se datorează greutatei proprii a umpluturii, acțiunii apei (inclusiv celor hidrodinamice) sau din seism. Dacă rocă de fundare din versanți prezintă anizotropii geologice și geotehnice, pericolul apariției deformațiilor diferențiate este și mai mare. În timpul exploatării terenului de fundare (versanții) și materialului din umplutură se atinge o limită sub sarcină dată, la timpi diferiți, în funcție de natura și mărimea sarcinii. În acest proces de interacțiune și trebuie avut în vedere că sarcinile din umplutură și din rocă de fundare sunt diferite și trebuie să se țină seama de acestea în proiectarea și execuția barajului.

din materiale locale.

În faza de proiectare, estimarea comportării ansamblului structură-teren de fundare, se poate face pe baza unor informații geotehnice complete, care au la bază relațiile efort-deformație-timp, specifice fiecărui tip de material (umplutura din corpul barajului și terenul de fundare), a ritmului probabil de execuție a barajului și de umplere a lacului și, de asemenea, a elementelor ce caracterizează cutremurele specifice zonei amplasamentului. Cu aceste elemente, alături de datele exacte privind topografia formei văii (terenul de fundare), se alcătuiesc modele de calcul care să permită verificarea diferitelor ipoteze de solicitare, posibile în viața barajului. Programele de calcul automat folosind metoda elementului finit și considerând comportarea materialelor din structură și fundație, funcție de curba caracteristică efort-deformație, de formă lineară sau nelinear-elastică, specifică fiecărui tip de material, sînt larg aplicate în lume în acest scop, întrucît au la bază datele experimentale concrete obținute din încercări geotehnice de laborator, efectuate în aparatul triaxial.

Dintre aceste programe, programele LSBUILD, elaborate de Kulhavy, Duncan, Seed /78/ și varianta îmbunătățită, ISBILD (1973) /149/, au fost verificate comparînd rezultatele obținute prin calcul cu cele obținute prin măsurători pe baraje executate, fapt ce a determinat pe majoritatea specialiștilor, să le accepte și să le folosească în calcule de proiectare. Autorul a adaptat pe calculatoarele din țară și exploatează aceste programe încă din 1975, pentru barajele din materiale locale, proiectate de ISPH.

3.1.1. Studii asupra soluțiilor pentru prevenirea discontinuităților la contactul dintre nucleul de argilă și terenul de fundare la barajul Rîul Mare - Retezat

Barajul Rîul Mare - în curs de execuție - prevăzut cu nucleu de etanșare din argilă și prisme de rezistență din anrocament, avînd înălțimea de $H = 175$ m, constituie un caz particular în ce privește problemele de interacțiune pe care le ridică, printre altele, forma particulară a văii care constituie terenul de fundare /70/, /110/.

Valea prezintă o pronunțată asimetrie geometrică datorită faptului că versantul drept prezintă o înclinare de aprox. 70° , deci este foarte abrupt, în timp ce versantul stîng are o înclinare de numai 30° . Pe lîngă aceasta, se manifestă și o asimetrie geotehnică,

prin faptul că versantul drept, cel abrupt, este alcătuit din rocă dură (granite gnaisice), puțin deformabilă, în timp ce versantul stâng, începând aproximativ din albia râului, este alcătuit dintr-o rocă deformabilă (șisturi filitoase-cuarțoase), cu un grad de alterare avansat (Fig. 3.1).

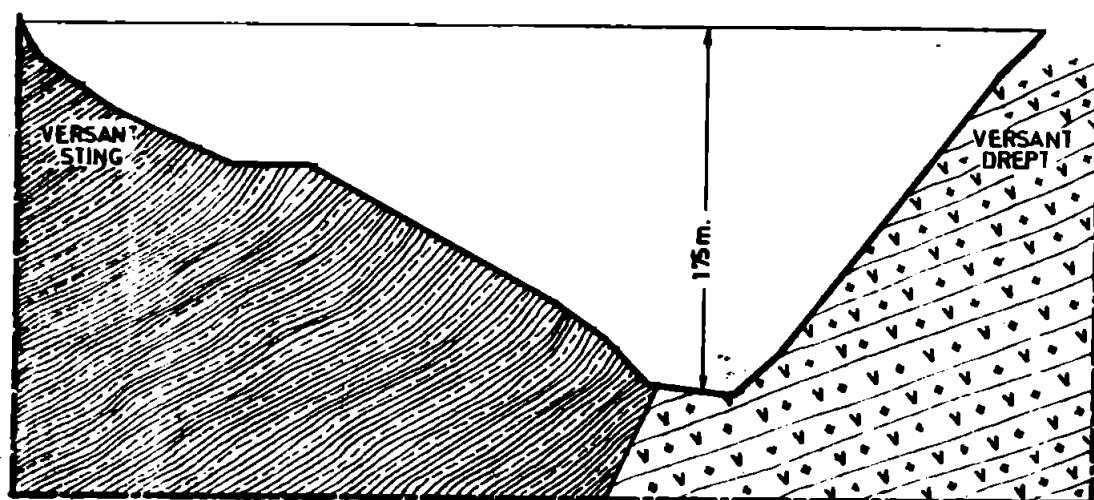


Fig. 3.1. ASIMETRIA MORFOLOGICĂ ȘI GEOTEHNICĂ A TERENULUI DE FUNDARE LA BARAJUL RIUL MARE.

În aceste condiții s-a acordat o atenție deosebită proceselor de interacțiune care se pot dezvolta la contactul dintre nucleul de argilă și terenul de fundare al aces-

tuia, reprezentat de versantul drept, foarte abrupt, foarte puțin deformabil.

3.1.1.1. Studii cu privire la parametrii geotehnici

Parametrii geotehnici pentru caracterizarea fizică și de rezistență-deformație, pentru materialul argilos folosit în structura barajului, în zona de contact cu terenul de fundare (tip I) și în masa nucleului de argilă (tip II), au fost stabiliți în baza unui program complex de investigare, pe probe prelevate din baraj, la punerea în operă și după aceea. Pentru a obține date concrete despre starea materialului argilos din structură, au fost efectuate foraje geotehnice, cu prelevare continuă de probe, pe toată grosimea de material depus în zona etanșă.

Rezultatele obținute din încercări au fost prelucrate statistic stabilindu-se și nivelul de corelare între diferiți indici, utilizând programele automate de calcul prezentate în lucrarea /106/. Principali indici geotehnici care caracterizează proprietățile fizice ale materialului sînt prezentați în Tabelul 3.1.

Caracteristicile efort-deformație și de rezistență la forfecare au fost stabilite pe un număr de 15 probe pentru argila curentă și 6 probe pentru argila de contact, folosind instalația triaxial pentru pămînturi, prezentată în Cap. 2 al lucrării.

Prelucrarea informațiilor obținute din încercări pentru definierea nelinearității relației efort-deformație și obținerea parametrilor caracteristici s-a făcut conform metodologiei prezentate în Cap. 2.1.6.4.

TABEL 3.1 INDICI GEOTEHNICI DE IDENTIFICARE GENERALA PENTRU ARGILA TESINJA. —

TIP DE MATERIAL	INDICI GEOTEHNICI	PARAMETRI STATISTICI					OBSERVAȚII
		X	\bar{r}	Cv	S	η	
ARGILA DE CONTACT	W _{nat.} %	16	1.38	0.084	0.410	40	PROBE PRELEVATE DIN FORAJE EXECUTATE IN NUCLEUL DE ARGILA
	< 5 μ %	34.73	4.42	0.127	0.252	40	
	W _L %	41.01	4.49	0.110	0.074	40	
	I _p %	25.30	5.10	0.173	0.040	40	
	γ_d 1/m ³	1.70	1.73	0.100	0.013	40	
ARGILA CURENTA	W _{nat.} %	16.63	1.49	0.090	0.167	102	INCERCARILE AU FOST EFECTUATE DE LABORATORUL DIN ISPH SI ICH RIUL-MARE, RETEZAT, 1983.
	< 5 μ	31.48	5.74	0.132	0.050	102	
	W _L	41.22	4.77	0.116	0.112	102	
	I _p %	22.30	4.85	0.24	0.040	102	
	γ_d	1.75	2.15	0.15	0.020	102	

Parametrii geotehnici pentru caracterizarea rocii de fundație au

fost determinați din încercări efectuate pe teren, în galerii speciale executate. În calcule s-a considerat că roca de fundație se comportă linear, respectând legea lui Coulomb.

În Tabelul 3.2 sînt prezentați toți parametrii geotehnici care au constituit date de intrare pentru programul automat de calcul în vederea determinării stării de eforturi și deformații ce se dezvoltă în nucleul de argilă și fundația barajului, în zona malului drept a barajului Rîul Mare - Retezat. Semnificația fiecărui parametru și notațiile sînt cele prezentate în Cap. 2.1.6.4.

TABEL 3.2. — PARAMETRI GEOTEHNICI STABILITI ÎN APARATUL TRIAXIAL. —

PARAMETRII	ARGILA DE CONTACT	ARGILA CURENTA	ROCA DE FUNDATIE	
			GRANIT	SISTURI
DENSITATEA γ_{sat} (t/m ³)	2.03	2.03	2600.0	2600.0
MODUL K	90.0	150.0	4500.0	2000.0
COEFICIENT N	0.44	0.45	0.26	0.26
COEFICIENT D	1.65	4.00	2.60	2.60
MODUL G	0.40	0.40	0.28	0.35
COEFICIENT P	0.25	0.16	0.14	0.14
UNghi DE FRIECARE INTERNA	20.0	25.0	45.0	35.0
COEZIUNEA c (t/m ²)	10.0	10.0	100.0	25.0
COEFICIENT DE CEDARE	0.58	0.77	0.77	0.77

3.1.1.2. Studii cu privire la ipotezele și metodica de calcul
 Analiza stării de eforturi și deformații s-a făcut prin metoda elementului finit, considerînd problema plană pentru secțiunea longitudinală din baraj care traversează nucleul de etanșare din argilă și terenul de fundare.

Structura a fost discretizată într-un număr de 195 elemente finite, de formă triunghiulară sau tetragonală, unite între ele prin 219 puncte nodale, dispuse în 9 straturi orizontale.

Avînd în vedere asimetria văii, precum și faptul că versantul drept - alcătuit dintr-o rocă rigidă - are o pantă mare (peste 70°), calculul s-a efectuat în două faze:

. În faza I s-a calculat starea de efort-deformație a zonei de fundare ca efect al greutății proprii a acesteia, considerînd starea de eforturi existentă în masiv înainte de execuția barajului;

. În faza II s-a considerat fundația ca o parte preexistentă cu starea de eforturi calculată în faza I. S-a simulat apoi depunerea materialului în corpul barajului în 9 etape de construcție, pînă la cota finală.

În cadrul acestei cercetări a fost analizată interacțiunea dintre nucleul etanș din material argilos și terenul de fundare pentru întreaga secțiune, și detaliat, conlucrarea dintre nucleu și versantul drept în etapa de construcție și sfîrșitul acesteia, înainte de umplerea lacului.

3.1.1.3. Programul de calcul folosit

Programul de calcul folosit, cunoscut în literatura de specialitate sub denumirea de ISBILD /149/, folosește relații empirice pentru modelarea comportării nelinier-elastice a materialului argilos. Programul este codificat în sistemul FORTRAN IV.

Programul ISBILD /149/ are la bază elementul finit plan izoparametric, cu deplasări nodale incompatibile, procedeu care permite o evaluare corectă a deplasărilor fiecărui element.

Ecuațiile pentru coordonatele punctelor nodale și deplasările acestora sînt definite funcție de coordonatele locale (ξ, η) atașate fiecărui element și sînt de forma:

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^n \phi_i(\xi, \eta) \begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

și respectiv:

$$\begin{Bmatrix} U_x \\ U_y \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^N \phi_i(\xi, \eta) \begin{Bmatrix} U_{x_i} \\ U_{y_i} \end{Bmatrix} + \sum_{i=1}^N \psi_i(\xi, \eta) \begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

unde:

ϕ_i = funcții de interpolare pentru deplasări în fiecare element

al discretizării,

(x_i, y_i) = coordonatele în raport cu un sistem global de coordonate, atașat structurii analizate,

ψ_i = funcții de interpolare pentru amplitudinea deplasărilor $(\alpha x_i, \alpha y_i)$.

Extragradlele de libertate sînt eliminate folosind procedeul condensării statice înainte ca rigiditatea elementului să fie asamblată la rigiditatea totală.

În calcul se realizează comportarea nelinear-elastică a materialelor ce alcătuiesc secțiunea analizată și se folosește o relație de tip hiperbolic, propusă de Kulhawy, Duncan și Seed (1969) /78/. Aproximarea comportării nelineare se realizează prin creșteri succesive de la un element la altul; materialul se consideră izotrop și omogen, avînd o comportare lineară în interiorul elementului. Valorile modului de elasticitate și coeficientului Poisson, pentru fiecare element, sînt reevaluate în timpul fiecărei creșteri, în concordanță cu eforturile obținute, cu ajutorul relațiilor (1.37) și (1.38), exprimate sub forma:

$$E_t = K_{pa} \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 \quad (3.3)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \frac{1}{d} \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)}{\left[1 - \frac{K_{pa} \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2}{d (\sigma_1 - \sigma_3)} \right]^2} \quad (3.4)$$

unde:

K, n, R_f = parametrii efort-deformație obținuți din încercări triaxiale, pe probe din baraj,

pa = presiunea atmosferică în aceleași unități ca eforturile σ_1 și σ_3 ,

c, ϕ = parametrii de forfecare Mohr-Coulomb,

G, F, d = parametrii coeficientului Poisson, obținuți din triaxial.

Relația efort-deformație elementară, pentru un material izotrop în condiții de deformație plană, se scrie sub forma:

$$\begin{Bmatrix} D\sigma_x \\ D\sigma_y \\ D\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_t}{(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} \begin{bmatrix} 1-\nu_t & \nu_t & 0 \\ \nu_t & 1-\nu_t & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu_t}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} DE_x \\ DE_y \\ D\tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

unde:

$D\sigma$, Dz , $D\varepsilon$, $D\gamma$, sînt eforturile, respectiv deformațiile elementare.

Programul modelează etapele de construcție considerînd că umplutura se realizează din straturi elementare dispuse succesiv, avînd posibilitatea de a adăuga și contribuția nivelului apei din lac la sfîrșitul construcției.

Eforturile inițiale în structură sînt calculate cu ajutorul relațiilor:

$$\sigma_x = \frac{\gamma}{1-\gamma} \cdot H \quad (3.6)$$

$$\sigma_y = \gamma \cdot H \quad (3.7)$$

$$\tau_{xy} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \sin\theta}{2} \quad (3.8)$$

Programul prezintă avantajul că datele de intrare și modelul fizic avut în vedere îl constituie încercarea triaxială cu $\sigma_r = \text{constant}$ în timpul testului efectuat în laborator. Compararea rezultatelor obținute folosind acest program, cu cele obținute din măsurători directe, în baraje aflate în diverse faze de execuție și exploatare, în țară și străinătate, a dus la rezultate neașteptat de apropiate, făcînd posibilă prognoza comportării materialelor de construcție, fundației și structurii, încă din faza de proiectare.

3.1.1.4. Rezultate și concluzii obținute pe baza prelucrării datelor

Ansamblul informațiilor furnizate de programul automat de calcul ISBILD, materializate prin valoarea eforturilor și deplasărilor pe orice direcție, în fiecare punct din structură și fundație, permit o analiză complexă a interacțiunii dintre structură (nucleul de argilă) și terenul de fundație.

Analiza din punct de vedere al valorilor deplasărilor ce se dezvoltă în timpul construcției, obținute prin calcul și reprezentate grafic sub forma unor curbe de deplasare pe direcție verticală, Fig. 3.2, deși au caracter informativ, conduc la următoarele observații:

- deplasările în nucleul de argilă sînt foarte mari, prin comparație cu terenul de fundare care este practic nedeformabil (versantul drept),

- deplasarea diferențiată maximă se dezvoltă în zona contactului dintre nucleul de argilă și terenul de fundare constituit din

versantul drept al văii și reprezintă aprox. 2,00 m.

În Fig. 3.3 sînt prezentați vectorii deplasărilor totale rezul-

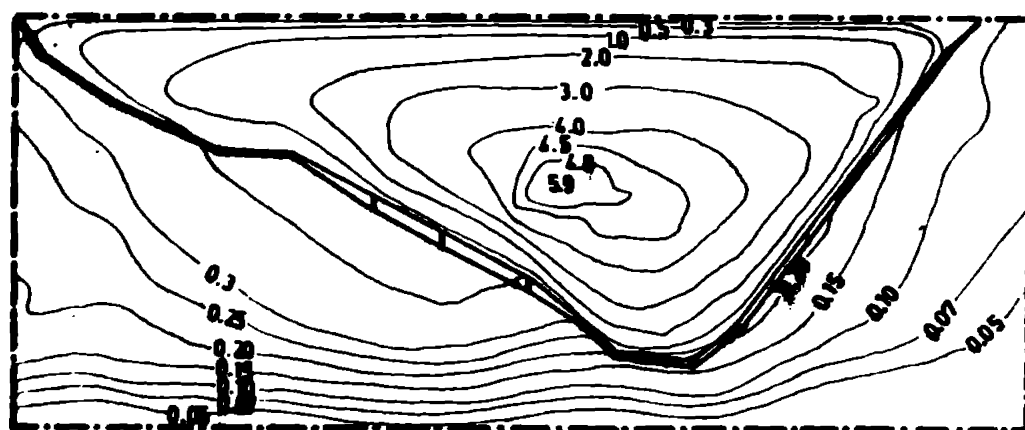


Fig. 3.2 CURBE DE EGALA DEPLASARE PE DIRECTIE VERTICALA IN NUCLEUL DE ARGILA. VALORI REZULTATE DIN CALCUL. -

tați din calcul din care se desprinde observația că în masa nucleului de argilă din baraj există tendința de curgere plastică a argilei pe terenul de fundare reprezentat de versantul drept către albia

fostei văi a râului și totodată către axul barajului, sugerînd tendința de desprindere a argilei de terenul de fundare și, deci, de apariție a unei discontinuități în acea zonă.

Terenul de fundare, reprezentat de versantul stîng al văii, alcătuit din șisturi caracterizate prin modul de deformare mai redus (Tabel 3.2) și avînd o înclinare mai mică, conlucrează mai bine cu structura și în special cu nucleul de argilă decît versantul drept. La contactul structură-teren de fundare, pe versantul stîng nu există pericolul apariției unei discontinuități.

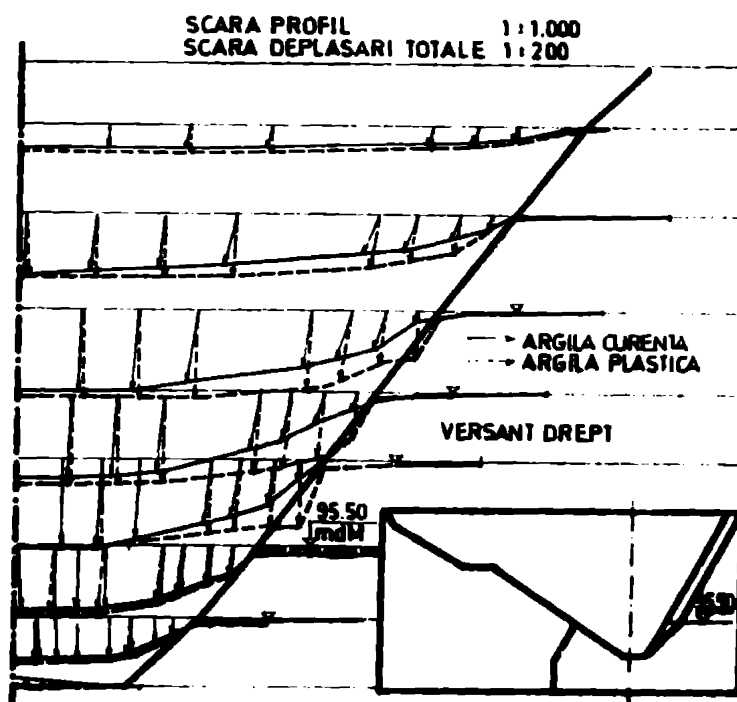


Fig. 3.3.- VECTORII DEPLASARILOR TOTALE IN ZONA DE ARGILA. REZULTATE DIN CALCUL. -

Distribuția eforturilor în structură și terenul de fundare, rezultate din calcule, în ipotezele considerate, au indicat posibilitatea depășirii capacității de rezistență a argilei din zona etanșă, ca efect al deformațiilor sub greutatea proprie, tot în zona versantului drept (Fig. 3.4). Se poate constata posibilitatea dezvoltării unor zone de curgere plastică a argilei, ca urmare a depășirii rezistenței la forfecare în zona versantului drept, materializate prin raportul dintre efortul de forfecare dezvoltat în structură, rezul-

tat din calcul și rezistența la forfecare stabilită în laborator, cu ajutorul instalației triaxial.

$$F_L = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{calculat}}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{lab. la rupere}}} \quad (3.9)$$

Curbele de egală valoare a raportului F_L , prezentat în Fig.

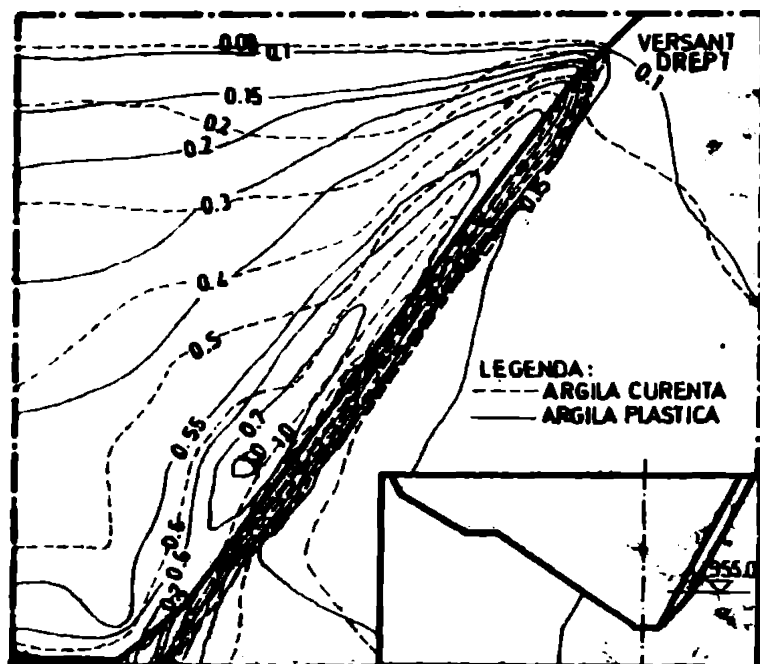


Fig. 3.4 - CURBE DE EGAL NIVEL DE SOLICITARE LA FORFECARE IN NUCLEUL DE ARGILA.

3.4, indică posibilitatea depășirii capacității de rezistență la forfecare în masa de argilă din zona etanșă ($F_L = 1,0$), în timp ce în terenul de fundație se atinge maximum 50% din capacitatea de rezistență la aceeași cotă din baraj ($F_L = 0,3 - 0,5$).

În terenul de fundare, reprezentat de versantul stîng, valoarea coeficientului F_L indică faptul că terenul de fundare, alcătuit din șisturi, este solicitat la cca. 80% din

capacitatea lui de rezistență la forfecare, aproape dublu față de versantul drept.

Valorile eforturilor tangențiale maxime τ_{\max} , dezvoltate în structură și terenul de fundare, arată că datorită deformației diferențiate a terenului de fundare reprezentat de versantul stîng al văii, față de cel din versantul drept al văii sub greutatea barajului există de asemenea posibilitatea dezvoltării unor zone de discontinuitate în masa de argilă, într-o zonă situată către versantul stîng, începînd din zona coronamentului barajului și pînă spre zona de fundație.

3.1.1.5. Soluții propuse și adoptate

Urmare a datelor geotehnice obținute din programele extensive de cercetare geotehnică folosind instalația triaxial realizată de autor și a utilizării superioare a indicilor rezultați din încercări în programul de calcul automat ISBILD, autorul a propus și este aplicată pe șantier, următoarea măsură de proiectare concretă:

. În zonele de contact dintre terenul de fundare, reprezentat de versantul drept al văii, alcătuit din granite, să se realizeze o

zonare a nucleului de etanșare din argilă.

Pe o lățime de 6,00 m în treimea mijlocie și superioară a barajului, la contactul nucleului de etanșare din argila curentă (Tabelul 3.2) cu versantul drept se va folosi un material argilos mai plastic și mai umed la punerea în operă, care să fie capabil să se deformeze fără să se fisureze, asigurând etanșarea barajului în timpul exploatării.

Acest material, existent în cariera de argilă, care constituie sursa de material a barajului, va trebui să aibe următoarele caracteristici:

$$I_p > 35\%$$

$$W^p = W_{opt} + 2-4\%$$

$$\text{Frațiunea sub } 5\mu > 40\%$$

. Lățirea zonei de filtru fin (F I), adiacentă nucleului de argilă pe fața amonte a acestuia de la $l = 1,5$ m la $l = 3,0$ m. Această zonă de filtru este realizată din nisip natural sortat și spălat, avînd granulometria cuprinsă în domeniul 0 - 5 mm. Filtrul F I are funcția specială de colmatare a discontinuităților provocate de tasările diferențiate ce se dezvoltă la contactul dintre nucleul de argilă și terenul de fundare, în faza de construcție și exploatare. Se contează pe o posibilă antrenare a particulelor fine, de către apa sub presiune și colmatarea fisurilor din argilă cu acestea, astfel încît procesul de eroziune din nucleu să poată fi oprit, particulele fine ajutînd la autocolmatarea fisurilor în nucleul de argilă/7/.

. Compactarea intensă a zonei de filtru ($D \simeq 1,0$), amonte și aval, în treimea inferioară a barajului și compactarea la un grad de compactare $D \simeq 0,9 - 0,95$ în treimea mijlocie a barajului, la contactul cu terenul de fundare, pentru a permite deplasarea diferențiată dintre nucleul de argilă și terenul de fundare, fără apariția de discontinuități în masa de filtru.

. Compactarea intensă a treimii inferioare a nucleului de argilă $D_p \simeq 1,0$ pentru ca deformația lui să fie minimă în faza de construcție. Umiditatea de punere în operă în treimea inferioară a barajului a fost limitată la $W_{nat} = W_{opt} + 1\%$ iar energia de compactare să fie cea corespunzătoare testului de laborator Proctor modificat, $L = 90 \text{ kgm/dm}^3$.

. În treimea superioară a barajului, în zonele indicate informativ prin calculele efectuate se impune includerea în structura barajului a unei zone din argilă mai plastică, de tipul celei folosite

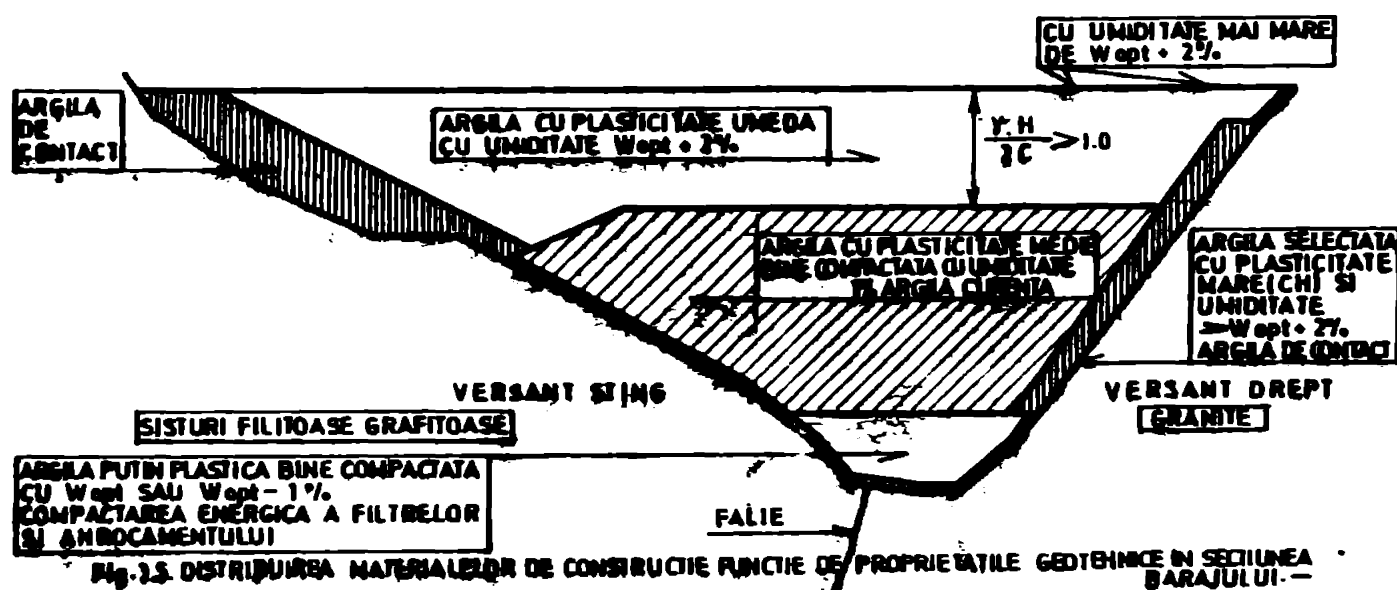
în zona de contact cu terenul de fundare.

Verificarea eficacității soluției propuse s-a făcut folosind aceleași ipoteze de calcul și același program de calcul, cu datele folosite în Tabelul 3.2. pentru argila curentă și pentru argila de contact depusă ca în soluția menționată pentru tratamentul zonei adiacente terenului de fundare din versantul drept. Rezultatele obținute sînt prezentate, pentru comparație, pe aceleași diagrame cu cele obținute fără aplicarea tratamentului.

Rezultatele obținute arată o modificare a direcției vectorilor deplasărilor totale, în sensul orientării acestora către versant (Fig. 3.3), avînd ca efect compresiunea acestuia și deci etanșarea.

Din Fig. 3.4 rezultă însă confirmarea a ceea ce se aștepta, și anume faptul că, deși deformația în structura de argilă a crescut în vecinătatea versantului drept, totuși capacitatea de rezistență și dezvoltarea de zone plastice sînt de același ordin cu cele corespunzătoare argilei curente dar la deformații cu 50% mai mari, fapt ce îmbunătățește substanțial situația.

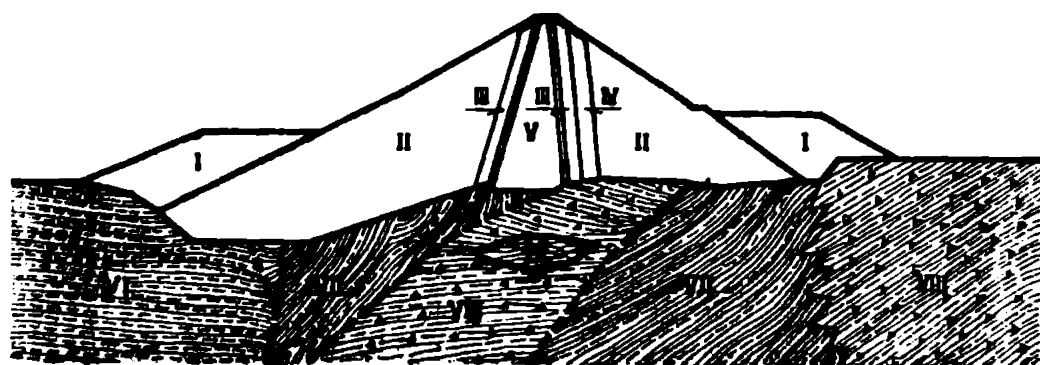
O sinteză a soluțiilor propuse de autor, pe baza programului extensiv de laborator, efectuat în instalația triaxial și a calculelor cu programe moderne de calcul este prezentată pe Fig. 3.5.



Analize similare privind procesele de interacțiune dintre structura barajelor din materiale locale și terenul de fundare, au fost efectuate și pentru barajele din materiale locale Sebeș (H=90 m), terminat în 1979 /230/, Lekhal-Algeria (H=45 m), terminat în 1985 /231/, Rîșor (H=120 m), Poiana Mărului (H=118 m) /231/, și altele.

3.1.2. Studii cu privire la barajul Rîul Mare - Retezat. Analiza interacțiunii structură-teren de fundare, în zona versantului stîng și soluțiile adoptate

Studiile geologice efectuate asupra rocii care alcătuiește terenul de fundare al barajului Rîul Mare - Retezat, în zona versantului stîng, au pus în evidență existența unui material heterogen, alcătuit din: sisturi filitoase grafitoase, tectonizate cu breccifieri, fisuri umplute cu argilă, sisturi filitoase-cuartoase cu oglinzi de fricțiune și numeroase fisuri, Fig. 3.6. Ca urmare, a apărut necesitatea



MATERIALE DIN UMFURTURA

- I BALAST DIN PRISMELE LATERALE
- II ANROCAMENTE
- III FILTRE
- IV FILTRE
- V ARGILA DIN NUCLEUL ETANS

ROCI DIN ZONA DE FUNDATIE

- VI SISTURI FILITOASE-QUARTOASE DURE, SANADASE CATEGORIA GEO MECANICIIa
- VII ALTERNANTA DE SISTURI FILITOASE - CUARTOASE SI SISTURI GRAFITOASE ALTERATE IIIc
- VIII SISTURI FILITOASE CUARTOASE IN ALTERNANTA CU SISTURI FELDSPATICE FISURATE SI ALTERATE III b
- IX SISTURI GRAFITOASE ALTERATE III d
- FALIE

Fig. 3.6. - STRUCTURA GEOLOGICA A TERENULUI DE FUNDARE IN APRIZA BARAJULUI. -

analizei comportării materialului situat în zona de fundare, sub încărcările date de corpul barajului și influența acestora asupra siguranței construcției.

3.1.2.1. Parametrii geotehnici, metode și ipoteze de calcul

Parametrii geotehnici de calcul specifici fiecărui tip de material local folosit în structură (argilă, balast pentru zona de filtre și anrocament) au fost stabiliți pe bază de teste de laborator, efectuate pe probe prelevate din baraj /238/, astfel:

. Pentru materialul argilos folosit în zona etanșă a barajului s-a folosit instalația triaxial pentru pămînturi, prezentată în Cap. 2.1 al lucrării, utilizînd metodologia descrisă în paragraful 2.1.5;

. Parametrii geotehnici de calcul pentru balast și anrocamente, corespunzătorii diferitelor ipoteze de solicitare, au fost stabiliți pe probe prelevate din baraj, pe diferite modele granulometrice, folosînd instalația triaxial de mari dimensiuni prezentată în Cap. 2.2. al lucrării și metodologia de testare prezentată în paragraful 2.2.5.3. Parametrii geotehnici de calcul folosiți ca date de intrare în programul automat de calcul sînt prezentați în Tabelul 3.3.;

. Datele geotehnice pentru caracterizarea terenului de fundare

au fost stabilite pe teren într-o galerie test din încercări de compresiune-tasare și forfecare pe probe cu structură naturală, de mari dimensiuni.

TABEL 13 - PARAMETRI GEOTEHNICI STABILITI IN TRIAXIAL PENTRU CALCULE. -

PARAMETRII GEOTEHNICI	NISIP PENTRU FILTRU F1	PIETRIS PENTRU FILTRU FII	ANROCAMENT PRISME DE REZISTENTA	PRISME STABILIZATOARE
DENSITATEA ρ_w (t/m ³)	2.05	2.05	2.15	2.05
MODULUL N	400.00	500.00	500.00	500.00
COEFICIENT M	0.26	0.37	0.45	0.37
COEFICIENT D	2.6	2.5	4.0	2.5
MODUL O	0.32	0.32	0.37	0.30
COEFICIENT F	0.14	0.08	0.16	0.08
UNDELE / SECUNDA PERMANENTA	35	35	40	30
COEZIUNEA c (t/m ²)	0	0	0	0
COEFICIENT DE CEZARE	0.77	0.76	0.54	0.76

Zona de fundare aferentă profilului transversal, este alcătuită din patru tipuri de material, cu caracteristici geotehnice dis-

tincte, clasificate astfel:

- A. - Sisturi filitoase, cuarțoase, sănătoase, categoria IIa,
- B. - Alternanțe de șisturi filitoase cuarțoase cu șisturi grafitoase alterate, categoria IIIc,
- C. - Sisturi filitoase cuarțoase în alternanță cu șisturi feldspatice, categoria IIIb,
- D. - Sisturi grafitoase alterate, categoria IIIId.

Dintre acestea se evidențiază numai categoria IIIb, a cărei deformabilitate sugerează posibilitatea unor influențe majore asupra comportării structurii. Totuși, în calculul de interacțiune structură teren de fundare și al stabilității generale s-a ținut cont de anizotropia terenului și de șistuoșitatea și direcțiile pe care acestea se manifestă.

Calcululele pentru evaluarea eforturilor și deformațiilor din corpul barajului și în terenul de fundare s-au făcut considerînd comportarea lineară a terenului de fundare sub încărcare, în timp ce materialele folosite în structura barajului au fost considerate că se comportă nelinear-elastic sub încărcarea dată de greutatea proprie.

Pentru modelul de calcul al interacțiunii structură-teren de fundare s-a folosit metoda elementului finit și programul de calcul automat LSBUILD /78/. Verificarea stabilității generale a ansamblului structură-fundație s-a făcut utilizînd o nouă metodă de calcul folosînd programul cunoscut în literatură sub denumirea de STABL /194/, adaptat de autor în 1985, pe calculatoarele din țară. Metoda de calcul folosită în program consideră că lunecarea se produce după o su-

prafată de formă oarecare (deci chiar un plan de șistuoșitate).

Programul de calcul STABL prezintă marele avantaj și noutatea, totodată, că poate genera automat un număr infinit de suprafețe de formă oarecare și calculează coeficienții de siguranță afișând poziția a zece suprafețe cu coeficienții minimi rezultați în structură sau fundație, față de programele similare, care pot analiza o singură suprafață, a cărei formă și poziție sînt impuse de operator. Programul utilizează tehnica numerelor aleatoare (RANDOM) pentru generarea suprafețelor potențiale de cedare și folosește următoarele expresii analitice pentru calculul momentului de echilibru:

$$\sum_1^n \left[\Delta N' (\bar{y} \sin \alpha - \bar{x} \cos \alpha) + \Delta W \bar{x} - \Delta S_r (\bar{x} \sin \alpha + \bar{y} \cos \alpha) \right] = 0 \quad (3.10)$$

în care:

\bar{x} , \bar{y} = distanțele pe verticală și orizontală de la punctul față de care se calculează echilibrul pînă la mijlocul bazei fiecărei fișii de calcul,

$\Delta N'$ = forța efectivă normală la baza fișiei,

ΔW = greutatea fișiei,

ΔS_r = forța tangențială la baza fișiei.

Rezolvarea ecuației de echilibru și calculul coeficientului de siguranță (F_s) s-a făcut folosind programul automat de calcul STABL, implantat pe calculatorul UNIVAC 3000. Metoda este avantajoasă pentru analiza structurilor zonate, așa cum este cazul structurii și terenului de fundare din amplasamentul barajului Rîul Mare care a constituit obiectul studiului /238/.

Valorile coeficienților de siguranță se calculează utilizînd următoarele relații:

$$\sum_1^n \frac{A_1 - F A_2}{F + A_3} = 0 \quad (3.11)$$

în care:

$$A_1 = \frac{C'}{\cos \alpha} + \operatorname{tg} \theta' [W(1 - K_v - K_h \operatorname{tg} \alpha) - \frac{U_\alpha}{\cos \alpha} + U_\beta (\cos \beta + \operatorname{tg} \alpha \sin \beta) + Q (\cos \delta + \operatorname{tg} \alpha \sin \delta)] \quad (3.12)$$

$$A_2 = W[(1 - K_v) \operatorname{tg} \alpha + K_h] + U_\beta (\operatorname{tg} \alpha \cos \delta - \sin \beta) + Q (\operatorname{tg} \alpha \cos \delta - \sin \delta) \quad (3.13)$$

$$A_3 = \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \theta' \quad (3.13')$$

unde:

- c', ϕ' = parametrii dreptei lui Coulomb determinați în instalația triaxial,
 α, β = unghiul fîșiei analizate cu orizontala la bază și respectiv la vîrf,
 W = greutatea fîșiei,
 K_h, K_v = valorile coeficientului seismic vertical și respectiv orizontal, funcție de magnitudinea cutremurului în raport cu greutatea fîșiei,
 U_α, U_β = forțe rezultante produse de presiunea apei la baza și respectiv la vîrfurile fîșiei,
 Q = forța uniform distribuită pe contur, care acționează la partea superioară a fiecărei fîșii și care are o înclinare δ cu verticala.

Suprafețele de alunecare sînt definite prin segmente de dreaptă; suprafața fiecăruia este determinată independent de segmentele precedente, în general ($\theta_1; \theta_2$), unde:

- $\theta_1 > 45^\circ$ față de direcția segmentului precedent,
 $\theta_2 = R^2 \cdot 45^\circ$.

Dacă pentru un segment particular $\theta_2 < -45^\circ$ este automat echivalent cu -45° .

Prin urmare, înclinarea fiecărui segment linear este stabilită cu ajutorul relației:

$$\theta = \theta_2 + (\theta_1 - \theta_2) R^{(1+R)} \quad (3.14)$$

în care R este generat prin tehnica numerelor aleatoare.

Prin calculul stării de eforturi și deformații și verificarea stabilității barajului s-a analizat ansamblul structură-teren de fundare, în următoarele ipoteze:

- perioada de execuție și barajul la cota finală înainte de prima umplere,
- exploatare curentă, cînd nivelul apei din lac este la nivelul maxim de retenție.

3.1.2.2. Rezultate obținute și concluzii pe baza studiilor întreprinse

Volumul foarte mare de informații obținute prin valorificarea încercărilor triaxial și programele de calcul a stabilității și cu element finit, au condus la formarea unei imagini asupra procesului de conlucrare structură-teren de fundare și identificare a zonelor cele

mai solicitate, încît să se poată lua măsuri concrete de proiectare.

a. Analiza distribuției eforturilor în structură și terenul de fundare, a condus la următoarele observații principale:

. Distribuția eforturilor în structura barajului este influențată fundamental de caracteristicile terenului de fundare întîlnite pe cei doi versanți ai barajului Rîul Mare.

Deformabilitatea ridicată a terenului de fundare, întîlnită pe versantul stîng, a produs o redistribuire a eforturilor verticale în nucleul de argilă și zonele adiacente acestuia (zone de filtre și anrocament).

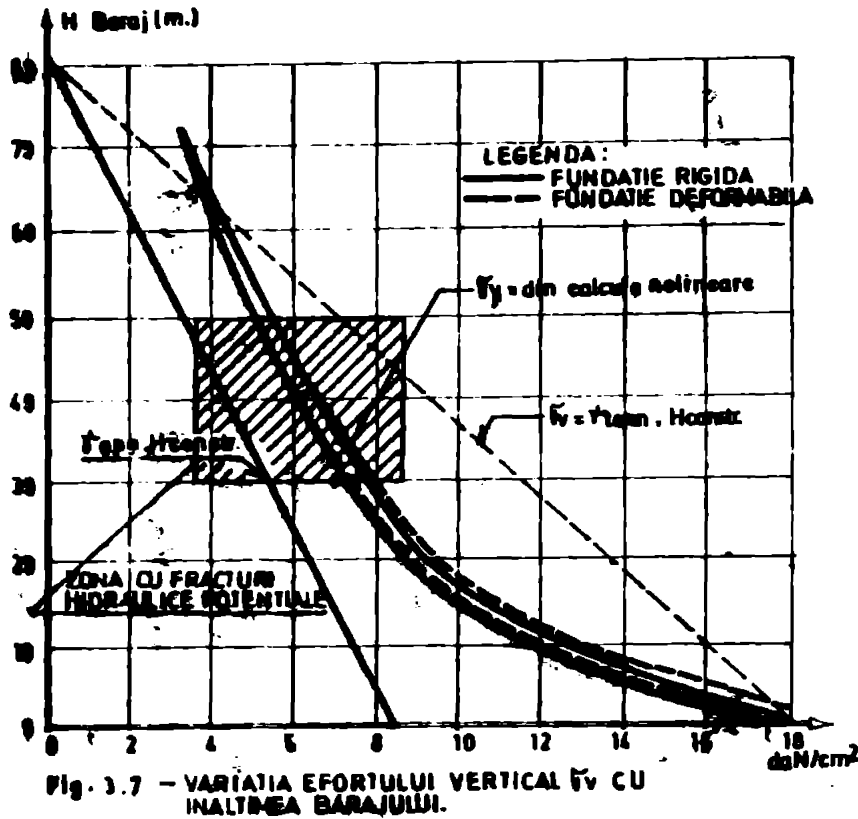
Se remarcă astfel dispariția efectului de boltă, sau de descărcare (de rezemare), a argilei din nucleu în zonele de filtru, întîlnit în cazul fundației rigide. Fenomenul de boltă, remarcat și în alte studii /102/, /181/, /186/, /193/, /217/, este foarte periculos pentru securitatea barajului deoarece poate produce o discontinuitate în masa de argilă din zona etanșă, argila putînd rămîne, practic, suspendată pe zonele de filtru, din nisip și balast compactat, fapt ce poate determina o fisură orizontală în structură;

. Distribuția eforturilor pentru situația terenurilor de fundare anizotrope-deformabile este total diferită de cazul terenului rigid, atît în zona de contact structură-teren de fundare, cît și în adîncime, în zona de influență.

În cazul terenului de fundare rigid, distribuția valorilor eforturilor prezintă o simetrie cu valorile maxime în zona centrală, în zona contactului dintre structură și terenul de fundare. Spre deosebire de acest caz, în cazul terenului șiistuos deformabil, curbele de egală valoare σ_y , prezintă numeroase inflexiuni, marcînd tipuri de roci din fundație și concentrările de eforturi în zona de contact cu zonele de filtru din structură.

Din reprezentarea grafică a variației eforturilor pe direcție verticală σ_y cu înălțimea barajului H, rezultate din calcul, Fig. 3.7, se remarcă atît influența metodei de calcul, cît și a rigidității terenului de fundare. Se remarcă astfel faptul că prin calculele clasice, în care se consideră că efortul σ_y variază direct proporțional cu înălțimea barajului, în anumite zone din baraj (cota 49, de exemplu) se face o supraestimare a efortului cu aproximativ 60%: $\sigma_y = 9,3$ daN/cm², prin metoda clasică, față de $\sigma_y = 6,0$ daN/cm², în cazul considerării unei variații neliniare a efortului cu înălțimea barajului. Această diferență evidențiază foarte bine fenomenul de rezemare a nu-

cleului de argilă, mai plastic, pe zonele adiacente de filtru realizate din nisip și pietriș. Totodată, din aceeași diagramă rezultă că,



datorită reducerii valorilor eforturilor verticale în nucleul de argilă ca urmare a efectului de boltă, în treimea mijlocie a barajului (cotele 39-59, de exemplu) este posibilă dezvoltarea unei fisuri în nucleul de argilă, apa din lac putînd produce o fractură hidraulică, întrucît în această zonă efortul vertical reprezintă cca. 60% din cel estimat, iar efortul orizontal produs de apa din lac este mai mic

numai cu cca. 15%, față de cca. 50% cît se estima prin metodele clasice.

Curbele de egal efort de forfecare maxim, τ_{max} , prezentate în cazul terenului de fundare deformabil și nedeformabil, oferă indicații asupra zonelor care pot prezenta concentrări de eforturi, așa cum sînt zonele de filtru din structură și zonele de rocă din fundație.

Datorită acestor concentrări de eforturi, ca urmare a variației rigidității diferitelor tipuri de material, valorile maxime ale efortului de forfecare τ_{max} , rezultate în zona de fundație, sînt de ordinul a 12 daN/cm², în cazul fundației deformabile, și numai de $\tau_{max} = 7$ daN/cm², în cazul fundației rigide.

Zonele în care s-a depășit capacitatea de rezistență a terenului de fundare ($F_I \approx 1$) sînt situate sub axul barajului în zona de fundare datorată tipului de rocă IIIb și faliilor ce afectează zona. Totodată, rezultă că, pentru cazul real al fundației deformabile, în structură este folosită 80% din capacitatea maximă de rezistență a materialului, în zona de filtru din balast, care preia eforturi suplimentare datorită efectului de boltă remarcat și în cazul variației eforturilor verticale σ_y .

Deplasările maxime sînt înregistrate în treimea mijlocie a structurii și sînt de ordinul a 2,00 m, în cazul fundației deformabile, și

numai de 1,8 m, în cazul fundației rigide, marcînd încă o dată influența pe care o are deformabilitatea terenului de fundare asupra structurii și redistribuția deplasărilor în ansamblul acesteia.

Din calculele efectuate folosind datele geotehnice obținute în instalația triaxial și pe teren, a rezultat, de asemenea, necesitatea efectuării unor verificări la stabilitate la lunecare, astfel încît să se poată lua măsurile necesare pentru realizarea barajului în condiții de securitate și exploatare optime.

b. Calcule de stabilitate la lunecare a taluzelor

Calculule de stabilitate la lunecare s-au efectuat folosind programul de calcul automat STABL /94/, /194/, /231/, pentru cazul fundației deformabile, folosind parametrii geotehnici prezentați în Tabelul 3.4.

TABEL 3.4 - PARAMETRII GEOTEHNICI FIZICO-MECANICI REZULTATI DIN INCERCARI

TIP MATERIAL	UNGHIIUL DE FRECARE INTERNA φ°		COEZIUNEA (t/m ²)	DENSITATEA (t/m ³)
	PERPENDICULAR PE STRATIFICATIE	PARALEL CU STRATIFICATIA		
NIȘIP PENTRU FILTRU F1	-	35°	0.0	2.05
PIETRIS PENTRU FILTRU F1	-	35°	0.0	2.05
ANROCAMENTE	-	40°	0.0	2.15
PRISME STABILIZATOARE	-	30°	0.0	2.05
FUNDAȚIE TIP II _a	45°	31°	60.0	2.50
FUNDAȚIE TIP III _c	39°	22°	0.0	2.50
FUNDAȚIE TIP III _b	39°	22°	10.0	2.50
FUNDAȚIE TIP III _d	39°	22°	0.0	2.50

Verificările s-au efectuat pentru ansamblul structură-teren de fundare, ținînd cont de anizotropia geotehnică și

morfologică constatată pe teren și exprimată prin parametrii geotehnici prezentați în Tabelul 3.4.

Dat fiind concepția nouă a programului de calcul automat și parametrii geotehnici determinați în laborator și pe teren, în studiu a fost posibil să se considere valori diferite ale coeficienților de calcul, funcție de modul cum suprafața de lunecare traversează, paralel sau perpendicular, suprafețele de stratificație sau sîstuozitate naturală a terenului de fundare. Au fost selectate automat, de programul de calcul, 10 suprafețe potențiale de lunecare, pentru care au rezultat cei mai mici coeficienți de siguranță.

Pentru verificarea influenței considerării în calculul stabilității a anizotropiei geotehnice a structurii terenului de fundare al barajului, s-au efectuat calcule și în concepția clasică, prin care nu se ține cont de variația parametrilor rezistenței la forfecare cu stratificația.

Din analiza poziției suprafețelor de lunecare cu coeficienți mi-

nimi de siguranță și valorile acestora pentru ipotezele analizate, Tabel 3.5, se desprind următoarele observații:

TABEL 3.5. COEFICIENȚI DE SIGURANȚA REZULTAȚI DIN CALCULE

Fs	COEFICIENȚI Fs min. FUNDATIE IZOTROPA		Fs	COEFICIENȚI Fs min. FUNDATIE ANIZOTROPA	
	CERCURI	SUPRAFETE		CERCURI	SUPRAFETE
F1	1.343	1.414	F1	1.362	1.526
F2	1.403	1.761	F2	1.442	1.573
F3	1.671	1.809	F3	1.582	1.694
F4	1.822	-	F4	2.471	-

. In varianta considerării terenului de fundare izotrop și a valorilor parametrilor

rezistenței la forfecare, constanți pentru fiecare tip de material, corespunzători poziției paralele cu stratificația, coeficienții de siguranță au valori mai mici decât în cazul considerării anizotropiei geotehnice naturale cu cca. 12 - 14%;

. Coeficienții de stabilitate la lunecare, fără considerarea anizotropiei, au valori situate la limita inferioară admisibilă pentru ipoteza de calcul avută în vedere;

. Suprafețele de lunecare cu coeficienți minimi de siguranță trec prin vecinătatea zonei de contact structură-teren de fundare, însă în majoritate prin corpul barajului, datorită existenței unor zone de rocă din terenul de fundare cu parametri geotehnici superiori celor corespunzători corpului barajului (în special coeziunea c).

Analiza ansamblului informațiilor obținute prin calcul, având la bază încercări efectuate în instalațiile triaxial prezentate în Cap. 2 și încercări de teren, folosind metoda elementului finit pentru aspectele de interacțiune și metode de calcul ale coeficientului de siguranță care modelează anizotropia terenului de fundare, a permis luarea de măsuri cantitative și calitative în procesul de proiectare și execuția a barajului, dintre care cităm:

- au fost prevăzute prisme suplimentare de stabilizare, dispuse pe taluzele amonte și aval ale barajului, fondate pe versantul stâng al văii, /238/,

- prevederea unor sisteme de drenaj în aval de nucleul de argilă, în versantul stâng, /49/, /70/, /26/.

- comportarea diferențiată funcție de terenul de fundare și poziția în structura barajului a condus la soluții locale de îmbunătățire a terenului de fundare,

- dispunerea aparatelor de măsură și control a deformațiilor în timpul execuției și exploatării barajului pe baze științifice, în zonele cele mai solicitate din baraj unde se așteaptă ca materialele de

construcția și terenul de fundare să fie solicitate la capacitatea maximă,

- dirijarea și folosirea materialelor de construcție în structura barajului funcție de caracteristicile geotehnice specifice /224/,
- prognozarea variației parametrilor efort-deformație a fiecărui tip de material local folosit în umplutură și a terenului de fundare în faza de construcție și exploatare a barajului Rîul Mare.

3.1.3. Studii cu privire la unele diguri realizate la UHE Izbiceni (soluții de fundare pe terenuri alcătuite din nisipuri lichefiabile)

Terenul de fundare, alcătuit din nisipuri fine monogranulare saturate, este sensibil la sarcinile dinamice induse de seism, suferind modificări importante de structură, care conduc la un proces de concurență între barajele din materiale locale și terenul de fundare extrem de complicat. Modelarea prin calcul folosind metoda elementului finit /27/, /229/, /2354/ pentru asemenea cazuri, a ușurat înțelegerea fenomenelor de interacțiune care se produc și a fost posibilă abordarea de soluții tehnice în consecință.

Proiectarea digurilor în zona Olt aval, a impus o analiză detaliată, atât a terenului de fundare - care este alcătuit din nisipuri fine afânate, cu grosimi de 3 - 7 m, cât și a structurii digului cu înălțimi de până la 25 m, ce urmează a fi executată. Studiul terenului de fundare a cuprins, atât identificarea geotehnică a materialului aflat în terenul de fundare, care a condus la concluzia că materialul alcătuit din nisipuri fine este lichefiabil, cât și calcule teoretice pentru găsirea secțiunii de dig optime, capabile să reziste la solicitările suplimentare produse de un seism, zona fiind situată în zona seismică activă.

Studiile și încercările de laborator efectuate cu instalația triaxial pentru pământuri (Cap. 2.1.7), în condiții de solicitare statică și ciclică, pentru stabilirea parametrilor geotehnici ai nisipurilor, în condițiile acțiunii unui seism, au fost aplicate pentru proiectarea digurilor aflate în execuție pe valea Oltului inferior (Drăgănești, Izbiceni) și valea Siretului (Galbeni, Răcăciuni), amplasate în zone seismice și pe terenuri de fundare dificile.

3.1.3.1. Parametrii geotehnici de calcul au fost stabiliți pe probe de nisip compactat la gradul de indesare și umiditatea din teren, folosind instalația triaxial și metodologia prezentată în Cap.

2.1.5 pentru încercări statice și 2.1.7. pentru încercări ciclice. În Tabelul 3.6 sînt prezentați parametrii geotehnici de identificare generală și de calcul, folosiți ca date de intrare în programul automat de calcul LSBUII /149/ pentru

TABEL 3.6. - PARAMETRII GEOTEHNICI OBTINUTI DIN ÎNCERCĂRI

TIPUL DE MATERIAL	CARACTERISTICI GEOTEHNICE DE CALCUL								
	γ_w (/m ³)	β°	$\frac{E}{10000}$	K	N	D	G	F	FL
NISIP CU PIETRIS DIN FUNDATIE	2,050	36	0,00	600,0	0,220	5,000	0,20	0,200	0,900
NISIP FIN DIN FUNDATIE	1,60	28	0,00	630,0	0,400	5,000	0,32	0,270	0,900
MATERIAL DRENANT DIN STRUCTURI	1,300	36	0,00	500,0	0,220	4,000	0,25	0,150	0,750
MATERIAL DIN CORPUL DIGULUI	1,500	32	0,00	400,0	0,300	5,000	0,30	0,200	0,750
MATERIAL DIN CORPUL DIGULUI	1,500	32	0,00	400,0	0,300	5,000	0,30	0,200	0,750
MATERIAL DIN PINGELI DRENANT	2,050	36	0,00	500,0	0,220	4,000	0,25	0,1500	0,750

generală și de calcul, folosiți ca date de intrare în programul automat de calcul LSBUII /149/ pentru

calculul static.

Caracteristicile cutremurului de calcul specific amplasamentului au fost stabilite prin metode geofizice iar o parte au fost preluate din literatură.

Proprietățile pământului din structură și fundație, în condiții de solicitare dinamică, sînt definite prin modulul de forfecare dinamică (G) și coeficientul de amortizare (D), stabilite în laborator prin încercări în triaxialul ciclic și respectiv, coloană rezonantă, și pe teren prin metode geofizice.

În programul automat de calcul QUAD 4 /73/, au fost implantate curbele $G = f(\dot{\gamma})$ și $D = f(\dot{\gamma})$, determinate conform Cap. 2.1.7.

Cunoscînd faptul că modulul de forfecare al pământurilor variază în funcție de efortul mediu efectiv în încercările triaxiale:

$$G = 1000 K_2 (\sigma'_m)^{1/2} \quad (3.15)$$

în care:

G = modulul de forfecare,

K_2 = parametrii funcție de tipul de pământ, densitatea relativă și deformația de forfecare,

σ'_m = efortul mediu efectiv,

$$\sigma'_m = \frac{1+2 K_0}{3} \sigma'_v \quad (3.16)$$

La deformații foarte mici, de ordinul a $10^{-4}\%$, valoarea lui K_2 este maximă. Odată valoarea lui K_2 cunoscută, G_{max} poate fi stabilită la oricare nivel de deformație.

O altă metodă pentru calculul lui G_{max} , o constituie cea a măsurătorilor de viteze de propagare a undei elastice, măsurată prin metode geofizice sau de laborator:

$$V_S = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} \quad (3.17)$$

în care :

V_S = viteza undei de forfecare, m/sec,

ρ = densitatea,

G_{\max} = modulul de forfecare la deformație mică.

În analiza dinamică obișnuită a barajelor din materiale locale s-a aplicat numai componenta orizontală a cutremurului.

3.1.3.2. Programul automat de calcul folosit a necesitat parcurgerea următoarelor etape de investigare:

- Discretizarea secțiunii digului și terenului de fundare în elemente finite. S-au folosit 81 elemente legate prin 96 puncte nodale, considerînd în structură și terenul de fundare existența a 6 tipuri de materiale. Modelarea secvenței construcției digului s-a făcut prin considerarea a 4 straturi convenționale;

- Calculul distribuției eforturilor în secțiunea de dig și terenul de fundare, în condiții statice din greutate proprie, folosind programul ISBILD, cu datele de intrare stabilite în laborator folosind instalația triaxial automată prezentate în Tabelul 3.6.;

- Calculul distribuției eforturilor suplimentare induse în structură și terenul de fundare de un seism de calcul tip Vrancea 1977, s-a făcut folosind programul automat de calcul cunoscut în literatură sub denumirea de QUAD 4 /73/, adaptat de autor pe calculatoarele din țară /93/.

Pentru a determina valoarea eforturilor induse de seism în structura digului și terenului de fundare s-a luat în considerare un model matematic ce are în vedere un sistem nelinear-elastic modelînd etapele de construcție.

Programul de calcul QUAD 4 evaluează răspunsul seismic al structurilor de pământ prin procedeul cu element finit, considerînd variația modulului de forfecare (G) și amortizarea cu deformațiile, procedeu propus de I. M. Idriss, H. B. Seed /73/.

Datorită faptului că amortizarea pământului este funcție de deformație, în condiții de variație mare a proprietăților materialului, deformațiile variază considerabil, și deci folosirea unei valori constante pentru amortizare, chiar dacă este media ponderală a valorilor /73/, poate duce la rezultate incorecte, pentru aceleași condiții.

În felul acesta a fost formulat un procedeu analitic care permite folosirea unui coeficient de amortizare variabil de la un element finit la altul. Procedeu are la bază ecuația:

$$(M) \{u\} + (C) \{u\} + (K) \{u\} = \{R(t)\} \quad (3.18)$$

unde:

- (M) = matricea masă,
- (K) = matricea de rigiditate,
- (C) = matricea de amortizare,
- {u} = vectorul deplasărilor nodale,
- R(t) = vectorul forță.

Ecuațiile de mișcare (3.17) sînt rezolvate prin integrare directă (metodă propusă de Djabaj, Wilson, Valera) ca un set de ecuații simultane. Forma matricilor elementare de amortizare a fost propusă de Rayleigh astfel:

$$(C)_q = \alpha_q (m)_q + \beta_q (K)_q \quad (3.19)$$

unde:

$(C)_q$, $(m)_q$, $(K)_q$ sînt matrici elementare de amortizare, masă și rigiditate pentru elementul q;

$$\alpha_q = \lambda_q W_1 (\beta_q - \lambda_q) / W_1 \quad (3.20)$$

λ_q = coeficientul de amortizare,

W_1 = frecvența fundamentală a sistemului.

Matricile elementare se assemblează apoi la matricea totală a sistemului. Pentru rezolvare se presupune că variația accelerației este lineară, timpul elementar de integrare este D_t , valorile răspunsului la momentul t fiind exprimate funcție de valorile obținute la momentul t - D_t .

3.1.3.3. Rezultate obținute și soluții de proiectare adoptate

Volumul impresionant de informații furnizate de cele două programe de calcul utilizate, deși au caracter informativ, au permis o analiză amplă a comportării ansamblului structură-teren de fundare, sub diferite aspecte. Rezultatele prezentate de autor în referatele /221/, /222/ permit să se evidențieze următoarele aspecte semnificative, care au condus la găsirea unor soluții concrete de proiectare și tehnologice, aplicate pe șantier:

- Cutremurul de calcul a produs la un moment dat, în structură,

eforturi pe direcție orizontală, care depășesc în prismele laterale ale digului cu 10% (local pe taluze 20%) valoarea celor statice din din greutate proprie (Fig. 3.8). De remarcat că valorile maxime ale

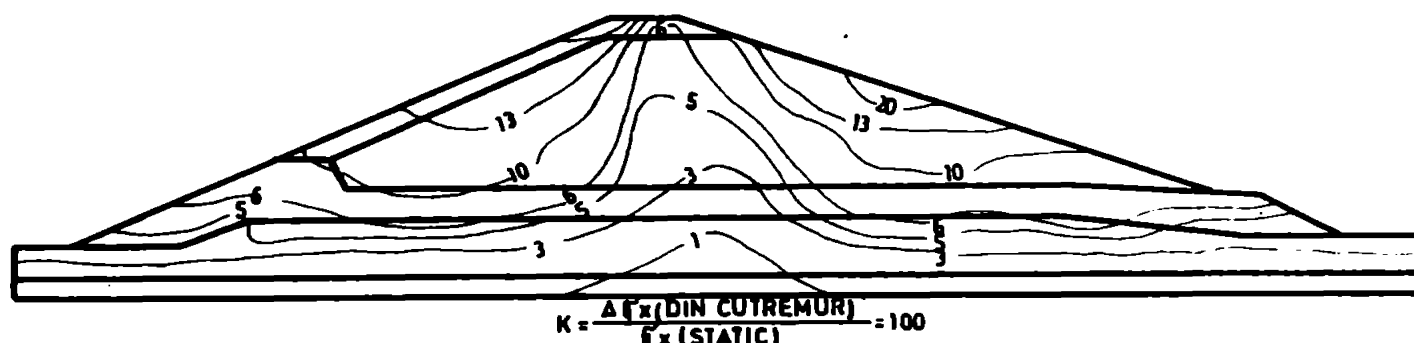
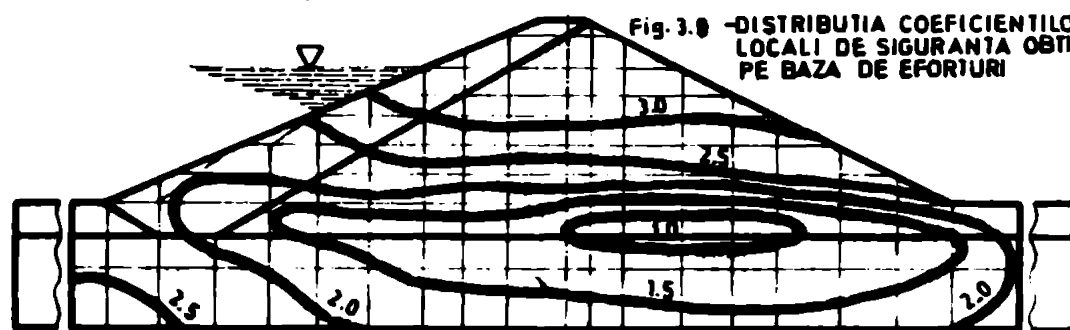


Fig. 3.8. - CURBE DE EGALA VALOARE A RAPORTULUI (K) REZULTATE DIN CALCUL. -

efortului σ_x , induse de seism în structură și la contactul cu terenul de fundare, în zona piciorului amonte și aval al digului sînt mai mari cu 6% decît cele statice;

- Eforturile induse de seism pe direcție verticală (σ_y) depășesc cu 2% pe cele statice. Creșterile maxime se întîlnesc în straturile de nisipuri fine din fundație, sensibile la sarcini dinamice, lichefiabile după criteriile internaționale bazate pe distribuția granulometrică și gradul de îndesare;

- Tot în zona contactului structură-teren de fundare sînt înregistrate creșterile importante și pentru eforturile tangențiale maxime induse de cutremurul de calcul. Acestea au valori maxime în zona coronamentului, unde depășesc cu 40% eforturile tangențiale maxime statice (τ_{max}), dar nu sînt de neglijat nici valorile care depășesc cu 20% pe cele statice în zona de nisip din fundația existentă sub prismul amonte și aval al digului;



- In Fig. 3.9 se prezintă variația factorului de siguranță locală în structura digului și în zona aferentă fundației,

obținută printr-o analiză comparativă a eforturilor, stabilite prin metoda elementului finit și rezultatele testelor de lichefiere efectuate în instalația triaxial pentru solicitări ciclice. Se poate constata că în zona prismului aval, sub prismul de rezistență, în stratul lichefiabil de nisip, se atinge valoarea $F_L = 1,00$, dovedind

o stare de echilibru limită, periculoasă.

Rezultatele încercărilor de laborator și teren, valorificate în calculele efectuate folosind diferite modele matematice și ipoteze de solicitare, /73/, /149/, au condus la concluzia că, terenului alcătuit din nisipuri fine, afinate, la suprafață, și pietrișuri, în adâncime, este necesar să i se îmbunătățească proprietățile geotehnice pentru a putea constitui terenul de fundare al digurilor.

Informațiile obținute, privind structura geologică, parametrii geotehnici specifici structurii și terenului de fundare, efectele proceselor de interacțiune în condiții de solicitare statică și dinamică, au permis să se constate că este necesară îmbunătățirea parametrilor geotehnici ai terenului de fundare, din punct de vedere al:

- gradului de îndesare, I_d , al nisipului fin, potențial lichefiabil, care trebuie să aibă valori în limitele $I_d > 0,7$, față de $I_d = 0,5$ în prezent,

- creșterea coeficientului de permeabilitate al nisipului fin din fundație pentru reducerea potențialului de lichefiere prin disiparea mai rapidă a excesului presiunii apei din pori, indusă de seism și ritmul de execuție.

Se remarcă faptul că a fost necesar să se găsească o soluție care să realizeze simultan creșterea gradului de îndesare, deci sporirea densității, și creșterea permeabilității materialului, acțiuni care, în principiu, se anulează reciproc.

S-a avut în vedere, de asemenea, evitarea, pe cât posibil, a unor excavații importante pentru înlăturarea stratului de nisip fin aflat în terenul de fundare, la contactul cu corpul digului, soluție aplicată la alte amenajări și apreciată ca neeconomică.

Pentru stabilirea soluției și metodologiei optime de îmbunătățire a terenului de fundare și totodată de fundare a digului în condițiile arătate, a fost declanșat un amplu program experimental pe șantier, în colaborare cu "Catedra de Drumuri și Fundații" a Institutului Politehnic "Traian Vuia" din Timișoara și ICH - București, coordonat de autor, în calitate de proiectant.

Au fost amenajate două incinte experimentale în șantier, pe care s-au experimentat două tipuri de tehnologii:

a. Tehnologii de îmbunătățire a terenului de fundare prin aplicarea unei energii de compactare direct pe stratul de nisip fin lichefiabil, cu grosimi medii de 1,5 - 2,0 m, aflat deasupra nivelului hidrostatic, care au constat din:

- compactare cu placa vibrantă grea atașată vibroagregatului AVP-1 /153/, /152/,
- cilindru vibrator Liess de 16,0 t,
- cilindru vibrator Liess de 12,0 t,
- cilindru vibrator Liess de 6,5 t,
- compactare intensivă cu maiul greu de 12,0 t pe fișii continue,
- compactare intensivă cu maiul greu de 12,0 t în șah, /153/.

b. Tehnologii de îmbunătățire a stratului de nisip fin lichefiabil aflat sub apă, pe toată grosimea de 4 - 6 m și în toată masa acestuia, care au constat din:

- ploturi vibropresate cu AVP-1, /153/, /154/,
- vibroînțepare cu injecții de apă,
- vibroînțepare simplă,
- coloane de balast realizate cu tub de protecție, cu clapete de $\varnothing = 320$ mm,
- coloane de balast realizate cu echipament fără tub de protecție, cu clapete de $\varnothing = 320$ mm și 419 mm, /154/,
- coloane de balast realizate cu echipament fără tub de protecție, cu vîrf conic mobil de $\varnothing = 320$ mm și 419 mm.

Rezultatele obținute în cursul efectuării acestui amplu program de investigare pe teren, au fost materializate în referate de specialitate, /235/.

Verificarea eficacității aplicării fiecărui procedeu de îmbunătățire s-a făcut folosind penetrometria statică și dinamică, asociate cu determinări de laborator, efectuate în aceeași zonă, înainte și după aplicarea tratamentului.

Ansamblul informațiilor obținute a permis asigurarea unei baze științifice pentru alegerea celui mai ieftin și mai eficace procedeu de îmbunătățire a terenului, care să răspundă în cât mai bună măsură scopului propus - creșterea gradului de îndesare și în același timp a coeficientului de permeabilitate, a parametrilor rezistenței la forfecare și implicit înlăturarea pericolului lichefierii în cazul unui seism.

Au rezultat, în principal, următoarele concluzii legate de eficacitatea fiecărui procedeu aplicat:

. Îmbunătățirea prin ploturi din balast, executate prin vibropresare, se realizează prin creșterea uniformă a stării de îndesare pe întreaga adîncime de 4,0 m, pe care s-au efectuat penetrările de

verificare. Valorile indicelui de îndesare (I_d) au crescut de la $I_d = 0,30 - 0,35$, măsurate înainte de tratament, la $I_d = 0,55 - 0,65$, după executarea ploturilor. Materialul granular necoeziv, drenant, introdus în forma ştanţată de plotul vibrator, asigură creşterea coeficientului de permeabilitate şi deci reducerea timpului de disipare a presiunii apei din pori;

. Cilindrul vibrator de 16,0 t permite îmbunătăţirea parametrilor geotehnici ai terenului de fundare numai pe o grosime medie de 1,0 - 1,5 m de la suprafaţă; la adâncimi mai mari efectul nu mai este semnificativ;

. Restul procedurilor de îmbunătăţire a terenului, testate (vibroînţeparea cu şi fără injecţii de apă, coloane de balast de diferite dimensiuni, placa vibrantă grea, îndesarea cu maiul greu prin diferite procedee) au eficacitate, fie de la adâncimi mai mari de 2,0 m, zona superficială rămânând neîmbunătăţită, fie pe toată grosimea (maiul greu), însă cu un spor de îndesare redus (0,41 - 0,43), datorat distribuţiei granulometrice a terenului.

Analiza rezultatelor obţinute a condus la concluzia că, pentru îmbunătăţirea terenului de fundare format în principal din nisipuri fine şi mijlocii cu grosimi de peste 3,0 m, aflate sub apă în stare afînată, cele mai eficace sînt ploturile din balast executate prin vibropresare. Dispunerea ploturilor s-a făcut în reţea triunghiulară, cu distanţa între axe de 2,10 m. Verificarea eficacităţii s-a făcut prin penetrare dinamică cu PDU, numărul minim de lovituri pentru o pătrundere a conului de 10 cm, în terenul îmbunătăţit, trebuind să depăşească 28 lovituri, ceea ce corespunde, după teste, la un grad de îndesare I_d aproximativ egal cu 0,60.

Folosirea ploturilor vibropresate se justifică şi din punct de vedere economic, preţul de cost pe metru pătrat de teren îmbunătăţit pe o adâncime de 5,5 - 6,0 m fiind de aprox. 4 ori mai mic decît în cazul îmbunătăţirii cu coloană de balast, procedeu mai apropiat ca eficacitate, conform Tabelului 3.7.

TABEL 3.7 DATE PRIVIND EFECTELE ECONOMICE. —

TEHNOLOGIE	SUPRAFAȚA DE TEREN AFERENTĂ (m ²)	PREȚ UNITAR LEI/m ² TEREN ÎMBUNĂȚIT
PLOTURI VIBRO-PRESATE	3.78	24.22
VIBRO-ÎNȚEPARE	2.80	31.98
COLOANE BALAST 320	1.24	154.84
COLOANE BALAST 470	2.50	70.40

Soluția de proiectare și execuție a digurilor de la Drăgănești, propusă de autor /235/, aplicată în prezent, est prezentată schematic în Fig. 3.10 și constă din:

. Îmbunătățirea parametrilor

lor geotehnici ai stratului de suprafață, alcătuit din nisipuri fine și prafuri, situat deasupra nivelului apei freatice, prin șase treceri de compactor-vibrator de 16,0 tf energie de compactare, care se aplică și la compactarea materialului din structură. Compactarea se va face pe întreaga ampriză a barajului;

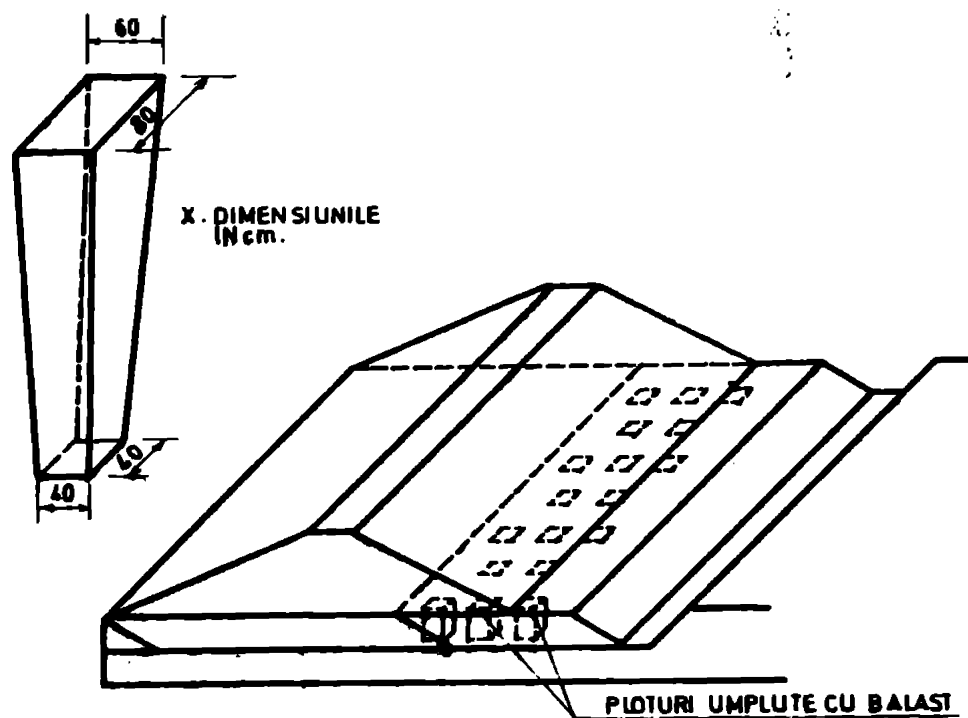


Fig. 3.10 SOLUȚIA DE ÎMBUNĂȚIRE A TERENULUI DE FUNDARE ADOPTAT.

. Îmbunătățirea terenului de fundare în adâncime, pe toată grosimea stratului de nisip fin afânat, potențial lichefiabil, folosind ploturi din balast, vibropresate. Dimensiunile, forma și distanțele între ploturile ce se execută sînt cele stabilite prin studiile speciale efectuate pe teren.

Soluția se aplică pen-

tru straturi de nisip fin cu grosimi mai mari de 3,0 m;

. Zonele din terenul de fundare, rezultate din calcule ca fiind cele mai solicitate, vor fi supuse unei tehnologii de îmbunătățire numai sub treimea aval a prismului de rezistență;

. Executarea unui strat drenant pe toată ampriza, deasupra terenului de fundare și sub masca de beton din amonte;

. Excavarea zonelor de mluri, prafuri argiloase, sol vegetal cu grosimi sub 1,0 m.

Digurile proiectate folosind această soluție sînt în fază de execuție. Controlul eficacității procedurii de îmbunătățire a terenului de fundare adoptat, se face prin:

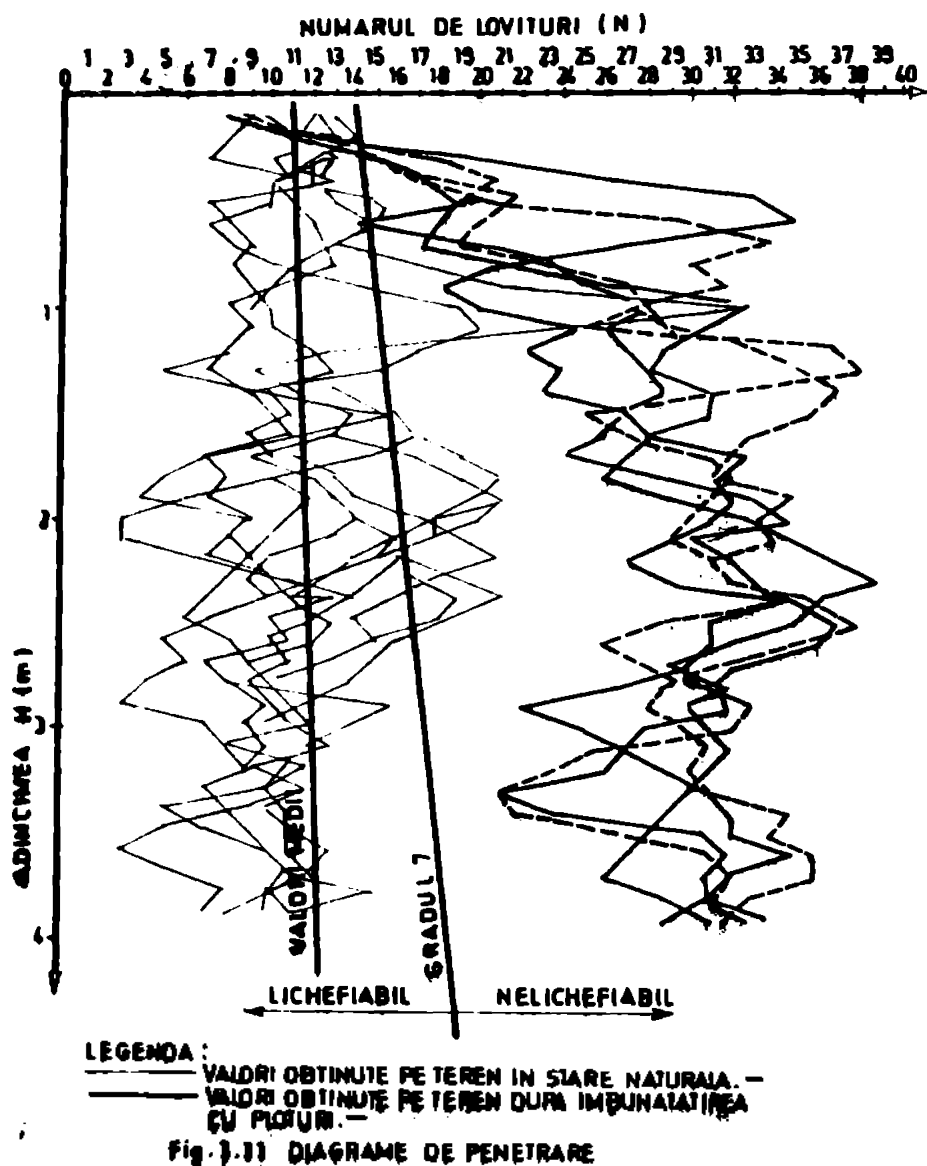
- penetrări dinamice în terenul de fundare, înainte și după aplicarea procedurilor de îmbunătățire a pămîntului,

- penetrări în ploturi,

- preuți volumice și granulometrii din materialul folosit în ploturile vibropresate și materialul de umplură.

Rezultatele obținute pe șantier prin penetrările dinamice efectuate pînă în prezent, în număr de peste 5000, se înscriu în domeniul prezentat în Fig. 3.11.

Se poate constata din această diagramă sintetică eficacitatea procedurii aplicat, care a permis realizarea digurilor pe terenuri de fundare îmbunătățite astfel încât să devină mai puțin sensibile la seisme.



Soluția a fost aplicată la digurile de la UHE Drăgănești, UHE Frunzaru, UHE Izbiceni, permițând:

- realizarea de diguri hidrotehnice din balast cu înălțimi maxime de $H = 25$ m, pe terenuri considerate necorespunzătoare pentru acest gen de construcții, nisipuri lichefiabile pe grosimi de 3 - 7 m, aflate sub nivelul hidrostatic,

- economii importante materializate în timp, combustibil și utilaje, întrucât adoptând această soluție s-a renunțat la înlocuirea

integrală prin excavații și transportarea la haldă a nisipurilor fine din zona de fundație (în cazul de față pe grosimi de 3 - 6 m).

Realizarea a cca. 70 km de diguri în scopuri hidrotehnice și pentru irigații în Valea Oltului, în zona nisipurilor fine, în condițiile unui grad mare de seismicitate (Drăgănești, Frunzaru, Izbiceni) ($K = 8$ pe scara Richter) nu era posibilă în condiții de economicitate și securitate fără cercetarea terenului de fundare prin studii geotehnice complexe, de laborator și teren, și folosirea tehnicii de calcul moderne în geotehnică.

3.1.4. Studii cu privire la optimizarea secțiunii barajului Lekhal - Algeria

În urma unui raport de expertiză întocmit de autor în 1984 /24/

s-a propus optimizarea secțiunii transversale a barajului Lekhal din Algeria. În acest scop, la cererea partenerului extern, s-a elaborat un studiu care a cuprins atât optimizarea secțiunii, cât și verificarea stabilității pantelor taluzelor și stabilirea stării de eforturi și deformații în structura barajului și terenul de fundare, în condiții statice și dinamice și totodată stabilirea în laborator a parametrilor geotehnici la solicitări dinamice pentru argilă / 98/.

Prin proiectul întocmit de firmele AGROCOMPLECT - SOFIA și INTECSA - MADRID, barajul Lekhal are înălțimea $H = 47$ m și lungimea la coronament de $L = 630$ m. Este un baraj de materiale locale de tip zonat, cu nucleu de argilă și prisme de rezistență din balast. Terenul de fundare este alcătuit din roci sedimentare - marne și calcare - acoperite cu depuneri deluviale, deasupra cărora se află un deposit de prafuri nisipoase și argile prăfoase, care, local, au grosimi de 10 - 12 m și pe care reazemă prismele de rezistență ale barajului. Nucleul de argilă este fundat pe roca de bază - marne și calcare - așa cum rezultă din Fig. 3.12.

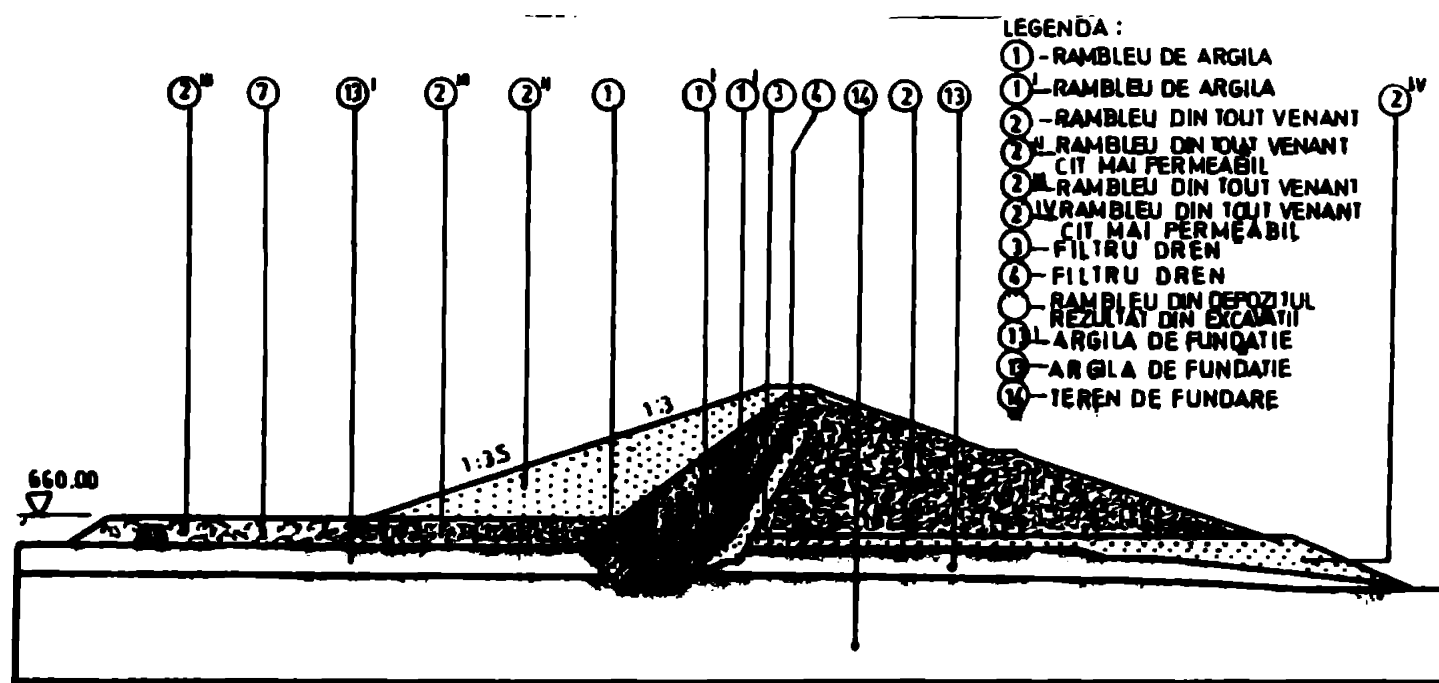


Fig. 3.12 - SECȚIUNE TIP PRIN BARAJUL LEKHAL.

3.1.4.1. Date geotehnice, metode și ipoteze de calcul

Au fost efectuate teste de laborator geotehnic, în țară, pentru identificarea generală și pentru determinarea caracteristicilor de rezistență la forfecare, în condiții statice și dinamice, pe materialul argilos din zona etanșă a barajului Lekhal. Pentru materialele din prismele de rezistență și terenul de fundare, au fost făcute studii geotehnice în perioada 1975 - 1980, în laboratoarele din Sofia (RPB)

și Alger (Algeria). În Tabelul 3.8 sînt prezentate principalele caracteristici prezentate în raportul întocmit de autor /241/.

TABEL 3.8. - PARAMETRII GEOTEHNICI FIZICO - MECANICI REZULTATI DIN INCERCARI

PROVENIENȚA DATELOR	INDICI DE PLASTICITATE			GRANULOZITATE				PARAMETRII PROCTOR		REZISTENȚA LA FORFECĂRE				TIP TEST
	W _L %	W _p %	I _p %	≤ 5 μ	≤ 0.05 mm	≤ 0.50 mm	≤ 2 m	γ _d (KN/m ³)	W _{opt.}	FORFECĂRE DIR.		TRIAXIAL STATIC		
										β°	C(KN/m ²)	β°	C(KN/m ²)	
AGROCOMPLEX SOFIA	26-43	15-24	10-22	13-41	40-49	-	78	16.4-18.4	16.5-20.0	11°-15°	47-100	12°-17°	45-100	CU
														CD
BOMELEKTRO BUCUREȘTI	30.9	10.1	20.6	34	59	78	96	17.8	17.61	12°	70	16°	10.0	UU
												17°-10°	15.0	CU

Pentru materialul argilos s-au făcut încercări statice și ciclice în instalația triaxial prezentată în Cap. 2 al lucrării. Parametrii geotehnici pentru argilă, rezultați aplicînd metodologiile de testare și interpretare a datelor descrise în Cap. 2.1.5. și 2.1.7., sînt prezentați în Tabelul 3.9.

TABEL 3.9. PARAMETRII GEOTEHNICI FOLOSITI IN CALCULUL EFORTI - DEFORMATIE STATIC. -

ARGILA PENTRU NUCLEU	TIPUL INCERCĂRII	β°	C(KN/m ²)	γ(KN/m ³)	K	n	R _f	G	f	d
		UU	12° 5'	60.0	20.560	150	0.65	0.75	0.39	0.25
	CU	15° 8'	75.5	20.750	150	0.65	0.75	0.39	0.25	3.20

Calcululele de verificare a stabilității la lunecare și stabilirii stării de eforturi și deformații s-au făcut pentru profilul barajului și terenul de fundare care ridică problemele cele mai deosebite din punct de vedere geotehnic datorită înălțimii barajului și prezenței sub prismele de rezistență, în terenul de fundare, a materialului nisipos, prăfos, argilos.

Studiul parametric pentru optimizarea distribuției materialelor locale în structura barajului și alegerea pantelor optime ale taluzelor a constat în analiza, prin calcul, folosind programul STABL /194/, considerînd pante variabile, în amonte, ale nucleului de argilă, în limitele 1:1,5 și 1:1,15, 1:2,5 și pante variabile pe înălțimea barajului pentru prismele de rezistență din balast și balast argilos de 1:3, 1:3,5, 1:2,5. Panta prismului aval a fost considerată constantă. Seismul de calcul a fost considerat cu o accelerație de a = 0,1 g, a = 0,15 g și a = 0,2 g. Toate analizele s-au făcut în ipotezele de sfîrșit a etapei de construcție și exploatare curentă. Cutremurul de calcul a fost considerat ca fiind modelat prin accelerograma înregistrată la București în 1977, asemănătoare cu accelerograma înregistrată la El-Asnam (Algeria) în 1980, prin înțelegere cu partenerul algerian.

3.1.4.2. Rezultate obținute și soluții propuse și aplicate

Volumul mare de date rezultate din calculele prezentate în studiul întocmit de autor /24/, a permis obținerea unei imagini complexe asupra stabilității barajului și conlucrării acestuia cu terenul de fundare, în diferite ipoteze de solicitare. Dintre acestea menționăm pe cele mai importante.

În Fig. 3.13 se prezintă una din diagramele efort-deformație obținută în instalația triaxial, în condiții de solicitare ciclică, pentru argila din zona etanșă a barajului, care, alături de încercări în coloana rezonantă efectuate la INCERC-Buc., a permis definirea curbei $G = f(\gamma)$, implantată în programul QUAD 4, cu care s-a efectuat calculul, /73/.

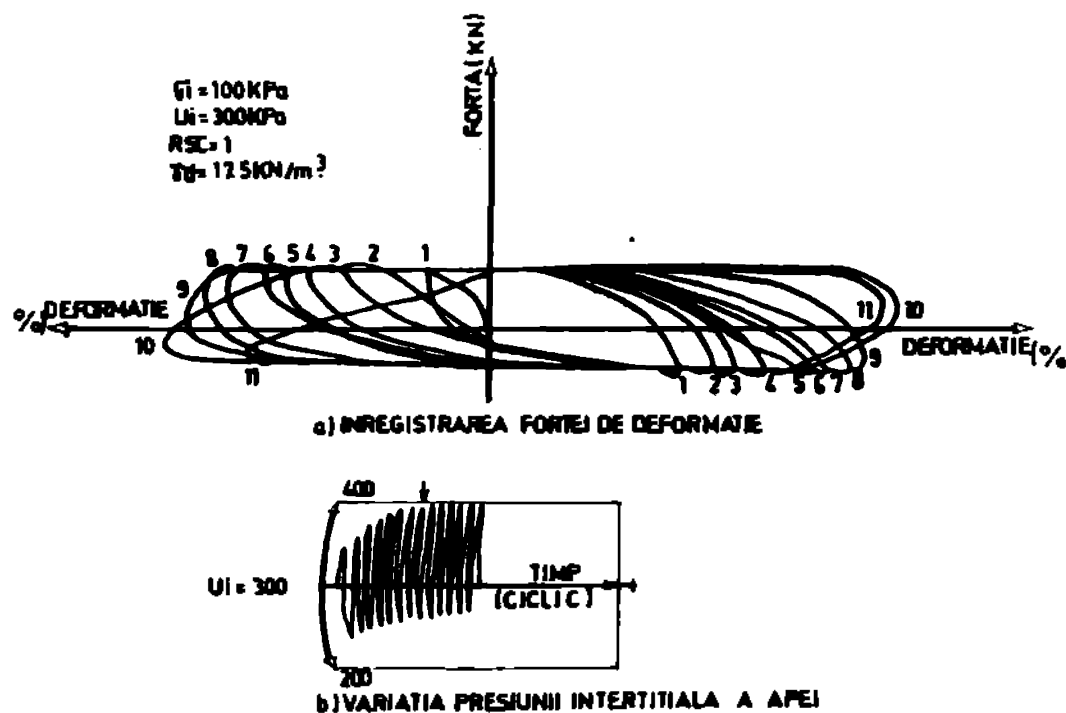


Fig. 3.13. INREGISTRARI ÎN REGIM AUTOMAT LA TRIAXIALUL CICLIC PENTRU ARGILA DELA BARAJUL LEKHAL (ALGERIA). --

Prin calcul au fost obținute informații privind interacțiunea dintre structură și terenul de fundare, dintre diferitele părți ale structurii și totodată asupra nivelului de solicitare pentru fiecare tip de material, funcție de parametrii geotehnici stabiliți în instalația triaxial. În Fig. 3.14 se prezintă variația factorului de siguranță

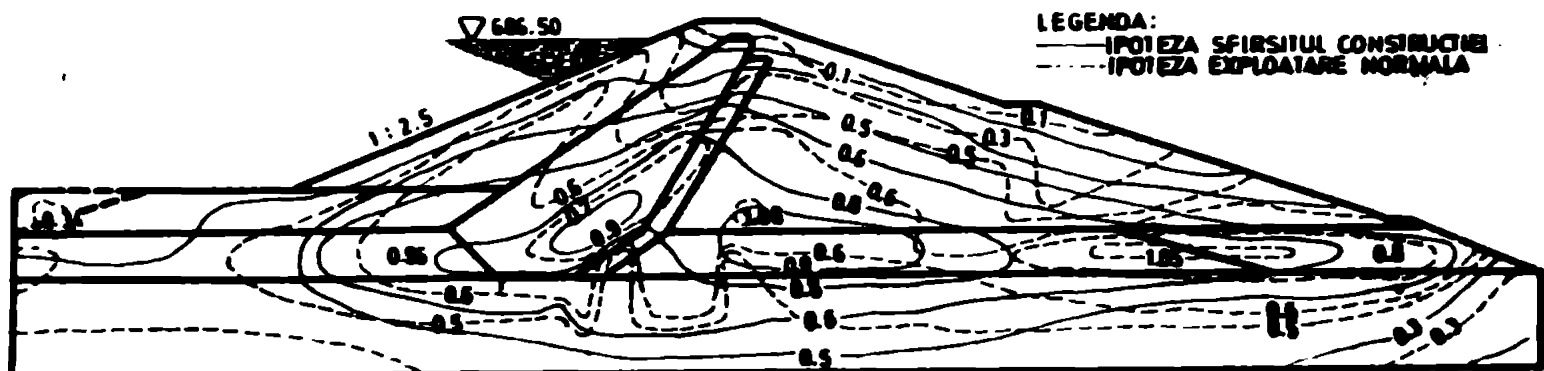


Fig. 3.14. - CURBE DE EGALA MOBILIZARE A REZISTENȚEI LA FORFECARE (K) REZULTATE DIN CALCUL. -

ranță (F_L), obținut în urma calculelor. Rezultă, în mod evident, faptul că materialul argilos care constituie zona de fundare a prismelor de rezistență, în amonte și aval, se află la limita de rezistență sub acțiunea greutății corpului barajului și a apei din lac ($F_L > 1,0$). În aceste zone sînt de așteptat dezvoltări de zone plastice limitate, care trebuie evitate prin măsuri constructive de proiectare.

Au fost evaluate, de asemenea, deformațiile maxime ce se pot dezvolta în structură și terenul de fundare sub acțiunea forțelor statice, localizîndu-se zonele din baraj unde este posibil să apară.

S-au obținut, de asemenea, informații privind distribuția probabilă a accelerațiilor maxime orizontale, Fig. 3.15., deosebit de im-

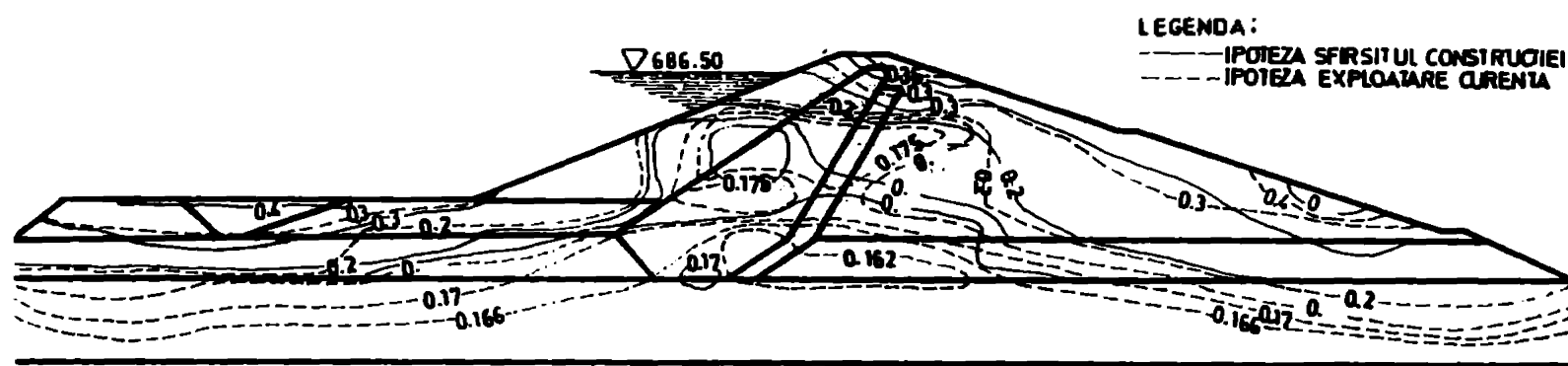


Fig. 3.15. - CURBA DE EGALA VALOARE A ACCELERATIEI INDUSE DE CUTREMURUL DE CALUL

portantă pentru calculele de stabilitate a taluzelor și terenului de fundare. Se constată că accelerația rezultată din calcul are valori maxime în treimea superioară a barajului, în zona coronamentului ($a = 0,36$ g) și la piciorul taluzelor aval și amonte ($a = 0,4$ g), în timp ce în axul construcției și terenurile de fundare are valori minime ($a = 0,17$ g). Se menționează faptul că în metodele clasice de evaluare a stabilității accelerația este considerată constantă în structură pe toate direcțiile, din lipsă de informații.

Soluțiile propuse de autor prin studiul întocmit /241/ au fost aplicate pe șantier, dintre care cităm pe cele mai importante:

. Prevederea unui strat drenant din balast, între prismul aval și balast argilos și terenul de fundare, pentru accelerarea procesului de consolidare a terenului de fundare în faza de construcție, cu scopul de îmbunătățire a parametrilor geotehnici specifici materialului prăfos, nisipos-argilos din terenul de fundare, în zonele de solicitare maximă;

. Folosirea în prismul amonte al barajului, în treimea superioară a acestuia, în zona nivelului variabil, a unui material foarte ermeabil (balast curat) pentru favorizarea drenării rapide a apei în

timpul modificării cotei acestuia în lac și creșterea rezistenței barajului la solicitări seismice;

. Modificarea pantei amonte a prismului de rezistență al barajului de la 1:3 la 1:2,5 pentru treimea superioară a barajului, ceea ce s-a materializat în economisirea a cca. 100.000 m³ de material folosit în corpul barajului. S-a economisit astfel materialul de construcție deficitar reducându-se timpul de execuție și investiția necesară;

. În baza informațiilor obținute prin încercările geotehnice și calculele efectuate de autor, a fost modificat proiectul barajului Lekhal, adaptând secțiunea tip la situația reală din teren. În prezent barajul Lekhal a fost terminat, fiind gata pentru prima umplere a lacului.

x
x x

Proiectarea și experimentarea cu rezultate bune a instalațiilor triaxial cu înregistrare automată pentru pământuri și rocamente a făcut posibilă determinarea caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare și structurilor din materiale locale (argilă, balast, rocamente) în condiții de solicitare apropiate de cele din natură, asigurând astfel datele de intrare necesare programelor complexe de calcul automat folosite în studiul interacțiunii structură-teren de fundare. Studiile și analizele efectuate de autor pentru barajele Sebeș - H = 90 m /234/, Rîul Mare - H = 175 m /237/, /238/, /239/, Lekhal din Algeria /241/, Marun din Iran - H = 165 m /242/, digurile de pe rîul Olt - H = 25 m /235/ și Siret - H = 20 m /236/, care au fundamentat soluțiile adoptate de proiectare, confirmă valoarea deosebită și nivelul ridicat de tehnicitate a parametrilor geotehnici furnizați de instalațiile triaxial, fără de care nu puteau fi abordate lucrări de asemenea dimensiuni și importanță, în condiții de securitate și economicitate maximă.

Cap. 4. CONCLUZII CU PRIVIRE LA CONTRIBUTII SI PROPUNERI

Proiectarea modernă implică considerarea ansamblului structură - teren de fundare și răspunsul acestui ansamblu neomogen la solicitări statice sau dinamice. În acest context, realizarea unor construcții de mare importanță pentru economia națională, cum sînt barajele sau centralele termo și nucleare-electrice, au impus aprofundarea aspectelor geotehnice, implicate direct în costul lucrărilor, cît și al siguranței și fiabilității în exploatare a acestor obiective. Înscrind-se pe linia acestor deziderate actuale, lucrarea tratează studiul, proiectarea și realizarea unor instalații pentru încercări de compresiune triaxială cu înregistrare automată, în condiții de solicitare statice și ciclice pentru pămînturi și materiale granulare (balast sau anrocamente). Concepția originală a acestor instalații permite producerea pentru prima dată în țară a aparaturii geotehnice de asemenea complexitate și renunțarea la import.

Cercetările efectuate folosind aceste instalații, au permis, pe lîngă obținerea datelor geotehnice concrete, necesare proiectării barajelor din materiale locale și abordarea unor aspecte teoretice privind legile de variație a parametrilor geotehnici de rezistență la forfecare cu starea de eforturi din structură pentru materiale granulare. Se vor evidenția, în aceste concluzii, cîteva din cele mai importante contribuții ale autorului, care au caracter de originalitate sau noutate, prezentate detaliat în lucrare și care constituie un factor de progres față de stadiul actual din țară și străinătate, în acest domeniu.

4.1. Contribuții la proiectarea și realizarea instalației triaxial automatizate pentru pămînturi

Încercarea triaxială constituie, în prezent, cea mai evoluată metodă de investigare a proprietăților geotehnice ale pămînturilor, în laborator. Numărul și diversitatea parametrilor ce se pot obține din încercare, depind, în mare măsură, de caracteristicile tehnice ale aparaturii de care dispunem și de nivelul de automatizare al procesului de testare și înregistrare a datelor.

Deoarece în țara noastră nu se fabrică aparatură triaxială iar parametrii geotehnici sînt indispensabili proiectării, a fost studiată, proiectată și experimentată, o instalație triaxială pentru pămînturi, avînd parametri tehnici competitivi cu cei ai celor mai moderne

instalații realizate în prezent în străinătate. Pentru realizarea instalației triaxial, în timpul experimentărilor au fost rezolvate în mod original, numeroase probleme tehnice de înaltă complexitate, atât în ce privește soluțiile alese pentru modelarea fenomenelor fizice din natură și obținerea unor parametri geotehnici reprezentativi, cât și necesitatea de a fi realizată din componente produse de industria românească, pentru a putea fi produsă pe scară industrială, în viitor, în țară. Fiecare din părțile componente ale instalației triaxial pentru pământuri a fost studiată și experimentată în mai multe variante, alegându-se în final soluția optimă.

4.1.1. Studiul, proiectarea și experimentarea surselor de presiune

Ansamblul instalației triaxial pentru pământuri, concepută de autor, a necesitat studiul unor surse de presiune necesare asigurării stării de eforturi pentru modelarea fenomenului din natură și sub care să fie solicitată proba. Au fost studiate și experimentate două surse de presiune, fiecare din ele putând fi folosită pentru determinarea unor anumiți parametri geotehnici. Autorul a studiat, proiectat și realizat, în laborator, două sisteme independente de creat și menținut presiunea constantă:

- sistemul cu aer comprimat (SAC),
- sistemul autocomensator, mercur-apă (BI).

4.1.1.1. Sistemul de creat presiunea folosind ca agent aerul comprimat (SAC)

Soluția studiată și experimentată în această lucrare (Cap. 2.1.2.1.), constituie o rezolvare modernă iar prin studiile efectuate de autor s-a făcut posibilă automatizarea procesului de testare, folosind la execuția ei componente fabricate în țară. Experimentările au demonstrat că acest sistem este eficient în cazul încercărilor triaxial de scurtă durată și în special în cazul încercărilor în care se modelează comportarea pământului la sarcini seismice. Principalele avantaje ale acestui sistem le constituie manevrabilitatea ușoară iar dacă se folosesc montajele propuse de autor, pot fi solicitate simultan mai multe probe. Principalul inconvenient al acestui sistem a rezultat din cercetare ca fiind dificultatea de a funcționa timp îndelungat, fără supraveghere permanentă, dificultate care poate fi depășită propunându-se cuplarea la un calculator de proces și sursă de

curent independentă.

4.1.1.2. Sistemul autocomensator mercur-apă (BI)

Bazat pe principiul autocomensării presiunii create de un dispozitiv mercur-apă, cuplat cu un resort etalonat astfel încât la orice modificare a greutății celulei suspendate să-i modifice poziția iar presiunea să rămână constantă. Autorul a studiat, proiectat și experimentat, cu bune rezultate, un ansamblu de dispozitive originale, care permit automatizarea completă a modificării poziției celulelor cu mercur-apă, astfel încât să poată fi programată orice valoare a presiunii pe un interval de timp cuprins între 15 min. și 200 ore (Cap. 2.1.2.2.). Sistemul propus și experimentat de autor prezintă numeroase avantaje față de soluțiile adoptate în prezent, dintre care menționăm:

- . Exactitate și siguranță în tesuele de lungă durată;
- . Posibilitatea programării realizării încercărilor cu orice drumuri de eforturi, în regim automat, pe o perioadă de 6 - 200 ore;
- . Sistemul poate fi utilizat și la alte tipuri de încercări de laborator la care s-au făcut adaptările pentru a putea fi solicitate hidraulic (edometrul MA2, de exemplu);
- . Permite solicitarea simultană a 3 - 6 probe, scurtând substanțial timpul de obținere a rezultatelor;
- . Poate fi realizat prin autodotare.

4.1.2. Studiul, proiectarea și experimentarea unui sistem hidraulic de creat și transmis efortul axial (σ_a) pentru solicitarea probei

Autorul a studiat și conceput un sistem original care poate transmite la probă efortul axial (σ_a) în urma unei solicitări hidraulice sau pneumatice și care să poată funcționa cu sistemele (SAC) și (BI), (Cap. 2.1.3.2.). Cercetările au condus la soluții noi privind etanșarea dintre pistonul mobil și cilindru, prin folosirea unei membrane rezistente flexibile, în locul garniturilor clasice care produceau frecări greu de estimat în sistem. Membrana flexibilă rezistentă, concepută și executată pentru prima dată în țară, constituie o realizare deosebită, fapt ce a creat posibilitatea proiectării sistemului de solicitare hidraulică a probei, cât și schimbarea concepției de proiectare a celulei triaxial. Prin realizarea și experimentarea cu bune rezultate a noului sistem, a fost posibilă renunțarea la mașina triaxial cu cutie de viteze, scumpă, produsă numai în străinătă-

te și care nu permite efectuarea încercărilor în condițiile solicitării probelor folosind diferite drumuri de eforturi.

4.1.3. Studiul, proiectarea și realizarea automatizării procesului de testare și înregistrare a datelor

Rezultatele experimentale obținute, permit să se evidențieze următoarele contribuții mai importante:

4.1.3.1. Efectuarea în regim automat a programului de încercări statice, a fost conceput și experimentat un sistem de control automat al programului de încercare pentru solicitări statice (Cap. 2.1.4.1.) care permite programarea schimbării eforturilor de solicitare a probei în regim automat în intervalul 15 min. - 200 ore, absolut necesar pentru obținerea parametrilor geotecnici, în condiții de drenare și de solicitare, apropiați de modelul fizic real. Lanțul de aparate folosit este de producție românească.

4.1.3.2. Efectuarea în regim automat a încercărilor ciclice. Studiile și experimentările de laborator au permis proiectarea, realizarea și experimentarea, într-un montaj propus de autor, a sistemului pneumatic automat de solicitare ciclică a probelor de argilă și nisip saturat, cu frecvențe de 1 - 2 Hz (SIC), prezentat în Cap. 2.1.4.2. Lanțul de dispozitive și aparate folosit este fabricat în țară și a permis determinarea parametrilor pământului la solicitări ciclice pentru prima dată în țară cu aparatură românească.

4.1.3.3. Înregistrarea automată a rezultatelor. S-a experimentat, cu rezultate foarte bune, un lanț de aparate alcătuit din traductori, punți electro-tensometrice și înregistratoare, care permit înregistrarea tuturor parametrilor (eforturi și deformații) rezultate în timpul încercărilor triaxial statice și ciclice (Cap. 2.1.4.3.).

Ansamblul dispozitivelor cuprinse în lanțul de programare a drumului de eforturi la care este solicitată proba și înregistrarea răspunsului probei la solicitări statice și ciclice, au condus la scurtarea timpului de încercare cu cca. 30%, creșterea calității rezultatelor obținute prin înlăturarea influenței negative a operatorului și diversificarea tipurilor de testare. Totodată, s-a demonstrat experimental, posibilitatea solicitării și testării simultane a 3 - 6 probe, în condiții de solicitare triaxială.

4.1.3.4. Folosirea instalației triaxial pentru efectuarea încercărilor de lungă durată. Elementele de automatizare ale procesului de

testare și înregistrare a datelor experimentate de autor, dacă posibilă obținerea parametrilor geotehnici în cazul unor procese de deformare sub încărcare, în condiții de solicitare triaxială a probelor.

4.1.3.5. Efectuarea încercărilor folosind metoda combinată. Automatizarea procesului de testare și înregistrare a datelor, a făcut posibilă efectuarea încercărilor folosind metoda eforturilor controlate (Cap. 2.1.5.2.) și metoda combinată (Cap. 2.1.5.3.), propusă de autor utilizând aramuri de eforturi impuse de condițiile întâlnite în realitate și obținerea parametrilor reprezentativi.

4.2. Contribuții la studiul, proiectarea, realizarea și experimentarea unor noi tipuri de celule triaxial pentru pământuri
Parte componentă esențială a instalației triaxial, celula triaxială a constituit obiectul principal al cercetărilor întreprinse de autor, fiind analizate și experimentate mai multe tipuri care se deosebesc între ele, atât prin formă și dimensiuni, cât și prin concepție. Celulele triaxial experimentate de autor au fost proiectate folosind ultimele cunoștințe în domeniu, ele deosebindu-se fundamental de modelul standard importat până în prezent.

4.2.1. Noul model de celule triaxial.

Concepția celulei triaxial, studiată și experimentată în laborator, pornește de la necesitatea de a asigura etanșarea perfectă a camerei de presiune și totodată înlăturarea deficiențelor întâlnite la celulele standard. Au fost studiate două tipuri principale de celule triaxial, din punct de vedere al concepției:

4.2.1.1. Celula triaxial ML 38.

La acest tip de celulă manșonul de etanșare este solidar cu celula transparentă și folosește un piston cu diametrul egal cu proba. Acest tip de celulă este conceput cu precădere pentru realizarea încercărilor ciclice (Cap. 2.1.1.1.).

4.2.1.2. Celula triaxial ML 38A și variantele ML 38B și HL 100,

sunt prevăzute cu memorane flexibile, rezistente, și rulment linear, izolarea probei făcându-se cu membrană de cauciuc care nu face corp comun cu celula (Cap. 2.1.1.2.; 2.1.1.3.; 2.1.1.4.). Celula ML 100 diferă numai prin dimensiunile probei ce poate fi testată.

Celulele triaxial tip HL 38, ML 38A și ML 100 sunt prevăzute cu sisteme de încărcare hidraulică sau pneumatică care se montează direct

pe capacul superior, constituind un aparat triaxial de sine stator, au fost studiate și experimentate numeroase variante constructive de celule triaxial, fiind selectate modelele cele mai fiabile și care au permis obținerea parametrilor geotelnici cei mai reprezentativi. La realizarea modelelor prezentate în lucrare, principalele contribuții ale autorului au fost:

- . Rezolvă în mod original problema frecărilor dintre piston și celula triaxial, prin introducerea unui rulment linear;
- . A fost rezolvată problema etanșării dintre piston și capacul superior al celulei triaxial, prin introducerea membranei flexibile rezistente;
- . S-a întocmit un proiect de execuție după care poate fi executată în țară noua celulă triaxial, rezolvând toate problemele tehnice rezultate, conducând la importante economii valutare;
- . Studiile și cercetările de laborator au permis realizarea integrală a celulelor triaxial folosind materiale produse în țară, inclusiv membrana flexibilă (tip Bellofram), care a fost executată din două părți, după o nouă concepție propusă de autor;
- . Prin concepție, celulele triaxial din seria HL, permit automatizarea procesului de testare și înregistrare a datelor.

4.2.2. Folosirea celulelor triaxial în laboratorul geotehnic

S-au studiat și experimentat celulele de tip HL 38 și HL 100, demonstrând caracterul polifuncțional al acestora, fiecare din celule putând fi folosită la:

- . încercări triaxiale standard, înlocuind celulele triaxial aduse din import împreună cu mașina triaxial (Cap. 2.1.5.1.),
- . încercări triaxiale folosind metoda eforturilor controlate (Cap. 2.1.5.2.),
- . încercări ciclice (Cap. 2.1.7.) și de curgere lentă în condițiile unei stări de eforturi triaxiale,
- . încercări triaxial folosind metoda combinată (propusă de autor) încărcare controlată - deformăție impusă (Cap. 2.1.5.3.),
- . dotarea laboratoarelor mobile de șantier sau a platformelor marine, fiind necesară numai cuplarea lor la sursele de presiune.

4.3. Contribuții la studiul și experimentarea instalației triaxial pentru pământuri

Folosirea instalației triaxial pentru pământuri a necesitat stu-

diul metodologiilor de testare astfel încât să fie compatibile cu noua concepție a celulelor triaxial și cu sistemele de încărcare și înregistrare a datelor în regim automat. Principalele contribuții ale autorului, care au permis valorificarea noii instalații triaxial, au fost:

4.3.1. Stabilirea metodologiilor de pregătire a probelor

Stabilirea metodologiilor de pregătire a probelor astfel încât să se modeleze în cât mai mare măsură pe probă starea de saturare și condițiile de eforturi din natură pentru încercări statice (Cap. 2.1.5.2.). Au fost propuse și experimentate metodologii noi de saturare-drenare a probelor, folosind sistemele automate de supraveghere a evoluției procesului de saturare-drenare. Totodată, s-au stabilit și experimentat metodologii noi de pregătire a probelor de nisip și argilă, în vederea efectuării încercărilor ciclice (Cap. 2.1.7.).

Metodologiile aplicate au permis compararea rezultatelor încercărilor cu teste similare efectuate în alte laboratoare, pe materiale similare.

4.3.2. Stabilirea metodologiilor de testare a probelor în condiții statice

Imaginarea și experimentarea unor metodologii de efectuare a încercărilor pentru diferite tipuri de materiale și moduri de aplicare a sarcinilor de rupere în condiții de solicitare statică (Cap. 2.1.5.). Metodologiile prevăd exploatarea în regim automat a instalațiilor în cazul încercărilor care necesită stări de eforturi și condiții de drenare speciale ale probelor folosind sistemele de încărcare automată a probelor și schimbarea valorii eforturilor de solicitare.

4.3.3. Stabilirea metodologiilor de testare a probelor în condiții dinamice (ciclice)

Soluționarea aspectelor legate de stabilirea unor metodologii de testare a probelor de argilă și nisip în condiții de solicitare ciclică în regim automat folosind elementele de automatizare și înregistrare automată a datelor (Cap. 2.1.7.2.). S-au adoptat soluții originale care permit utilizarea noilor celule triaxial de tip IU 38 și sistemelor de excitare concepute de autor folosind electrovalve fabricate în țară.

4.3.4. Valorificarea rezultatelor obținute din încercările statice

Valorificarea superioară a parametrilor obținuți din încercarea triaxial utilizând metodologii noi de prelucrare a datelor finale pentru obținerea caracteristicilor geotehnice efort-deformație și de rezistență, necesare programelor automate de calcul care folosesc metoda elementului finit, în vederea analizei proceselor de interacțiune structură-teren de fundare în cazul solicitărilor statice (Cap. 2.1.6.4.).

4.3.5. Valorificarea rezultatelor obținute din încercările ciclice

Stabilirea parametrilor rezultați din încercările ciclice după metodologii care să permită valorificarea rezultatelor în programele de calcul automat pentru stabilirea răspunsului seismic al ansamblului structură-teren de fundare (Cap. 2.1.7.2.).

4.4. Contribuții la studiul, proiectarea și realizarea unei instalații triaxial de mari dimensiuni pentru încercarea probelor de balast și anrocamente

Realizarea terasamentelor înalte și barajelor din materiale locale necesită, în procesul de proiectare, cunoașterea detaliată a comportării materialelor granulare sub încărcare și parametrii rezistenței la forfecare ϕ și c. În acest context, autorul a proiectat, realizat și experimentat, o instalație triaxial de mari dimensiuni, brevetată la OSI cu nr. 50.517. Dintre principalele contribuții menționăm:

4.4.1. Proiectarea instalației triaxial pentru anrocamente

Instalația triaxial de mari dimensiuni, realizată pentru prima dată în țară, necesară stabilirii parametrilor geotehnici pentru anrocament și balast (Cap. 2.2.1.), este de concepție originală și executată din componente fabricate în țară, oferind posibilitatea efectuării unei game foarte variate de încercări. Au fost concepute părțile componente, alcătuite din:

- Sisteme de creat presiunea laterală (SAC) și torța axială pentru ruperea probei, folosind ulei sub presiune (SUP), (Cap. 2.2.2.);
- Sistem de înregistrare automată a datelor, corespunzător dimensiunilor mari ale probei și presiunilor ridicate folosite în tim-

pul testării (Cap. 2.2.3.);

. Celula triaxială care permite testarea probelor compactate de balast și rocă, avînd dimensiuni de $d = 250$ mm și $h = 500$ mm (Cap. 2.2.1.).

4.4.2. Tehnologii pentru pregătirea probelor

Stabilirea de tehnologii originale pentru pregătirea probelor de anrocament și balast în aparatul triaxial care să permită modelarea condițiilor de densitate și saturare a probelor impuse de condițiile reale din construcție (Cap. 2.2.5.1.).

4.4.3. Stabilirea metodologiilor de testare și prelucrare a datelor

Stabilirea metodologiei de testare în condiții de solicitare triaxială a probelor de balast și anrocamente (Cap. 2.2.5.3.), care constau în realizarea drumului de eforturi cu care se solicită proba pînă la rupere și determinarea parametrilor rezistenței la forfecare. Aceasta prevede și prelucrarea rezultatelor obținute din încercarea triaxial, pentru a putea fi folosite ca date de intrare în programele automate de calcul cu element finit și în calculele geotehnice clasice (Cap. 2.2.5.4.).

Experimentările efectuate de autor folosind instalația triaxial pe mai multe tipuri de rocă, a permis:

. stabilirea experimentală a unei legi de variație nelineară a unghiului de frecare al anrocamentelor (φ), cu efortul de solicitare (σ_3), (Cap. 2.2.5.4.);

. stabilirea unei relații teoretice originale de tip hiperbolic pentru estimarea variației rezistenței la forfecare cu efortul (σ_3) din celula triaxial. Cu ajutorul acestei formule se pot estima valorile unghiului (φ) în domeniul eforturilor mari existente în structura barajelor mari din anrocamente (Cap. 2.2.5.4.);

. stabilirea metodologiei de determinare din încercarea triaxial a constantelor caracteristice fiecărui tip de material pentru definiția caracteristicilor legii de variație a unghiului (φ) cu efortul (σ_3).

4.5. Contribuții la schimbarea concepției de proiectare a barajelor din materiale locale

Proiectarea, realizarea și experimentarea instalațiilor triaxial

și rezultatele obținute folosind aceste instalații unicat, au permis folosirea eficientă a instrumentului matematic și programelor automate de calcul, care au condus la valorificarea superioară a parametrilor geotehnici și la abordarea sub aspecte noi a soluțiilor de proiectare a barajelor din materiale locale.

În acest sens, cităm câteva din contribuțiile autorului la rezolvarea unor probleme din activitatea curentă:

- . Efectuarea calculelor de stabilitate a barajelor din anrocamente folosind unghiul de frecare variabil în structura barajului, funcție de starea de eforturi dezvoltată în structură (Cap. 3.1.2.);

- . Folosirea datelor obținute cu instalația triaxial pentru pământuri și anrocamente, pentru stabilirea efectelor proceselor de interacțiune între zona etanșă a barajelor din materiale locale și terenul de fundare (Cap. 3.1.1.) și stabilirea soluțiilor de proiectare și tehnologice optime;

- . Prognoza deformațiilor structurilor din materiale locale în condiții de solicitare statică și dinamică, folosind datele rezultate din încercarea triaxial și calculele de interacțiune și propunerea de soluții pentru evitarea unor efecte care să conducă la pierderea stabilității ansamblului baraj-teren de fundare (Cap. 3.1.1.5.);

- . Folosirea materialelor locale disponibile în zonă în structura barajelor, funcție de proprietățile lor geotehnice și nivelul de solicitare în fiecare zonă din structură, stabilit pe bază de studii teoretice și experimentale (Cap. 3.1.1.5.);

- . Datele experimentale obținute în studiile efectuate cu instalațiile triaxial au permis obținerea parametrilor geotehnici pentru proiectarea digurilor din balast fundate pe terenuri alcătuite din nisipuri fine, lichefiabile (Cap. 3.1.3.). Au fost stabilite zonele cele mai solicitate din terenul de fundare și pentru aceste zone s-a aplicat procedee de îmbunătățire a terenului de fundare, făcând posibilă execuția digurilor hidrotehnice.

Concepția folosirii integrale a materialelor locale existente în zonă - în structura barajelor și digurilor - funcție de proprietățile lor geotehnice, stabilite experimental folosind instalațiile triaxiale propuse de autor și verificarea prin calcul a distribuției acestora în structură, a condus la mărirea siguranței construcțiilor, economisirea însemnate de investiție și creșterea productivității.

4.6. Contribuții la stimularea realizării în țară a instalațiilor triaxiale pentru pământuri și rocă

În vederea acoperirii necesarului de aparatură geotehnică de înaltă specializare, cum sînt instalațiile triaxiale, autorul a studiat, proiectat și experimentat, părțile componente ale acestora, astfel încît să se poată trece la generalizarea execuției în țară, a lor. Dintre contribuțiile mai importante, menționăm:

- . Realizarea proiectului de execuție a celulelor triaxiale multifuncționale, tip HL 38A și HL 100 (pentru prima dată în țară);

- . Realizarea proiectului celulei triaxiale de mari dimensiuni pentru studiul anecamentelor, brevetat la OSI;

- . Detarea laboratoarelor geotehnice din ISPH cu 10 (zece) celule triaxiale HL 38, 6 (șase) celule triaxiale tip HL 100 și celula triaxială pentru anecamente și balast;

- . Elaborarea unor instrucțiuni de efectuare a încercărilor și prelucrare a datelor obținute, în vederea obținerii datelor de intrare pentru programele automate de calcul, pentru care se vor face propuneri de oficializare;

- . Completarea și îmbunătățirea, în viitor, a STAS-ului 8942/5-75, elaborat de autor, cu metodele pentru încercări triaxiale tip CU și CD;

- . Prin executarea în țară a instalațiilor triaxiale pentru pământ și rocă se realizează importante economii valutare.

4.7. Contribuții la valorificarea studiilor întreprinse prin aplicarea în proiectarea digurilor și barajelor din materiale locale

Rezultatele studiilor efectuate folosind instalațiile triaxiale au fost folosite direct în proiectarea și urmărirea execuției barajelor din materiale locale, executate în țară și străinătate, de ISPH. Dintre contribuțiile autorului, menționăm:

- . Soluții pentru realizarea zonei etanșe a barajului Rîul Mare (H = 175 m), în zona versantului drept (Cap. 3.1.1.), Peiana Mărului (H = 130 m), Poneasa (H = 90 m);

- . Soluții de fundare și tehnologii de execuție a îmbunătățirii terenului de fundare pentru digurile executate pe rîul Olt, fondate pe nisipuri lichifiabile (Cap. 3.1.3.);

- . Soluții tehnologice și de folosire rațională a materialelor

locale, aplicabile pentru proiectarea barajelor din materiale locale proiectate de IEPH în străinătate: barajul Lekhal - Algeria (Cap. 3.2.4.), Alavian și Marun - Iran, și altele, în baza datelor concrete și experienței dobândite folosind noile instrumente de investigare.

4.8. Câteva sugestii pentru continuarea cercetărilor

Materialul documentar analizat (Cap. 1) și necesitățile practice de proiectare, permit să se sugereze continuarea cercetărilor, în vederea obținerii de parametri geotehnici cât mai reprezentativi, în următoarele direcții principale:

- . Studiul comportării anecamentului și balastului la sarcini ciclice, în condiții de eforturi triaxiale;

- . Studiul comportării pământului și anecamentelor la sarcini statice de lungă durată, în condiții de sollicitare triaxială, modelând procese reologice existente în structurile de pământ și anecamente sau în terenul de fundare și stabilirea parametrilor geotehnici reprezentativi pentru construcții definitive de mare importanță economică;

- . Continuarea perfecționării aparatului geotehnic de laborator și a metodelelor de testare pentru modelarea cât mai fidelă a fenomenelor fizice reale și găsirea unor scheme de testare compatibile cu programele automate de calcul aflate în plină evoluție.

BIBLIOGRAFIE

1. ANDREI S. - "APA IN PAMINTURILE NESATURATE", București 1967.
2. ANDREI S., ANTONEȘCU I. - "GEOTEHNICA SI FUNDATII", București 1980.
3. ACROID T.N.W. - "LABORATORY TESTING IN SOIL ENGINEERING", Londra 1975.
4. AMAR S., BAGUELIN F., FRANK R. - "L'AUTOFORAGE", Travaux No. 522, febr. 1981.
5. AAS - "VANE TESTS FOR INVESTIGATION OF ANIZOTROPY OF UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF CLAYS", Proc. geot. Conf. Oslo, Vol. 1, pag. 3-8, 1967.
6. ALBERTO A.J. - "GUADALUPE DAM - BEHAVIOUR OF DAM BUILT IN MEXICO", Contribution to the XII Congress on Large Dam Mexico 1976.
7. ANDREI S., LUCA E. - "CONSIDERATI PRIVIND DIMENSIONAREA SI EXPERIMENTAREA FILTRELOR INVERSE DE PROTECTIE A NUCLEELOR DE ARGILA LA BARAJE", Simpozion "Calitatea și eficiența în hidrotehnică", Institutul de Construcții București, 24-25 Nov. 1983.
8. ARTHUR J.R., BEKENSTEIN S. - "STRESS PATH TESTS WITH CONTROLLED ROTATION OF PRINCIPAL STRESS DIRECTIONS", ASTM Special technical publication 740, 1981.
9. ARULANONDON K., PERRY E.B. - "EROSION IN RELATION TO FILTER DESIGN CRITERIA IN EARTH DAMS", G.T. 5, Vol. 109, ASCE, 1983.
10. ANNAKI M., LEE K. - "EQUIVALENT UNIFORM CYCLE CONCEPT FOR SOIL DYNAMICS", Journal of the Geotechnical Engineering Division, G.T. 8, 1980.
11. BEIER H., SCHADE D., LORENZ W. - "PENETRATION OF IMPERVIOUS EARTH CORES BY STRUCTURES", Treizieme Congrès des grands Barrages, New Delhi, Q 48, R 13.
12. BERGDAHL U., MOLLER B. - "THE STATIC - DYNAMIC PENETROMETER", al I-lea Congres de mecanica pământurilor și fundațiilor, Stockholm 1981.
13. BATTAGLIO M., GHIONNA V., ș.a. - "INTERPRETATION OF SELF-BORING PRESSUREMETER TESTS IN CLAYS", Congresul al X-lea de Geotehnică și fundații, Stockholm 1981.
14. BAGULIN F., JEZEQUEL J.F. - "ESSAIS CYCLIQUES AU PRESIOMETRE AUTOFOREUR", al X-lea Congres de Geotehnică și fundații, Stockholm 1981, 4/6.
15. BLONDEAU F., JOSSEAUME - "MASURAREA REZISTENTEI LA FORFECARE IN LABORATOR", Laboratorul central de poduri și șosele, Paris 1977.
16. BYERRUM L. - "PROBLEMS OF SOIL MECHANICS AND CONSTRUCTION ON SOFT CLAYS", State of the Art. Report, Sesion 4, Proc. 8 th ICSMFE, Moscova, Vol. 3, pag. 109-159, 1973.
17. BISHOP A.W., WESLEY L.D. - "A HIDRAULIC TRIAXIAL APPARATUS FOR CONTROLLED STRESS PATH TESTING", ASCE, SM 4, Geotechnique, 1975.
18. BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V. - "CONE RESISTANCE OF A DRY MEDIUM SAND", al I-lea Congres de Geotehnică și fundații, Stockholm 1981.

19. BAGUELIN F., JEZEQUEL J. F. - "LE PRESIOMETRE AUTOFOREUR", Annale de l'ITBP, No. 307-308, iulie-august 1973.
20. BAGUELIN F., LE TIRANT P. - "THE PRESSUREMETER METHOD OUTSHORE AN OFF SHORE APPLICATION", Symposien sur la préssiométrie et ses applications en mer, Paris 1982.
21. BISHOP A.W., GREEN G.E. - "GEOTECHNIQUE", Vol. 21, No. 4, pag. 273-328, 1971.
22. BALLY RENE-JACQUES, PERLEA V. - "DIGURI SI BARAJE DIN MATERIALE LOCALE PE TERENURI SLABE DE FUNDARE", Editura Ceres, Bucuresti 1983.
23. BILA MIHAI - "BARAJE DIN MATERIALE LOCALE", Editura Tehnică, Bucuresti 1977.
24. BARTON N., KJAERMSLI B. - "SHEAR STRENGTH OF ROCKFILL", Journal of the Geotechnical Engineering Division, juli, 1981.
25. BISHOP A.W., HENKEL D.J. - "THE MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES EN TRIAXIAL TESTS", LONDON, Edited by Edward Arnold, 1957, 1962.
26. CONSTANTINESCU C., HORODINSCHI O., LUCA E. - "INFLUENTA PRESIUNII INTERSTITIALE ASUPRA EXECUTIEI SI STABILITATII BARAJELOR DE PAMINT", Sesiunea de comunicări ISPH, 7-10 Martie, pag. 36, 1973.
27. CORDA I., LUCA E., RADUINEA N., CRISTESCU S., SIRBU M. - "CONSIDERATIILE TEORETICE SI EXPERIMENTALE ASUPRA PERICOLULUI DE LICHEFIERE LA TERENUL DE FUNDARE DE LA UMPLUTURILE DIN MATERIALE LOCALE", Simposiu de diguri hidroenergetice, decembrie 1981.
28. CASSAN M. - "LES ESSAIS IN SITU EN MECANIQUE DES SOLS", Editions Eyrolles, Paris 1978.
29. CHARLES J.A., WATTS K.S. - "THE INFLUENCE OF CONFINING PRESSURE ON SHEAR STRENGTH OF COMPACTED ROCKFILL", Geotechnique 30, 1980.
30. CHARLES J.A., WATTS K.S. - "THE INFLUENCE OF CONFINING PRESSURE ON SHEAR STRENGTH OF COMPACTED ROCKFILL", Geotechnique, Anglia, 4, 1980.
31. CHABOUSAL J. - "EFFECTIVE-STRESS ANALYSIS OF SEISMIC RESPONSE AND LIQUEFACTION THEORY", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, May 1984, ASCE.
32. CHENG R.Y.K. - "EFFECT OF SHEARING STRAIN-RATE ON THE UNDRAINED STRENGTH OF CLAY", Eds. ASTM, pag. 243-253, 1981.
33. CROOKS J.H.A. - "A QUALITATIVE STRESS-STRAIN (TIME) MODEL FOR SOFT CLAYS", Eds. ASTM, pag. 685-699, 1981.
34. DIACONU A., CONSTANTINESCU C., LUCA E., VINTILA E. - "PROBLEMES CONCERNANT LES RAMBLAIS EN STERILES REALISES COMME BARRAGES TERRE" Douzieme Congres des grandes barrages, Mexico 1976.
35. DIACONU A., LUCA E., CORDA I. - "EVOLUTIA CONCEPTIILOR DE ALEGEREA FOLOSIREA SI URMARIREA COMPORTARII MATERIALELOR LOCALE PENTRU BARAJE", Sesiunea tehnico-stiintifică ISPE-ISPH, 6-8 decembrie 1984.
36. DONALD et AL - "STRESS THE DEFORMATION AND STRENGTH CARACTERISTICS" Gen. Report, Proc. 9 th ICSMFE, TOKIO, Vol. 2, pag. 421, 1977.
37. DEVENAUX D., VUEZ A., AMDROZ D., s.a. - "ESSAIS TRIAXIAUX A CHARGEMENT CONTROLÉ", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.

38. DONALD - "INTERPRETATION OF STATIC PENETRATION TEST IN SAND", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
39. DELROIN G. - "ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION THEORY: UNSATURATED SOILS", Department of Civil Engineering, 4 oct., Canada 1978.
40. DAVIDSON, MORTENSEN, BARREIRO - "DEFORMATIONS IN SAND AROUND A CONE PENETROMETER TIP", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații Stockholm 1981.
41. DENBY G.M., COSTA C.A. - "LABORATORY AND PRESSUREMETER TESTS ON A STIFF CLAY", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
42. DE MELLO - "REFLEXIONS ON DESIGN DECISION OF PRACTICAL SIGNIFICANCE TO EMBANKMENT DAMS, THE RANKINE LECTURE", Geotechnique 4, 1977.
43. DRINEVICH P.V. - "MODULII DE DEFORMARE SI FORFECARE PENTRU PROGRAME CU ELEMENT FINIT", G.T. 5, 1975.
44. DRNEVICH V.P. - "NORMALIZED STRESS-STRAIN FOR UNDRAINED SHEAR TESTS", Eds. American Society for Testing and Materials, 1981.
45. DRNEVICH V.P. - "CONSTRAINED AND SHEAR MODULI FOR FINITE ELEMENTS" Journal of the Geotechnical Engineering Division, juli 1974.
46. DUNCAN J.M., CHANG C.Y. - "NONLINEAR ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN IN SOILS", Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol. 96, Nr. SM5, September 1975.
47. ENANI A., OHHASHI M. - "UNELE COMPORTARI DINAMICE ALE SOLURILOR COEZIVE, NETULBURATE, REZULTATE DIN INCERCARI DE LABORATOR", Rezumat.
48. EARTH MANUAL - "A GUIDE TO THE USE OF SOILS AS FOUNDATION AND AS CONSTRUCTION MATERIALS FOR HYDRAULIC STRUCTURES", Bureau of Reclamation 1975.
49. FLORESCU D., LUCA E., LEFTER L., SIRBU M. - "BARAJUL GURA-APELOR, ADAPTAREA PROFILULUI TRANSVERSAL LA CONDITIILE DIFICILE DE FUNDARE ALE AMPLASAMENTULUI", Sesiunea științifică ISPE-ISPH, 1979.
50. FILLAT G. - "PRACTIQUE DES SOLS IN FONDATIONS, Paris 1981.
51. FRANKLIN A.G., COOPER S.S. - "TEST IN ALUVIAL SAND WITH THE P.Q.S. PROBE", al X-lea Congres de Mecanica pământurilor și Fundații, Stockholm 1981.
52. FARDIS M.N., VENEZIANO D. - "ESTIMATION OF SPT-N AND RELATIVE DENSITY", ASCE - G.T. 10, 1981.
53. FRACQ. J., POST G. - "LABORATORY TESTING ON HIGH-SODIUM; NONDISPERSIVE CLAYS AS RELATED TO THE REPAIR OF A CLAY DAM IN ALGERIA", ASTM, Philadelphia 1977.
54. GOULD J.P. - "COMPRESSION CHARACTERISTICS OF ROLLES FILL MATERIALS IN EARTH DAMS", Third International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 2, pag. 239.
55. GVELESSIANI T.L., JINJIKHASHVILI - "METHODS OF INVESTIGATION OF LAND SLIDE GENERATED WAVES CONSIDERING THE FORM OF RESERVOIRS", URSS, Tbilisi 1982.
56. GIRIJAVALLABHAN C.V. - "JURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION", ASCE, Vol. 98, No. SM 2, pag. 783-787, 1970.
57. GOLDIN A.L., PROKOPOVICH V.S., SAPEGHIN D.D. - "ELASTO-PLASTIC

- DEFORMATION ALONG PLANES OF WEAKNESS IN THE STABILITY ANALYSIS OF RESERVOIR BANK ROCK MASSES", International Commission on Large Dams, XIV Congress, Rio de Janeiro, 3-7 Mai, Brasil 1982.
58. HELENELUND K.V. - "METHODS FOR REDUCING UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF SOFT CLAY", Raport Nr. 3 Swedish Geotehn. Inst. Linköping.
 59. HOLENKAMP F., HEUSDENS J. - "CYCLIC FILTER TEST IN A TRIAXIAL CELL Brighton 1979.
 60. HARDIN B., DRNEVICH V. - "SHEAR MODULUS AND DAMPING IN SOILS DESIGN EQUATIONS AND CURVES", Journal of the Soil-mechanics and Foundation Division, iulie 1972.
 61. HARDIN B., DRNEVICH V. - "SHEAR MODULUS AND DAMPING IN SOILS MEASUREMENT AND PARAMETER EFFECTS", Journal of the Soil-mechanics and Foundation Division, iunie 1972.
 62. HARDIN B., MUSIC J. - "APPARATUS FOR VIBRATION OF SOIL SPECIMENS DURING THE TRIAXIAL TEST", Journal of the Soil-mechanics and Foundation Division, ian. 1965.
 63. HON-YIM KO, STEIN STURE - "STATE OF THE ART; DATA REDUCTION AND APPLICATION FOR ANALITICAL MODELING", ASTM Special Technical Publication 740, iunie 1980.
 64. HERGHELEGIU C., UNCHESEL E. - "APARAT PENTRU DETERMINAREA COMPRESIBILITATII IN SITU A PAMINTURILOR", Brevet OSIM, Nr. 61.283, București, 1972.
 65. HERGHELEGIU C., UNCHESEL E. - "INSTALATIE PENTRU MASURAREA IN SITU A COMPRESIBILITATII PAMINTURILOR", Revista Construcțiilor, nr. București 1981.
 66. HASAN J.V., FREDLUND D.G. - "PORE PRESSURE PARAMETERS FOR UNSATURATED SOILS", Departement of Civil Engineering University, Canada 1980.
 67. HAYTHORNTHWAIK R.M., ASEE M. - "MECHANICS OF THE TRIAXIAL TEST FOR SOILS", Journal of the Soil-mechanics and Foundations Division No. 4, 1974.
 68. HALL F.J., CHOPRA K.A. - "HYDRODYNAMIC EFFECTS IN EARTHQUAKE RESPONSE OF EMBANKEMENT DAMS", Journal of the Geotechnical Engineering Division Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Vol. 108, April 1982.
 69. HENCHER R.S. - "FRICTION PARAMETERS FOR THE DESIGN OF ROCK SLOPE TO WITHSTAND EARTHQUAKE LOADING", Design of Dams to Resist Earthquake, I.C.E., London 1980.
 70. IONESCU ST., FLORESCU D., LUCA E. - "INTERACTION ENTRE LES CORPS DU BARRAGE DE GURA APELOR ET SES APPUIS", Treizième Congrès des grands Barrages, New Delhi 1979.
 71. ISHIHARA K., ANSAL A.M. - "DINAMIC BEHAVIOUR OF SOILS, SOIL AMPLIFICATION AND SOIL-STRUCTURE INTERACTION", Tokio 1982.
 72. IWASOKI T., TATSUOKA F. - "EFECTELE CONDITIILOR DE EFORT ASUPRA PROPRIETATILOR DINAMICE ALE NISIPURILOR", Buletin of the International Institut of Seismal and Seismical Engineers, Vol. XI, pag. 117-130, 1982.
 73. IDRISS L.M., LYSMER J., SEED H.B. - "QUAD 4, A COMPUTER PROGRAM FOR EVALUATING THE SEISMIC RESPONSE OF SOIL STRUCTURES BY VARIATIONAL DAMPING FINITE ELEMENT PROCEDURES", Report No. EERC 73-16, jul.

- 1973, College of Engineering University of California, Berkeley, California.
74. JAMBU N., TOKHEIM O., SENNESST K. - "CONSOLIDATED TESTS WITH CONTINUOUS LOADING"; al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 75. JACKSON A.B. - "UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF A MARINE SEDIMENT", 1969.
 76. JESSBERGER H.L. - "BEHAVIOUR OF DYNAMICALLY LOADED GRANULAR MATERIALS", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 77. JURAN I., BERNARDET A. - "FINE SOILS CONSOLIDATION BY RADIAL CYCLIC LOADING", Improvement of Ground Helsinki, Mai, 1984.
 78. KULHAWY F.H., DUNCAN J.M., SEED H.B. - "FINIT ELEMENT ANALYSIS OF STRESS AND MOVEMENTS IN EMBANKMENTS DURING CONSTRUCTION", Raport No. T.E.-69-4, Office of Research services, University of California, Berkeley 1969.
 79. KIRKPATRICK W.M., KHAN A.J. - "INTERPRETATION OF THE VANE TEST L'INTERPRETATION DE L'ESSAI AU MOULINET", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 80. KOKUSHO T., ESASHI Y. - "CYCLIC TRIAXIAL TEST ON SANDS AND COARSE MATERIALS", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 81. KIRKPATRICK W.M., YOUNGER J.S. - "JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION", ASCE, Vol. 96, No. SM 5 1970, pag. 1683-1695.
 82. KULHAWY F.H. - "GEOMECHANICAL MODEL FOR ROCK FOUNDATION SETTLEMENT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, feb. 1978.
 83. LEHR H., LUCA E., STANESCU E. - "IN LEGATURA CU INTRODUCEREA CALCULULUI LA STARILE LIMITA IN DOMENIUL TERENULUI DE FUNDATIE", Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, No. 12-1965, pag. 631.
 84. LUCA E. - "METODA SI DISPOZITIV FOLOSITE IN INCERCARI DE RUPERE PRIN COMPRESIUNE TRIAXIALA CU INCARCARE CONTROLATA", Sesiunea comunicări științifice ISPE-ISPH, 6-8 Martie 1969, pag. 193.
 85. LUCA E., STEGAROIU M., GRIGORIU C. - "ASPECTE TEHNICE PRIVIND REALIZAREA BARAJULUI NEDEVERSOR DE LA SISTEMUL HIDROENERGETIC SI DE NAVIGATIE PORTILE DE FIER", Revista Hidrotehnică No. 8-1973, pag. 390.
 86. LUCA E., MASUT M., PITULESCU T. - "CERCETARI PRIVIND OBTINEREA PARAMETRILOR ϕ SI c IN APARATUL TRIAXIAL, SPECIFICE FIECAREI IPOTEZE DE CALCUL A STABILITATII BARAJELOR DE PAMINT", Sesiunea de comunicări ISPH, 7-10 Martie 1973, pag. 77.
 87. LUCA E., TUDORITA A., PITULESCU T. - "CONTROLUL CALITATII LUCRARI-LOR DE PAMINT COMPACTAT, FOLOSIND STATISTICA MATEMATICA", Sesiunea de comunicări ISPH, 7-10 Martie 1973, pag. 77.
 88. LUCA E., MILITARU A., MASUT M. - "PROBLEME SPECIALE RIDICATE DE NATURA MATERIALULUI ARGHIOS FOLOSIT IN ZONA ETANSA A BARAJULUI TIMIS TREI APT", Revista Hidrotehnică, No. 9-1975.

89. LUCA E., COLABORATORI - "CERCETARI PRIVIND POSIBILITATEA FOLOSIRII CENUSILOR DE TERMOCENTRALE IN STARE NATURALA SAU IN AMESTEC LA CONSTRUCTII HIDROTEHNICE", Conferința națională de valorificare a cenușilor de termocentrale, Deva, 11-13 oct. 1973.
90. LUCA E., COLABORATORI - "CERCETARI PRIVIND INFLUENTA SECTIUNII TRANSVERSALE A DIGURILOR SUPRAINALTATE ASUPRA STABILITATII SI FUNCTIONABILITATII DEPOZITELOR DE ZGURA SI CENUSA", Conferința națională de valorificare a cenușilor de termocentrale, Deva, 11-13 oct. 1973.
91. LUCA E., PRIVIGHETORITA C. - "FOLOSIREA ARGILELOR IN CONSTRUCTII HIDROTEHNICE", I-a Conferința națională a argilelor, București, 30 nov. 1973.
92. LUCA E., COLABORATORI - "ALCATUIREA SECTIUNII TRANSVERSALE SI STABILITATEA LOCALA A DIGURILOR SI DEPOZITELOR DE CENUSE", Revista Construcții și Montaje energetice, No. 4, 1974.
93. LUCA E., SIRBU M., ș.a. - "CONSIDERATII ASUPRA EVALUARII RASPUNSU-LUI SEISMIC AL BARAJELOR DIN MATERIALE LOCALE", Symposium 10 years of Cooperation and Progress in Seismology and Seismic Engineering ISPH, GI Karlsruhe, RFG, 10-12 sept, 1984.
94. LUCA E., SIRBU M. - "CONTRIBUTII LA CALCULUL STABILITATII BARAJELOR DIN MATERIALE LOCALE", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPE-ISPH "Utilizarea rațională și eficientă a resurselor energetice a țării", 6-8 decembrie 1984.
95. LUCA E., SIRBU M., IANCU P. - "INFLUENTA CONSIDERARII IN CALCULELE DE PROIECTARE A BARAJELOR DE ANROCAMENTE A VARIATIEI NELINEARE A REZISTENȚEI LA FORFECARE", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPH-ISPE, 6-8 Dec. 1984.
96. LUCA E., MIHAILESCU V. - "CONTRIBUTII LA DIMENSIONAREA FILTRELOR INVERSE ADIACENTE MATERIALELOR ARGILOASE LA BARAJE DIN MATERIALE LOCALE", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPH-ISPE, 6-8 Dec. 1984.
97. LUCA E., IONITA V., ș.a. - "PROCEDEE MODERNE DE INVESTIGARE GEOTEHNICA A MATERIALELOR DE CONSTRUCTIE FOLOSITE LA REALIZAREA BARAJELOR DIN MATERIALE LOCALE", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPH-ISPE, 6-8 Dec. 1984.
98. LUCA E., IANCU P., RADUINEA N. - "STABILIREA EXPERIMENTALA IN LABORATOR A PARAMETRILOR EFORT-DEFORMATIE IN CONDITII DE SOLICITARE DINAMICA A ARGILELOR FOLOSITE IN ZONE DE ETANSARE ALE BARAJELOR DIN MATERIALE LOCALE", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPH-ISPE, 6-8 Dec. 1984.
99. LUCA E., IONITA V. - "COMPORTAREA ARGILEI DIN NUCLEUL ETANS AL BARAJULUI VIDRA - LOTRU DUPA 10 ANI DE EXPLOATARE A AMENAJARII", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPE-ISPH, 6-8 Dec. 1984.
100. LONDE P. - "PROJECT DE BARRAGE SUR LE CHELIEF", Algeria, Congresul al XIV-lea de mari baraje, Rio de Janeiro, Q 53.
101. LUCA E. - "RAPORT GENERAL", Simpozionul de diguri hidrotehnice, 11-12 Dec. 1982.
102. LADD et AL - "STRESS DEFORMATION AND STRENGTH CHARACTERISTICS", Gen. Raport Proc. 9 th. ICSMFE Tokio, Vol. 2, pag. 421, 1977.
103. LADE P.V. - "TORSION SHEAR APPARATUS FOR SOIL TESTING", ASTM, pag.

- 145-163, 1981.
104. LUMDREN R., MITCHELL J. - "EFFECTS OF LOADING METHOD ON TRIAXIAL TEST RESULTS", Martie 1968.
 105. LUCA E., MUNTEANU A., MILITARU A. - "TENDINTE ACTUALE PRIVIND CERCETARILE ASUPRA CARACTERISTICILOR CALITATIVE ALE MATERIALELOR LOCALE FOLOSITE LA EXECUTAREA BARAJELOR", I-a Conferință națională a energeticienilor, 17-19 oct. 1975.
 106. LUCA E., SIRBU M., DRACEA A. - "METODE MATEMATICE FOLOSITE IN STUDIUL CORELARII PARAMETRIILOR GEOTEHNICI OBTINUTI IN LABORATOR", Sesiunea științifică ISPE-ISPH, București 1979.
 107. LUCA E., SIRBU M. - "CALCULUL BARAJELOR DIN MATERIALE LOCALE PRIN METODA ELEMENTULUI FINIT", Sesiunea științifică ISPE-ISPH, București 1979.
 108. LUCA E., COLABORATORI - "EDOMETRUL", Revista Construcțiilor, 1981.
 109. LUCA E., TRANDAFIR S., ș.a. - "SOLUTII DE FUNDARE A DIGURILOR LA LACURILE DE ACUMULARE ALPLASATE PE TERENURI CIAEE LICHEFIABILE", Simpozion "Calitatea și eficiența în hidrotehnică", Institutul de Construcții București, 24-25 Nov. 1983.
 110. LUCA E., FLORESCU D. - "UNELE SOLUTII DE PROIECTARE APLICATE LA BARAJUL RIUL MARE PENTRU REDUCEREA EFECTELOR DE INTERACȚIUNE DINTRE VERSANTI SI NUCLEUL DE ARGILA", Simpozion "Calitatea și eficiența în hidrotehnică", Institutul de Construcții București, 24-25 Nov. 1983.
 111. LUCA E., RADUINEA N. - "DATE EXPERIMENTALE PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE ALE SOLURILOR NATURATE", Symposium 10 years of cooperation and progress in seismology and seismic Engineering ISPH-GI Karlsruhe FRG, 10-12 Sept. 1984.
 112. LJATKHER V.M., IVASHENKO I.N., SEMENOV I.V. - "EARTH STABILITY CRITERIA AND REABILITY OF LARGE DAMS IN SEISMICALLY ACTIVE AREAS" XIV Congress on Large Dams, Brazil, Rio de Janeiro, 5-7 May 1982, URSS COMMITTEE, Moscow 1982.
 113. LAW K.T. - "A SERVO SYSTEM FOR CONTROLLED STRESS PATH TESTS, Journal Canadian, 1981.
 114. LUCA E. - "INSTALATIE TRIAXIAL PENTRU PAMINTURI", Consfătuirea asupra aparaturii geotehnice ISPIF București, Martie 1985.
 115. LUCA E., MIHAILESCU V. - "DISPERSIVE SOIL PROTECTION BY GEOTEXTIL" III-rd International Conference on Geotextiles, 7-11 March 1986, Wiena, Austria.
 116. LUCA E. - "ASPECTE NOI IN ACTIVITATEA DE CERCETARE SI DE DETERMINARE A CARACTERISTICILOR FIZICO-MECANICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCTIE SI TERENULUI DE FUNDARE", Conferința ISPH, Martie 1986.
 117. LOND P., - "ROCK MECHANICS AND DAM FONDATION DESIGN", Paris 1973.
 118. LOND P., TARDIEU B. - "LE CALCUL PRACTIQUE DES FONDATIONS ROCHEUSES DE BARRAGES", XVII Symposium on Rock Mechanics, 22-24 Sept. 1975.
 119. LACASSE S., VUCETIC M. - "DISCUSSION OF STATE OF THE ART.: "LABORATORY STRENGTH TESTING OF SOILS", Eds. American Society for Testing and Materials, ASTM, 1981.

120. LADD S.R. - "SPECIMEN PREPARATION ON CYCLIC STABILITY OF SANDS", GT 6, 1977, ASCE.
121. LADD C.C. - "STRENGTH PARAMETERS AND STRESS STRAIN BEHAVIOUR OF SATURATED CLAYS", M.I.T. Special Summer Program 1.545 Soft Ground Construction August 23 - September 1, 1971, Cambridge.
122. MARSHAL R.J. - "EL INFERNILLO DAM - BEHAVIOUR OF DAMS BUILD IN MEXICO", Contribution to the XII Congress on Large Dams, Mexico 1976.
123. MARSHAL R.J. - "DEFORMATION OF EARTH AND ROCK FILL DAMS.", Contribution of "Embankment Dam Engineering", Cassagrande Volume, edited by Hirshfeld and Poulos, Jan Viley and Sons, 1973, London-Paris-N.Y.
124. MARSHAL R.J., L.R. DE ARELLANO - "PERFORMANCE OF EL INFERNILLO DAM 1963-1966", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, Nr. SM 4, iulie 1967.
125. MAIOR N., PAUNESCU M. - "GEOTEHNICA SI FUNDATII", 1975.
126. MIEUSSENS C. - "AUTOMATISATION DES ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS AU LABORATOIRE DE L'EQUIPEMENT DE TOULOUSE", Annales de L'institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Franța, nr. 378, Dec. 1978.
127. MARCHETTI S. - "THE IN SITU DETERMINATION OF AN "EXTENDED" OVER CONSOLIDATION RATIO", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm.
128. MENARD L. - "MESURE IN SITU DES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS", Annales des Ponts et Chaussées, No. 14, Mai-Juin, Paris 1957.
129. MENARD L., ROUSSEAU J. - "L'EVALUATION DES TASSEMENTS, TENDANCES NOUVELLES", Sols-Soils, No. 1, Paris 1962.
130. MENARD L. - "CALCUL DE LA FORCE PORTANTE DES FOUNDATIONS SUR LA BASE DES RESULTATES DES ESSAIS PRESIOMETRIQUES", Sols-Soils, No. 5, 6, Paris 1963.
131. MARACHI N.D., DUNCAN J.M. - "PLANE-STRAIN TESTING OF SAND", ASTM 1981, pag. 294-302.
132. MITCHELL R.J. - "A NEW CONTROL SYSTEM FOR SOILS TESTING", 1983.
133. MARSHALL L. SILVER - "LOAD DEFORMATION AND STRENGTH BEHAVIOUR OF SOILS UNDER DYNAMIC LOADINGS", 1984.
134. MELNIK V.G., VITENBERG M.V. - "UTILISATION OF POOR - QUALITY ROCK MATERIALS IN DAM-BUILDING", The URSS National Committee on Large Dams, Moscow 1982.
135. MORI K., ISHIHARA K. - "SEISMIC STABILITY ANALYSIS OF KOKUBO DAM" London 1980.
136. MAKSIMOVIĆ I. - "LIMIT EQUILIBRIUM FOR NONLINEAR FAILURE ENVELOPE AND ARBITRARY SLIP SURFACE", XIII International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, April 1979.
137. MAYNE P.W. - "STRESS ANISOTROPY EFFECTS ON CLAY STRENGTH", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, March 1985.
138. MEJIA H.L., SEED B.H. - "COMPARISON OF 2-D AND 3-D DYNAMIC ANALYSES OF EARTH DAMS", GT 11, Vol. 109, ASCE, 1983.
139. MICHALOPOULOS A.P., RAYNAUD D.A., HANSEN R.K. - "MEASUREMENT, SELECTION AND USE OF DYNAMIC SOIL PROPERTIES IN DESIGN, Brighton.

- 1979.
140. MARTIN G.R., FINN W.D.L. - "FUNDAMENTALS OF LIQUEFACTION UNDER CYCLIC LOADING", Journal of the Geotechnical Engineering Division, March 1974.
 141. NOURESCU A., CONSTANTINESCU C., HORODINSCHI O., LUCA E. - "CONSIDERATIILE PRIVIND ETANSAREA, PROTECTIA PARAMENTILOR SI INCERCARI DE CALITATE LA BARAJELE DIN MATERIALE LOCALE DIN ROMANIA", al XI-lea Congres al marilor baraje, 5-10 iunie 1973, Madrid.
 142. NOBARI E.S., LEE K.L., DUNCAN J.M. - "HIDRAULIC FRACTURING IN ZONED EARTH ROCKFILL DAMS", US Army Engineers Waterways Experiment Station Report No. TE-73-1, 1973.
 143. NAZARET J. - "LES PENETROMETRES STATIQUES, Journees des Laboratoires, Les essais in situ, 1974, Paris.
 144. NOSE N., BABA K. - "DYNAMIC BEHAVIOUR OF ROCKFILL DAMS", Design of Dams to resist Earthquake ICE Londra, 1980.
 145. NUYARAJ T.S., MURTHY M.K - "INCREMENTAL LAUDING DEVICE FOR STRESS PATH AND STRENGTH TESTING OF SOILS", Geotechnical Testing Journal iunie 1981.
 146. NGUEN V.V. - "DETERMINATION OF CRITICAL SLOPE FAILURE SURFACE", GT 2, 1985.
 147. NORRIS G.M. - "EFFECT OF END MEMBRANE THICKNESS ON THE STRENGTH OF "FRICTIONLESS" CAP AND BASE TESTS", American Society for Testing and Materials, 1981, pag. 303-314.
 148. OHTA H., HATA S., ș.a. - "ESTIMATION OF IN SITU DEFORMABILITY OF SOILS", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 149. OZAWA Y., DUNKAN J.M. - "A COMPUTER PROGRAM FOR STATICAL STRESS-STRENGTH ANALISIS IN DAMS FILL ISBILD", Report of on Investigation Nr. FE-73-4, College of Engineering Office of Reserch Service University of California, Berkeley.
 150. PAUNESCU M., POP V., SILION T. - "GEOTEHNICA SI FUNDATII", București 1982.
 151. PAUNESCU M., VASILONI N. - "VIBROPENETRAREA - NOUA METODA DE DETERMINARE A REZISTENTELOR TERENULUI IN REGIM DE SOLICITARE DINAMICA", a IV-a Conferință națională de Geotehnică și Fundații, Vol. 1, Iași 1979.
 152. PAUNESCU M. - "TEHNICA VIBRARIII IN REALIZAREA FUNDATIILOR", Ed. acla, Timișoara 1979.
 153. PAUNESCU M. - "IMBUNATATIIEA TERENURILOR SLABE IN VEDEREA FUNDARII DIRECTE", Ed. Tehnică, București 1980.
 154. PAUNESCU M., ROSA S., STEFANICA M. - "CONTRIBUTII PRIVIND CONSOLIDAREA TERENURILOR SLABE DE FUNDARE PRIN COLOANE DIN BALAST MULTIVIBROPRESATE", Revista Construcțiilor, No. 2/1975.
 155. PAUNESCU M. și colaboratori - "Edometrul hidraulic EA2", Revista Construcțiilor, 1983.
 156. PERLEA V., PERLEA M. - "STABILITATEA DINAMICA A TERENURILOR NISIPOASE", Ed. Tehnică, București 1984.
 157. PENMAN A.D.M., CHARLES J.A. - "THE INFLUENCE OF THEIR INTERFACES

- ON THE BEHAVIOUR OF CLAY CORES IN EMBANKMENT DAMS", Treizième Congrès des grands Barrages, New Delhi, Q 48, R 39.
158. PAREZ L., BACHELIER M. - " C_{vr} , K_h , ϕ_{cu} DÉTERMINÉS PAR PÉNÉTRATION STATIQUE", al X-lea Congres de mecanica pământurilor și fundații, Stockholm 1981, 7/32.
 159. PRAWONO S. - "SAND DRAIN MODEL BY CENTRAL DRAIN OEDOMETER", Congresul al X-lea de mecanica pământurilor și fundațiilor, Stockholm 1981, 4/46.
 160. PILOT C. - "STUDY OF FIVE EMBANKMENT FAILURES ON SOFT SOILS", Proc. ASCE, Spec. Conf. Purdus Univ., Vol. 1, 1972.
 161. PARKIN A.K., ADIKARI G.S. - "ROCKFILL DEFORMATION FROM LARGE SCALE TESTS", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 162. PRAKASH S. - "DYNAMIC PROPERTIES OF SOILS FROM IN SITU TESTS", Journal of the GT, iulie 1981.
 163. PYSHKIN O.B. - "CONSTRUCTION OF DAMS AND COFERDAMS FROM ROCK-FILL SWICED WITH SAND-CLAY SOIL", XIV Congress, Rio de Janeiro, 3-7 May, 1982.
 164. PREVOST J.H. - "NONLINEAR ANISOTROPIE STRESS-STRAIN-STRENGTH BEHAVIOUR OF SOILS", Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, 1981.
 165. POULUS S.J. - "THE STEADY STATE OF DEFORMATION", Journal of Geotechnical Engineering Division, May 1981.
 166. PARE J.J., LAROCQUE G.S. - "DESIGN OF EARTH AND ROCKFILL DAMS FOR LA GRANDE", GT 1, 1978.
 167. PEEK R. - "ROUGHNESS SHEAR STRENGTH RELATION SHIP", GT 5, 1981.
 168. RODRIGUEZ DEL CAMINO J.I. - "THE DIRECTIONAL SHEARING CELL", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 169. LA ROCHELLE P. et AL - "FIELD MEASUREMENTS OF COHESION IN CHAMPLAIN CLAYS", Proc. 8 th. ISCMFE, Moscova, Vol. 11, pag. 229-1973.
 170. ROBERTSON, CAMPANELLA R. C. - "STANDARD PENETRATION TEST, CONE PENETRATION TEST CORRELATIONS", Journal of Geotechnical of Engineering, Vol. 109, Nov. 1983.
 171. REID W.M., JOHN H.D.ST., FYFFE S. - "THE POSH IN PRESSUREMETER", Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris 1982.
 172. LA ROCHELLE P. - "LIMITATION OF DIRECT SIMPLE SHEAR TEST DEVICES" ASTM 1981.
 173. RICHARD F.E., HOU J.R. jr. - "VIBRATIONS OF SOILS AND FOUNDATIONS" Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.
 174. ROWE P.W. - "PROCEEDINGS OF THE ROYAL SOCIETY OF LONDON", Seria A, Vol. 269 1962, pag. 500-527.
 175. "RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS", American Society of Civil Engineers-Boulder-Colo, iunie 1960.
 176. RESENDIZ D., ROMO M.P. - "COMPUTED AND OBSERVED DEFORMATION OF TWO EMBANKMENT DAMS UNDER SEISMIC LOADING", GT 3, ASCE, 370-373, 1984.

177. STANESCU E., MUNTEANU A., LUCA E., MILITARU A. - "METODE SI APARATE DE LABORATOR FOLOSITE IN CERCETAREA MATERIALELOR DE CONSTRUCTII PENTRU BARAJE DE PAMINT", Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Nr. 1, 1968, pag. 23.
178. STANESCU E., LUCA E. - "INFLUENTA CONTINUTULUI IN FRACTIUNEA ARGILA ASUPRA VARIATIEI PRESIUNII IN CONDITII DE SOLICITARE TRIAXIALA", Sesiunea Comunicări științifice ISPE-ISPH, 6-8 Martie 1969, pag. 193.
179. STANESCU E., MUNTEANU A., LUCA E., MILITARU A., GRIGORIU C. - "CERCETAREA CALITATII MATERIALELOR DE CONSTRUCTIE PENTRU BARAJE DE PAMINT SI ANROCAMENTE", Sesiunea de comunicări științifice ISPE-ISPH, 6-8 Martie 1969, pag. 194.
180. STEGAROIU M., LUCA E., GRIGORIU C. - "ASPECTE TEHNICE DE LA BARAJUL DEVERSOR PORTILE DE FIER", Sesiunea de comunicări ISPH, 7-10 Martie 1973, pag. 27.
181. SHERARD J.L. - "CRACKING IN EMBANKMENT DAMS WITH EARTH CORES", Contribution to Embankment Dam Engineering, 1973.
182. SHARMA H.D., NAYAK G.C., MAHESHWARI J.B. - "NONLINEAR ANALYSIS OF A HIGH ROCKFILL DAM WITH EARTH CORE", Treizième Congrès des grands Barrages, New Delhi 1979, Q 48, R 49.
183. SCHOBER W., ROSTEK R. - "THE SHEAR RESISTANCE IN THE INTERFACE OF THE FILL MATERIAL OR THE ROCK OVERBURDEN AND THE BEDROCK", Treizième Congrès des grands Barrages, New Delhi, Q 48, R 56.
184. STANLEY D.W. - "DEFORMATION OF EARTH AND ROCKFILL DAMS", Contribuție la "Embankment Dam Engineering, Cassagrande Volume", edited by Hirschfeld and Poulos, John Wiley and Sons, 1973.
185. SAWERS and SAWERS - "SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS", London 1970.
186. SEED H.B. - "HYDRAULIC FRACTURING AND ITS POSSIBLE ROLE IN THE TETON DAM FAILURE", U.S. Bureau of Reclamation Denver, Colorado.
187. SHERARD J.L., DECKER R.S., NYKER N.L. - "HYDRAULIC FACTURING IN LOW DAM OF DISPERSIVE CLAY", ASCE, SM, 1976.
188. SHERARD J.L., DUNNING L.P., DECKER F.S. - "PINHOLE TEST FOR IDENTIFYNG DISPERSIVE SOILS", Proceeding ASCE, GT 1, Ian. 1976.
189. SUISSE NORME - "ESSAI DE CHARGE AVEC PLAQUES", V. 70317.
190. SAADA A.S., TOWNSEND F.C. - "STATE OF THE ART: LABORATORY STRENGTH TESTING OF SOILS", ASTM Special technical publication 740, iunie 1980.
191. SAADA A.S. - "JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION", Vol. 96, No. SM 3, 1970, pag. 1085 - 1089.
192. SHERARD J.I., WODWARD R.J., GHIZDENSKI S.F., CLEVINGER W.A. - "EARTH AND EARTHS ROCKFILL DAMS, New York, 1967.
193. SHERARD J.L., DECKER R.S., RYKER N.L. - "PIPING IN EARTH DAMS OF DISPERSIVE CLAY", Proceedings, ASCE Speciality Conference of Performance of Earth and Earth, Supported Structures, Vol. 1, june 1972.
194. SIEGEL A.R., KOVACS W.D., LOWELL C.W. - "RANDOM SURFACE GENERATION IN STABILITY ANALISIS", GT 7, 1981.

195. SEED H.B., IDRIS I., MURPHY J.R. - "ANALYSE DE LA RESPONSE DES SOLS DU SITE", Sachlay, 23 oct. 1978.
196. SILVESTER V. - "BEHAVIOUR OF ON OVER CONSOLIDATED SENSITIVE CLAY IN DRAINED K - TRIAXIAL TESTS", Eds. American Society for Testing and Materials, ASTM, 1981, pag. 619-630.
197. SARMA S.K. - "A SIMPLIFIED METHOD FOR THE EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF EARTH DAMS", Civil Engineering Department Imperial College of Science and Technology, London, SW 7, 1981.
198. SINGH D.R., DOBRY R. - "NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF SOFT CLAY SITES", GT 9, ASCE, 1981.
199. SATORU O., TSUNEAKI T., TSUNEO I. - "GEOPHYSICAL INVESTIGATION FOR CIVIL ENGINEERING PURPOSES IN JAPAN", Geological Geophysical and Geotechnical Service and Instrumentation OYO Corporation, Tokyo 1981.
200. SHERIF A.M., ISHIBASHI I. - "SATURATION EFFECTS ON INITIAL SOIL LIQUEFACTION", GT 8, ASCE, 1977.
201. "STAS 10355-75. CARACTERISTICI FIZICE, CHIMICE SI MECANICE ALE MATERIALELOR LOCALE FOLOSITE IN CONSTRUCTII HIDROTEHNICE", Elaborator ing. Luca E.
202. STAS 10356-75 - "DETERMINAREA COEFICIENTULUI DE PERMEABILITATE SI DEFORMATII SUB INCARCARE", Elaborator ing. Luca E.
203. STAS 8942/5-75 - "DETERMINAREA PARAMETRIILOR REZISTENTEI LA FORTE CARE IN APARATUL TRIAXIAL", Elaborator ing. Luca E.
204. STAS 1913/15-75 - "DETERMINAREA GREUTATII VOLUMETRICE PE TEREN", Elaborator ing. Luca E.
205. "ESSAIS - PORTANCE DES CHAUSSEES", Elaboré et édité par l'Union suisse des professionnels de la route (USS), Essais des charge avec plaques, Annexe à la norme SNV 70317.
206. STAS 1913/16-75 - "DETERMINAREA GRADIENTULUI HIDRAULIC CRITIC", Elaborator ing. Luca E.
207. STAS 1916/1974 - "PLASTICITATE".
208. TATU D., LUCA E., SOVIANI S. - "FOLOSIREA BETONULUI POROS CA IN LOCUITOR DE FILTRE INVERSE LA BARAJE DIN BETON", Cluj, 27-30 Sept. 1977.
209. TATU D., LUCA E. - "CERCETARI IN VEDEREA UTILIZARII BETONULUI CROPOROS LA CONSTRUCTII HIDROTEHNICE", Revista Hidrotehnica, Nr 12, 1985.
210. TROFIMENKOV J.G., VOROBCOV L.M. - "POLOVIE METODI ISLEDOVANIA STROITELNIH ZVOISTV", Stroizdat Moscova 1974.
211. TEXAS HIGHWAY DEPARTMENT - "FIELD METHOD FOR DETERMINATION OF PLACE DENSITY OF SOILS AND BASE MATERIALS", iunie 1962.
212. TERZAGHI R., PECK R.B. - "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE", USA, 1967.
213. TAVENAS F., - "SOME ASPECTS OF CLAY BEHAVIOUR AND THEIR CONSEQUENCES ON MODELING TECHNIQUES", Eds. American Society for Testing and Materials, ASTM, 1981.
214. THIERS R.G., DONOVAN T.D. - "FIELD DENSITY, GRADATION AND TRIAXIAL TESTING OF LARGE", Size Rockfill for Little Blue Run

- Dam, 1981.
215. TERZAGHI R., RALPH B.P. - "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE" USA 1967.
 216. VASILIU M., LUCA E., ș.a. - "CONSOLIDAREA TERENURILOR DE FUNDARE CU POTENTIAL LICHEFIABIL PRIN METODA PLOTURILOR VIBROPRESATE LA DIGURILE DE PE RIUL OLT - AVAL DE SLATINA", Sesiunea de comunicări tehnico-științifice ISPH-ISPE, 6-8 Dec. 1984.
 217. VAUGHAN P.R. - "CRACKING OF CLAY CORES OF DAMS", Proceedings of the British Geotechnical Society, Ian. 1970.
 218. VAN DUREN F.J. - "DUCH CELL TEST - COMPARATION OF RESULTS OF CELL TESTS AND TRIAXIAL TEST ON CLAY", Brighton 1979.
 219. VRYMOED J., BENNET W. - "CYCLIC STRENGTH AND SHEAR MODULUS AS A FUNCTION OF TIME", International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Ian. 1980.
 220. VUTSEL V.I., VORONTSOV E.I. - "THE HYDROPROJECT INSTITUTE, MOSCOW, URSS, MATERIALS FOR HIGH EMBANKEMENT DAM CONSTRUCTION CHOISE AND TESTS", The URSS National Committee on Large Dams, Moscow 1982.
 221. VARDOULAKIS J., GOLDSCHNEIDER M. - "BIAXIAL APPARATUS FOR TESTING SHEAR BONDS IN SOILS", al X-lea Congres de Geotehnică și Fundații, Stockholm 1981.
 222. VERMER P.A., LUGER J.A. - "DEFORMATION AND FAILURE OF GRANULAR MATERIALS", International Union of Theoretical and Applied Mechanics, Symposium Deformation and Failure of Granular Materials, Delphy, Sept. 1982.
 223. VAUGHAN P., SOARES H. - "DESIGN OF FILTERS FOR CLAY CORES OF DAMS" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT 1, 1982.
 224. VYALON S.S., MAXIMYAK K.V. - "LONG-TERM STRENGTH OF CLAYEY SOILS AND ITS SHORT-CUT DETERMINATION", Design Parameters in Geotechnical Engineering, BGS, London 1979, Vol. 2.
 225. WINTERCORN H.F., HSAI-YANG FAZ - "FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK", Londra-New-York 1975.
 226. WIESEL C.E. - "SOME FACTORS INFLUENCING IN SITU VANE TEST RESULTS", Proc. 8 th. ICSMFE, Moscova, Vol. 1.2, pag. 475-1973.
 227. WASCHKOWSKI E. - "PÉNÉTROMÈTRES DYNAMIQUES", Journalles des Laboratoires des essais in situ, 1974.
 228. WHITMAN V.R. - "EVALUATING CALCULATED RISK IN GEOTECHNICAL ENGINEERING", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 2, Febr. 1984, ASCE.
 229. WHITMAN V.R. - "ANALYSIS OF FOUNDATION VIBRATIONS", Sesion V - The Dynamic Behaviour of Foundations, London 1966.
 230. WITKE W. - "NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS ", Achen, 1979 - III-d International Conference on Numerical Methods in Geomechanics.
 231. YONG R.N., TABBA M.M. - "ON THE RANDOM ASPECT OF SHEAR STRENGTH", ASTM 1981.
 232. ZARETSKY K.Y., CHERNILOV A.G. - "TRIAxIAL STUDIES OF MECHANICA

- PROPERTIES OF ROCKFILLS", IGS Conference on Geotechnical Engineering, Dec. 1978.
233. ZIENKIEWICZ O.C., CHANG C.T. - "EARTH DAM ANALYSIS FOR EARTHQUAKES: NUMERICAL SOLUTION AND CONSTITUTIVE RELATIONS FOR NON-LINEAR (DAMAGE) ANALYSIS", Design of Dams to Resist Earthquake, ICE, London 1980.
234. "ANALIZA STRUCTURALA - BARAJ SEBES", ISPH, 1978.
235. "ANALIZA STRUCTURALA IN CONDITII STATICE SI DINAMICE - DIGURI DRAGANESTI, IZBICENI", ISPH, 1982.
236. "ANALIZA STRUCTURALA IN CONDITII STATICE SI DINAMICE - AMENAJAREA SIRET, BARAJ GALBENI, RACACIUNI", ISPH 1983.
237. "CALCULE DE EFORT SI DEFORMATIE PRIVIND CONCLUZAREA DINTRE NUCLEUL DE ARGILA SI VERSANTUL DREPT AL BARAJULUI RIUL MARE", Mai 1984.
238. "ANALIZA STRUCTURALA PRIVIND COMPORTAREA DIN PUNCT DE VEDEERE GEOLOGIC A VERSANTULUI STING IN ZONA GALERIEI TEST - BARAJ RIUL MARE", Nov. 1985.
239. "CALCULUL STARII DE EFORT-DEFORMATIE IN CONDITII STATICE FUNCTIE DE CALITATEA MATERIALELOR LOCALE FOLOSITE IN UMPLUTURA - BARAJ RIUL MARE", Apr. 1980.
240. "ALAVIAN DAM - LEFT BANK CLAY(II)", Teheran 1983.
241. "BARRAGE LECKHAL - ANALYSE DE LA STABILITE STATIQUE ET SEISMIQUE" Oct. 1985.
242. "CONSTRUCTIONS MATERIALS FOR MARUN DAM", Teheran 1986.
243. "CONSTRUCTIONS MATERIALS FOR BARUN DAM", Teheran 1985.

C U P R I N S

	pag.
1. STUDIU CU PRIVIRE LA APARATURA SI METODOLOGIA FOLOSITE LA DE- TERMINAREA SI STABILIREA PRINCIPALELOR CARACTERISTICI FIZICO- MECANICE ALE TERENURILOR DE FUNDARE	1
1.1. Date generale	1
1.2. Aparatura și metode de testare utilizate în laboratoarele geotehnice și pe teren	5
1.2.1. Determinarea proprietăților fizice ale terenului de fun- dare prin încercări de laborator	5
1.2.2. Determinarea proprietăților fizice ale terenului de fun- dare prin încercări "in situ"	8
1.2.3. Determinarea caracteristicilor efort-deformație-rezisten- ță ale terenului de fundare, prin încercări de laborator și teren	25
1.2.4. Determinarea caracteristicilor rezistenței la forfecare pe teren și în laborator	34
1.3. Modele matematice constitutive ale pământului și programele automate de calcul folosite în geotehnică	46
2. STUDIUL, PROIECTAREA, REALIZAREA SI EXPERIMENTAREA UNOR IN- STALAȚII PENTRU ÎNCERCĂRI ÎN CONDIȚII DE SOLICITARE TRIAXIALĂ	55
2.1. Studii cu privire la instalația triaxial pentru pământuri .	59
2.1.2. Studiul și realizarea surselor de presiune	66
2.1.3. Studiul, proiectarea și realizarea sistemului de creat și transmis efortul axial ($\sqrt{\quad}$)	69
2.1.4. Studiul, proiectarea și realizarea automatizării procesu- lui de testare și înregistrare a informațiilor	72
2.1.5. Studiul posibilităților de utilizare a instalației tria- xial pentru pământuri - solicitări statice	76
2.1.6. Studii și încercări comparative față de metodologia din STAS 8942/5-75	91
2.1.7. Studii cu privire la posibilitățile de utilizare a in- stalației triaxial pentru pământuri - solicitări ciclice	104
2.2. Studii cu privire la instalația triaxial pentru balast și amplasamente	114
3. STUDII CU PRIVIRE LA VALORIFICAREA DATELOR GEOTEHNICE OBTI- NUTE ÎN PROIECTAREA UNOR BARAJE DIN MATERIALE LOCALE	137
3.1. Studii cu privire la evaluarea efectelor interacțiunii din- tre terenul de fundare și structurile unor baraje din mate- riale locale	137
3.1.1. Studii asupra soluțiilor pentru prevenirea discontinuită- ților la contactul dintre nucleul de argilă și terenul de fundare la barajul Rîul Mare - Retezat	139
3.1.2. Studii cu privire la barajul Rîul Mare - Retezat	149
3.1.3. Studii cu privire la unele diguri - UHE Isbicea	157
3.1.4. Studiu cu privire la optimizarea secțiunii barajului Lekhal - Algeria	166
4. CONCLUZII CU PRIVIRE LA CONTRIBUȚII ȘI PROPUNERI	173
4.1. Contribuții la proiectarea și realizarea instalației tria- xial automatizate pentru pământuri	173
4.1.1. Studiul, proiectarea și experimentarea surselor de presi- une	174
4.1.2. Studiul, proiectarea și experimentarea unui sistem hidra- ulic de creat și transmis efortul axial ($\sqrt{\quad}$)	175
4.1.3. Studiul, proiectarea și realizarea automatizării procesu- lui de testare și înregistrare a datelor	176
4.2. Contribuții la studiul, proiectarea, realizarea și experi- mentarea unor noi tipuri de celule triaxial pentru pămîn- turi	177
4.2.1. Noul model de celulă triaxial	177

4.2.2. Folosirea celulelor triaxial în laboratorul geotehnic ...	178
4.3. Contribuții la studiul și experimentarea instalației triaxial pentru pământuri	178
4.3.1. Stabilirea metodelor de pregătire a probelor	179
4.3.2. Stabilirea metodelor de testare a probelor în condiții statice	179
4.3.3. Stabilirea metodelor de testare a probelor în condiții dinamice (ciclice)	179
4.3.4. Verificarea rezultatelor obținute din încercările statice	180
4.3.5. Verificarea rezultatelor obținute din încercările ciclice	180
4.4. Contribuții la studiul, proiectarea și realizarea unei instalații triaxial de mari dimensiuni pentru încercarea probelor de balast și anrocamente	180
4.4.1. Proiectarea instalației triaxial pentru anrocamente	180
4.4.2. Tehnologii pentru pregătirea probelor	181
4.4.3. Stabilirea metodelor de testare și prelucrare a datelor	181
4.5. Contribuții la schimbarea concepției de proiectare a barajelor din materiale locale	181
4.6. Contribuții la stimularea realizării în țară a instalațiilor triaxial pentru pământuri și rocă	183
4.7. Contribuții la verificarea studiilor întreprinse prin aplicarea în proiectare a digurilor și barajelor din materiale locale	183
4.8. Câteva sugestii pentru continuarea cercetărilor	183