

NOTE

ABAC PENTRU DISTRIBUIREA FIARELOR ÎNCLINATE ÎN GRINZILE DE BETON ARMAT

Problema stabilirii poziției fiarelor înclinate în grinzile de beton armat nu este rezolvată practic în mod satisfăcător. În tratate sau manuale se arată cum se determină poziția acestor fiare, fie cu ajutorul curbei momentelor, fie împărțind suprafața lunecărilor în părți egale.

Cum inginerul proiectant trebuie să dea desenatorului schițe complete, el este pus în situația de a executa una din cele două epuri, sau a fixa poziția fiarelor «din ochi».

Pentru a ușura sarcina inginerilor proiectanți, am construit un abac, cu ajutorul căruia se poate determina cu suficientă exactitate, în cazul grinzilor cu secțiune constantă și încărcare formată din sarcini concentrate și uniform repartizate, poziția fiarelor ridicate.

Iată cum am stabilit formula pe baza căreia am construit acest abac:

Fie $ABCD$ trapezul lunecărilor ce urmează a fi preluate de fiare (Fig. 1).

Să împărțim mai întâi suprafața acestui trapez în suprafețe proporționale cu secțiunile fiarelor ce urmează să ridicăm în fiecare secțiune:

Notând cu S suprafața trapezului $ABCD$, cu S_k suprafața trapezului $MNCD$ și cu k raportul S_k/S , restul notațiilor fiind cele din figură avem:

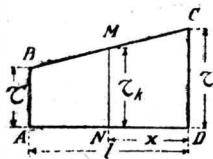


Fig. 1

$$c_k = c - (c - c') \frac{x}{l}$$

$$S_k = \frac{c + c_k}{2} x = \frac{2c - (c - c') \frac{x}{l}}{2} x$$

$$S = \frac{c + c'}{2} l$$

$$\frac{S_k}{S} = k = \frac{2c - (c - c') \frac{x}{l}}{c + c'} \cdot \frac{x}{l}$$

de unde rezultă:

$$(c - c') \frac{x^2}{l^2} - 2c \frac{x}{l} + k(c + c') = 0$$

Punem:

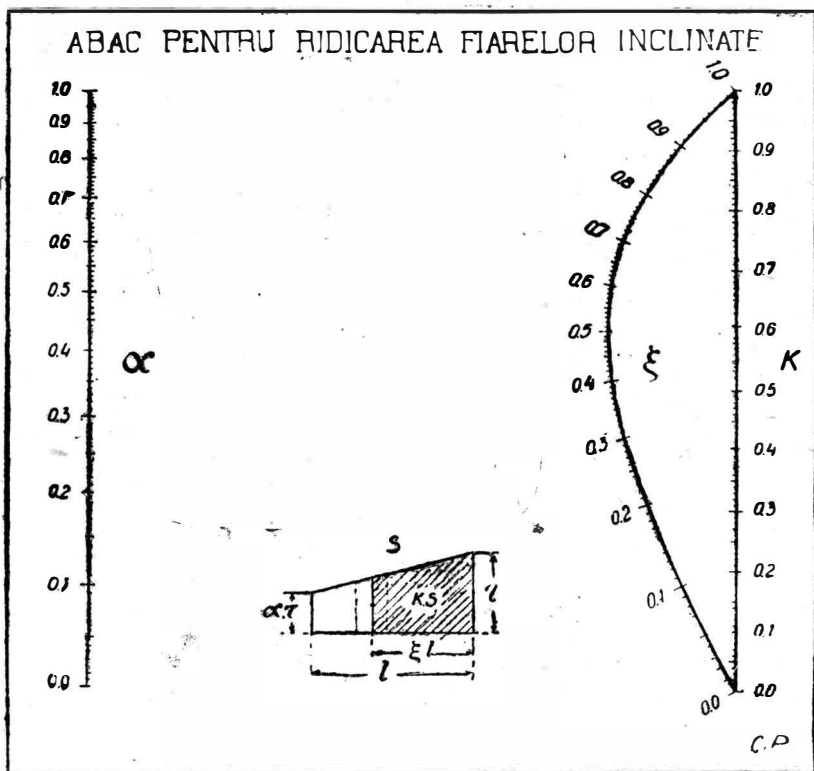
$$\begin{aligned} \bar{G}' &= \alpha \cdot \bar{G} \\ x &= \xi \cdot l \end{aligned}$$

și avem:

$$(1) \quad (1 - \alpha) \xi^2 - 2 \xi + k(1 + \alpha) = 0$$

Dând lui k valorile corespunzătoare, determinăm trapezele aferente fiecărui fier ridicat.

Ar trebui acum să determinăm centrele de greutate ale suprafețelor mici. În practică acest lucru nu este necesar, ci e suficient a admite că centrul de greutate



al unui trapez este situat pe verticala care împarte acest trapez în două părți egale. Eroarea făcută este foarte mică. Ea atinge cel mult 4% în cazul când am determina cu autorul formulei (1) centrul de greutate al unui triunghi. În cazul unui trapez sau ja mai multor trapeze, eroarea este cu mult mai mică, deci practic neglijabilă.

Rezultă deci că putem lua pentru k valori în raport cu fiarele ce vom să ridicăm, în care caz formula (1) ne dă cu suficientă exactitate abscisele punctelor în care fiarele înclinate taie axa neutră a grinzii.

De exemplu dacă la o grindă avem de ridicat n fiare vom lua pe rând pentru k valorile:

$$\frac{1/2}{n} ; \frac{1 + 1/2}{n} ; \frac{2 + 1/2}{n} ; \dots ; \frac{i + 1/2}{n} \dots \frac{n - 1/2}{r}$$

Abacul alăturat ne permite găsirea valorilor ξ pentru orice valori ale lui α și k , cuprinse între 0 și 1. El s'a construit pentru simplificare și ușurința citirilor, cu puncte aliniate și cuprinde 3 scări, două rectilinii pentru α și k și una curbă pentru ξ .

Pentru a găsi valorile ξ , cunoscând pe α și k se unesc printr'o dreaptă, punctele de pe scările α și k , corespunzând valorilor respective iar la intersecția acestei drepte cu scara ξ se citește valoarea ξ dată de formula (1).

De ex. pentru $\alpha = 0,5$, $k = 0,4$ găsim $\xi = 0,328$; pentru $\alpha = 0$, $k = 0,5$ găsim $\xi = 0,293$, pentru $\alpha = 1$, $k = 0,65$ găsim $\xi = 0,65$.

Dau mai jos două exemple complete de ridicare a fiarelor:

Exemplul 1.

O grindă are suprafața de lunecare arătată în fig. 2.

Este necesar să ridicăm la 45° următoarele fiare:

2 \varnothing 20 (6,28 cmp)
 2 \varnothing 20 (6,28 cmp)
 2 \varnothing 18 (5,09 cmp)
 1 \varnothing 18 + 1 \varnothing 16 (4,55 cmp)
 Total ... 22,20 cmp

Avem:

$$k_1 = \frac{6,28/2}{22,20} = 0,143$$

$$k_2 = \frac{6,28 + \frac{6,28}{2}}{22,20} = 0,424$$

$$k_3 = \frac{6,28 + 6,28 + \frac{5,09}{2}}{22,20} = 0,680$$

$$k_4 = \frac{6,28 + 6,28 + 5,09 + \frac{4,55}{2}}{22,20} = 0,898$$

Avem totodată:

$$\alpha = \frac{4,19}{6,65} = 0,63$$

Pentru aceste valori găsim cu ajutorul abacului:

$$\begin{aligned}\xi_1 &= 0,118 \\ \xi_2 &= 0,372 \\ \xi_3 &= 0,617 \\ \xi_4 &= 0,872\end{aligned}$$

deci:

$$\begin{aligned}x_1 &= 0,118 \times 248 = 29 \text{ cm} \\ x_2 &= 0,372 \times 248 = 92 \text{ »} \\ x_3 &= 0,617 \times 248 = 153 \text{ »} \\ x_4 &= 0,872 \times 248 = 216 \text{ »}\end{aligned}$$

Calculul exact ne dă:

$$x_1 = 29 \text{ cm}, x_2 = 93 \text{ cm}, x_3 = 156 \text{ cm}, x_4 = 213 \text{ cm}$$

Exemplul II.

O grindă are suprafața de lunecare arătată în fig. 3.

Este necesar să ridicăm la 45 următoarele fiare:

2 Ø 16 + 1 Ø 20 (10,30 cmp)
2 Ø 20 (6,28 cmp)
1 Ø 20 + 1 Ø 18 (5,68 cmp)
2 Ø 18 (5,09 cmp)
Total . . . 27,35 cmp

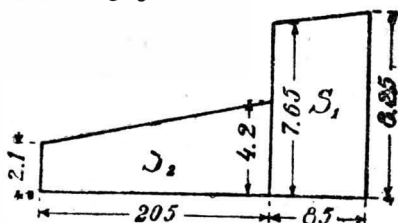


Fig. 3

Suprafețele celor două trapeze sunt:

$$S_1 = \frac{17,90}{2} 85 = 7610$$

$$S_2 = \frac{6,30}{2} \times 205 = \frac{6450}{S = 14060}$$

Pentru cele 2 trapeze trebuie să ridicăm fiare având secțiunile de:

$$F_1 = F = 27,35 \frac{7610}{14060} = 14,80 \text{ cmp}$$

$$F_2 = F = 27,35 \frac{6450}{14060} = 12,55$$

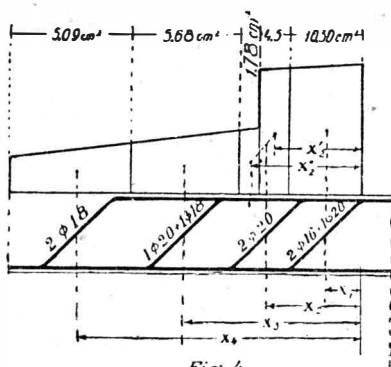


Fig. 4

Din fig. 4 rezultă valorile lui k :
Avem:

$$\alpha_1 = \frac{7,65}{8,25} = 0,927$$

$$\alpha_2 = \frac{2,10}{4,20} = 0,500$$

$$k_1 = \frac{10,30/2}{14,80} = 0,348$$

$$k_2 = \frac{10,30 + \frac{4,50}{2}}{14,80} = 0,848$$

$$k'_2 = \frac{1,78/2}{12,55} = 0,071$$

$$k_3 = \frac{1,78 + 5,68/2}{12,55} = 0,368$$

$$k_4 = \frac{1,78 + 5,68 + \frac{5,09}{2}}{12,55} = 0,797$$

Rezultă:

$$x_1 = 0,329 \times 85 = 28 \text{ cm}$$

$$x_3 = 0,844 \times 85 = 72 \text{ cm}$$

$$x'_2 = 85 + 0,063 \times 2,05 = 98 \text{ cm}$$

$$J'_3 = \frac{4,50 \times 72 + 1,78 \times 98}{6,28} = 79 \text{ cm}$$

$$x_3 = 85 + 0,298 \times 205 = 146 \text{ cm}$$

$$x_4 = 85 + 0,732 \times 205 = 235 \text{ cm}$$

Ing. Const. Popovici

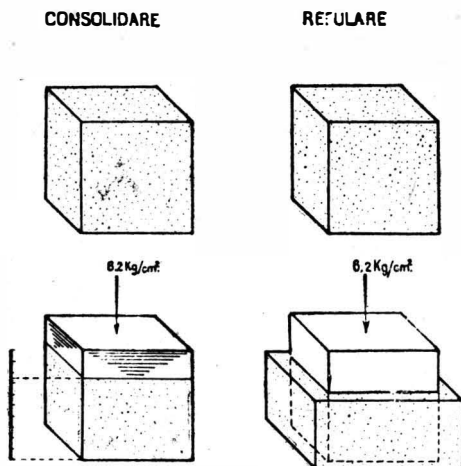
DEFORMAȚIILE TERENURILOR DE CONSISTENȚĂ REDUSĂ

Între problemele ce preocupă cu precădere relativ noua știință a mecanicii terenurilor, cercetarea pe cale teoretică și experimentală a tasărilor, reprezintă contribuția cea mai des solicitată Geotehnicii.

Construirea lucrărilor de dimensiuni mari, pe terenuri neexplorate din punct de vedere al posibilităților de fundare, face neapărat necesară cunoașterea amănunțită a stratificației și a comportării mecanice a terenului sub suplimentul de încărcare adus de construcție.

Un calcul obișnuit de tasări are la bază teoria consolidării expusă de Terzaghi în lucrarea sa « Theorie der Setzung von Tonschichten » publicată în anul 1936.

Întreaga teorie se sprijină pe constatarea experimentală că un strat de argilă supus compresiunii cedează apa cuprinsă în golurile extrem de mici dintre particulele solide și viteza de tasare scade cu timpul, tinzând spre zero.



g. 1.

Ca o exemplificare de ordin experimental citez din cartea « Baugrund » de M. Singer:

« Prin ridicarea presiunii dela 0 la 6,2 kg/cm² asupra unei mocirole argiloase, adică o argilă în stare de curgere cu 70% conținut de apă aceasta se transformă în argilă plastică având un conținut de apă de 23% (rap. la volumul total) ».

Această pierdere de apă, sub influența presiunii, se traduce printr'o tasare. Un cub de 1 cm latură pierde din înălțime fără să se dilate transversal 2,7 mm, adică, pentru a exprima deformația ca în încercările obișnuite de materiale, deformația specifică este $\frac{\Delta l}{l} = 27\%$.

Desigur că eliminarea apei și tasarea completă cer un timp pentru a se produce, sub o sarcină dată.

— Timpul de consolidare este funcție de permeabilitatea terenului și de posibilitatea de a elimina apa rezultată, la periferia stratului.

Teoria tasărilor schițată pe scurt în cele ce precede, este susceptibilă de o tratare matematică și această tratare, după cum recunoaște chiar autorul ei în introducerea lucrării susmenționate, comportă aproximațiuni ale realității în chiar schematizarea calculului, la care se adaugă desigur influența nu mai puțin importantă a neomogeneității terenurilor.

Teoria consolidării nu îmbrățișează însă tot complexul de fenomene ce duc la tasări ale construcțiilor, dat fiind că se referă numai la una din cauzele acestor tasări și anume, consolidarea prin eliminarea apei interstițiale.

În cele ce urmează căutăm să înfățișăm în mod experimental o altă cauză importantă de tasări și anume, refularea laterală a materialului.

Prin refulare nu înțelegem ruperea bruscă a terenului prin apariția unei suprafețe de alunecare curbă sau plană (Grundbuch) ci numai împingerea în lături a materialului în stare plastic fluidă, fenomen ce poate avea ca urmare o tasare apreciazabilă a construcției.

Consistența terenului este funcție de apa cuprinsă în spațiile interstițiale și scade pe măsură ce crește umiditatea. Pentru a avea criterii de comparație s'au introdus și în acest domeniu încercări normalizate.

Voi cita clasificarea consistențelor după metoda descrisă de M. Burmister în Proceedings (Conf. Harvard 1936) și determinarea consistenței cu ajutorul limitelor lui Atterberg.

Primul mod de a determina consistența este interesant prin faptul că stabilește o legătură directă între deformabilitate și conținut de apă.

În încercările noastre de laborator exprimăm consistența prin formula:

$$K = \frac{Lc - W}{Ip} \quad \text{în care:}$$

Lc = limita de curgere (Atterberg).

W = umiditatea naturală a terenului.

Ip = indicele de plasticitate.

Indicele de plasticitate are expresia:

$$Ip = Lc - Lf \quad \text{în care:}$$

Lc = limita de curgere.

Lf = limita de frământare.

Formula consistenței ne arată că acest indice exprimă poziția relativă a umidității naturale în cadrul intervalului de comportare plastică.

CLASIFICAREA TERENURILOR DUPĂ CONSISTENȚĂ

$K = 0$	— 0,25	Plastic curgător
$K = 0,25$	— 0,50	Foarte plastic
$K = 0,50$	— 0,75	Plastic
$K = 0,75$	— 1,0	Vârtos
$K \geq 1$		Tare

Clasificarea terenurilor după indicele de consistență dată în tabloul alăturat, dă o anumită idee numai asupra aspectului general al terenului, fără a preciza nimic referitor la compresibilitatea lui.

În cele ce urmează ne vom referi numai la terenuri în stare de umiditate caracterizată prin indici de consistență cuprinși între 0 și 0,50 adică material plastic curgător sau foarte plastic.

Compresibilitatea terenurilor se determină prin încercări edometrice. Încercarea în edometru, prin faptul că este împiedicată deformarea laterală și înălțimea probei este redusă, nu poate diferenția din punct de vedere al compresibilității, terenurile de consistențe variabile.

În cazurile practice, la scara reală, straturile puțin consistente se pot prezenta în grosimi de câțiva metri chiar, având ca îngrădire laterală în locul peretelui rigid al edometrului, pământ de consistență tot atât de redusă. Apariția unor straturi de consistență redusă incluse între straturi de consistență ridicată, este explicată fie prin lipsa unei supra sarcini suficiente, fie prin permeabilitatea redusă a terenului.

O supra sarcină adusă prin construcție pe un asemenea teren, modifică presiunile asupra straturilor de sub radierul construcției în mod apreciabil, până la o adâncime de 2—3 ori lățimea suprafeței de încărcare. Sub influența acestei supra sarcini începe o consolidare locală a stratului compresibil prin eliminarea apei interstițiale.

Într'un strat de consistență redusă, încărcarea bruscă dă naștere unei presiuni asemănătoare presiunii hidrostatice. Fenomenul repartizării presiunilor pe un plan vertical, arătat în schema alăturată, este origina diferenței observate între valorile tasărilor deduse din încercări edometrice și tasările măsurate la construcțiile executate pe acest fel de terenuri.

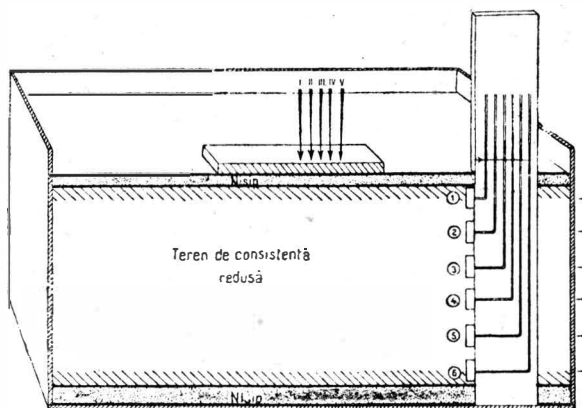


Fig. 2.

Consistența redusă permite deplasarea laterală a stratului, materialul având tendința, întocmai ca un lichid, să se deplaseze din zonele sub presiune către zonele cu presiuni mai mici. Din această deplasare rezultă un supliment de tasare verticală ce nu poate fi prevăzut prin încercările curente și aceste tasări suplimentare sunt cu atât mai pronunțate cu cât consistența este mai redusă.

Am obținut o materializare a celor exprimate mai sus prin următoarea experiență realizată în Laboratorul Geotehnic P.C.A.

Am construit un model redus cuprinzând elementele considerate în cele spuse până acum, și anume; un strat de teren de consistență redusă cuprins între două straturi de permeabilitate mică și inclus totul între două straturi de nisip alcătuite din pături drenante pentru apa rezultată din consolidare.

Umiditatea stratului neconsistent a variat la încărcare între 25 și 28% având prin urmare, față de limita de curgere 32% și indicele de plasticitate 14 un coeficient de consistență cuprins între 0 și 0,50.

Imi propun să urmăresc repartiția presiunilor orizontale pe un plan vertical străbătând stratul neconsistent.

Ca măsurători de presiune am folosit un manometru cu alcool foarte simplu, analog celor folosite de Kögler și Strohschneider în încercări asemănătoare.

Încărcarea a fost dată de o placă 20/10 cm aplicată pe suprafața stratului de nisip. Aparatul improvisat era astfel alcătuit încât să permită realizarea de excentricități ale forței de compresiune până la 4 cm față de centrul suprafeței de încărcare.

Experiența ce o expun nu are caracterul unei măsurători ci exprimă fenomenul numai din punct de vedere calitativ. Din această cauză elementele atât geometrice cât și fizice nu sunt reduse în proporțiile cerute de teoria modelului ci sunt luate din necesități practice experimentale.

Fiind așezat dispozitivul de măsurat presiunile în axul longitudinal al suprafeței de presiune, am început încărcarea cu pământ în stare de consistență redusă.

Din cauza lipsei unui malaxor de dimensiuni mai mari, omogenizarea pastei de pământ s'a făcut cu mâna într'un lighian de tablă. Încărcarea s'a făcut din această cauză pe straturi de umidități variind de la 25%—28%. În timpul încărcării s'a așezat materialul cu deosebită grijă în jurul dozelor de măsurat presiunile pentru a evita goluri ce ar fi denaturat rezultatele.

Stratul de pământ puțin consistent avea o grosime de circa 20 cm. La suprafață am acoperit acest strat cu o pătură de nisip fin și mijlociu de 3 cm grosime. Am aplicat apoi placa de încărcare, fără a o încălca și prin adăogare de alcool în tuburile capilare ale manometrelor, le-am adus la același nivel. Aplicarea sarcinei se făcea cu o pârghie cu raportul de multiplicare 2 : 1.

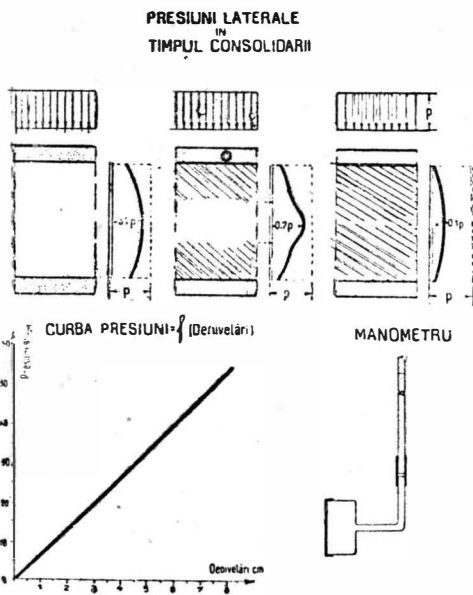
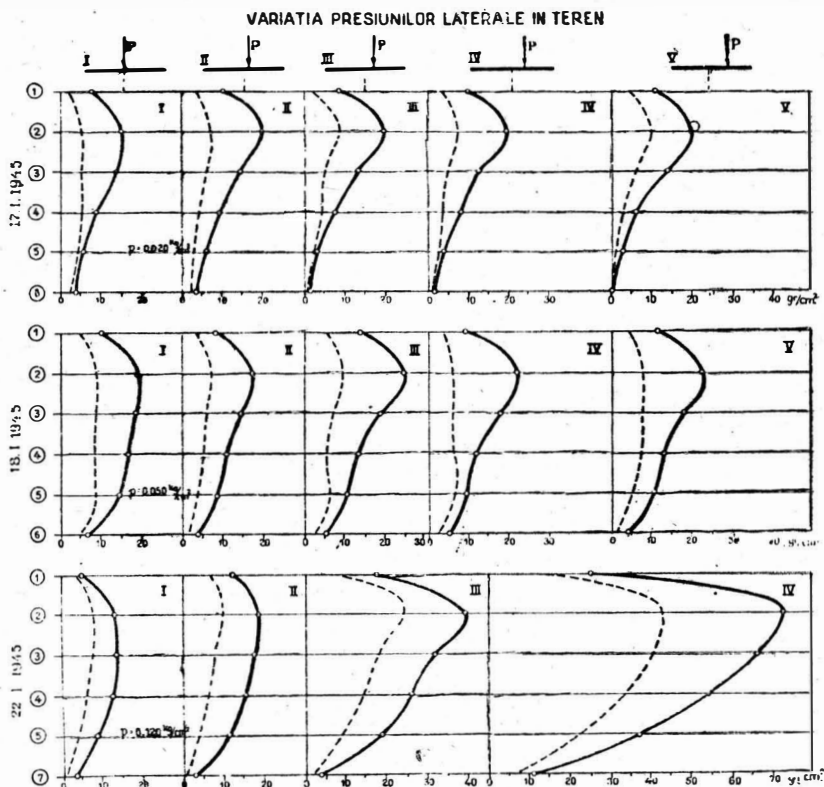


Fig. 3.

În așteptarea unei consolidări parțiale și pentru a evita scufundarea plăcii de încărcare în teren, am încărcat placa centric progresiv cu 0,010, 0,020, 0,030... 0,050 kg/cm². Procedul de măsurare era următorul:

După încărcarea plăcii așteptam câteva minute pentru ca denivelarea în tuburile capilare să se stabilizeze. Cu ajutorul unui distanțier am măsurat și raportat în mărime naturală aceste denivelări. Am descărcat, apoi, placa ușor și după câteva minute am măsurat denivelările rămase în tuburile capilare. În mod asemănător, s'au făcut încercări cu excentricități diferite. Cu datele astfel obținute am trasat o serie de curbe reprezentând variația presiunilor în adâncime.



S'ar putea obiecta că timpul lăsat pentru stabilirea denivelării, deci pentru a se produce deformarea laterală, ar fi prea scurt. Mijloacele ce le avem la dispoziție, dozele de măsurat presiunile, sunt puternic influențate de variațiunile de temperatură. Dacă ași fi lăsat un timp mai îndelungat înainte de a măsura denivelările variațiunile de temperatură ar fi denaturat rezultatele.

Măsurarea rapidă a denivelărilor prin chiar faptul că se produc denivelări importante într'un timp scurt dela încărcare, este în concordanță cu observarea că asemenea terenuri puțin consistente sunt « sensibile » la încărcări.

Cercetând rezultatele sintetizate în curbele trasate, observăm următoarele caracteristice:

Variația presiunii orizontale în adâncime nu este mare pentru terenurile în stare plastic fluidă.

Pe măsură ce consolidarea câștigă părțile periferice ale stratului presiunea laterală scade în părțile consolidate.

Deformația permanentă reprezintă în acest caz până la 0,5 din deformația sub încărcare.

Pe măsură ce crește excentricitatea forței, diagrama de presiuni laterale formează un vârf de presiuni ce se apropie de suprafața de încărcare.

Cu ajutorul diagramelor de taraj ale dozelor am transformat ordonatele maxime măsurate în presiuni. Valorile presiunilor laterale maxime reprezintă 70%—9% din presiunea verticală și scad cu atât mai repede cu cât procesul de consolidare este mai rapid.

În concluzie, terenurile de consistență redusă prezintă următoarele caracteristici în ceea ce privește comportarea sub încărcările aduse de construcție:

1. Presiunile laterale rezultate din încărcări verticale au ca valoare până la 70% din presiunea verticală exercitată de radierul construcției și scad la 9% pe măsură ce consistența crește prin consolidare.

2. Deformațiile laterale apar repede după încărcare. Acest fel de terenuri prezintă o mare sensibilitate la încărcări.

3. Deformațiile laterale permanente au ca valoare până la jumătate din deformațiile sub sarcină.

Cantitatea cu care se tasează terenul prin faptul că dilatarea laterală este îngăduită în oarecare măsură nu se poate determina decât prin încercări sistematice într'un aparat de compresiune triaxială.

În lipsa acestor date, detectarea unui strat de consistență redusă în terenul de fundații al unei construcții de dimensiuni mari, constituie un serios motiv pentru cercetarea altor posibilități de amplasare sau sisteme adecvate de fundare.

Un calcul de tasări sprijinit pe încercări edometrice, în cazul terenurilor puțin consistente, nu spune nimic în privința tasărilor adevărate ale viitoarei construcții.

Ing. I. Stănculescu

BIBLIOGRAFIE

- Dr. Ing. *Karl Terzaghi*, *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*.
 — *Theorie der Setzung von Tonschichten*.
M. Buisson, *Caractéristiques physiques et mécaniques des sols*.
M. Singer, *Baugrund*.
Harvard University Cambridge Mass., *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1936.

CONSIDERAȚIUNI ASUPRA DIMENSIONĂRII CONDUCTELOR DE DISTRIBUȚIE A APEI

În Nr. 5—8 (Mai—August 1945) al Buletinului Societății Politecnice, a apărut articolul d-lui Ing. Const. Ștef. Felix, cu titlul de mai sus, articol în care autorul ajunge la concluzii foarte interesante din punct de vedere matematic. Rezultatele la care a ajuns d-sa, complet diferite de modul obișnuit de dimensionare al conductelor, m'au făcut să reflectez și eu asupra acestei probleme și în cele ce urmează voi arăta la ce concluzii am ajuns.

În primul rând amintesc faptul, că o chestiune tehnică se înțelege mult mai ușor dacă se reprezintă grafic fenomenul, decât dacă se face numai raționamentul analitic, abstract; în același timp reprezentarea grafică evită adeseori și strecurarea de greșeli în raționament. În cazul particular considerat, adică al dimensionării conductelor de distribuție a apei, trasarea liniilor de presiune este absolut necesară, deoarece s'a observat că neglijarea ei, mai ales la proiecte, a dus de multe ori la rezultate absurde.

Revenind acum la chestiunea dimensionării cât mai economice a conductelor de distribuție a apei, precizez dela început, că aci poate fi vorba de două feluri de conducte:

1. *Artere de distribuție*, care transportă un debit important și la care nu se fac branșamente, ci apa este distribuită clădirilor prin intermediul unei conducte de serviciu.

2. *Conducte de serviciu și conducte de distribuție*, care transportă un debit de apă redus și prin urmare pot primi direct branșamente.

Să luăm acum pe rând fiecare din aceste feluri de conducte:

1. Arterele formează în general rețele cu ochiuri închise dar pentru ușurința calculului se dimensionează presupunând că apa vine numai dintr'o parte.

Deoarece, după cum am arătat mai înainte, arterele sunt dublate de conducte de serviciu, urmează că între două noduri consecutive, adică între punctele de legătură dintre conductele de serviciu și arteră, debitul acestora din urmă rămâne constant. În calcul, ținând seama de faptul că apa ar putea veni din amândouă părțile, (rețeaua fiind închisă), s'a convenit să se determine pierderea de sarcină dintre două noduri, ca fiind corespunzătoare semisumei debitelor dela cele două noduri.

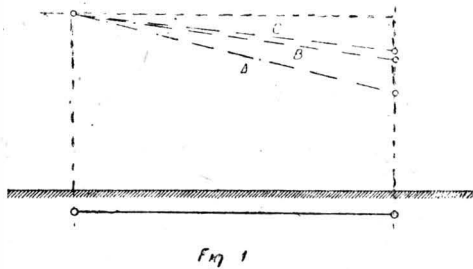
Aplicând la artere calculul de probabilitate al consumului concomitent, ar însemna ca la fiecare nod să se considere că se consumă numai un debit « aq », « a » fiind numărul de branșamente ce funcționează simultan iar « q » debitul unui branșament. Dacă am extinde calculul la întreg orașul, ar însemna ca rețeaua să fie dimensionată la debitul « $a'q$ », « a' » fiind aci numărul de branșamente ce funcționează simultan în întreg orașul. Practic se constată însă că de două sau trei ori pe zi consumul ajunge la maxim, menținându-se câte circa o oră, prin urmare în acest timp

$\frac{n-a}{n}$ din consumatorii care locuiesc în părțile mai înalte, sau în etajele superioare ale imobilelor (deși sub limita presiunii de serviciu admise), ar rămâne fără apă.

În figura 1, am trasat liniile piezometrice pentru o porțiune de arteră AB , pe care, printr'o conductă de serviciu s'ar distribui la $n = 100$ branșamente câte un debit q , în trei ipoteze de calcul:

A) Apa vine numai printr'o parte, debitul transportat fiind $Q + nq$.

B) Apa vine prin amândouă părțile și atunci în mod simplificat se consideră pierderea de sarcină numai pentru semisuma debitelor: $Q + \frac{n}{2}q$.



C) În ipoteza unui calcul de probabilitate, apa ar veni numai dintr'o parte și ar deservi simultan $a = 35$ branșamente, debitul fiind $Q + aq$.

Observăm că metoda obișnuită de calcul este acoperitoare față de metoda propusă, fără a comporta un spor important de secțiune.

2. Să cercetăm acum cazul conductelor de serviciu și conductelor de distribuție. Acestea au lungimi de 200—400 m, prin urmare considerând o fațadă de 10 m, urmează că ele nu pot avea pe ambele părți ale străzii, mai mult de 40—80 branșamente.

Se știe că un calcul de probabilitate este valabil, numai pentru un număr foarte mare de cazuri, cele 40 sau 80, ori chiar 100 fiind insuficiente, pentru a permite să se deducă o expresie valabilă, cu atât mai mult cu cât, după cum am arătat mai înainte, timp de câte circa 1 oră, consumul devine maxim, de 2—3 ori pe zi.

În practică o asemenea conductă de 200—400 m se dimensionează la debitul total ce-l distribuie, din două motive:

a) Deoarece pentru simplificarea calculului s'a convenit, ca debitul în oraș, sau într'o anumită zonă a orașului, să fie considerat constant pe unitatea de lungime a străzilor, iar imobilele de pe o stradă putând fi de importanță cu totul diferită, cu această uniformizare de consum dusă la extrem, am risca să lăsăm fără apă instituții publice cu un consum de apă ridicat.

b) Fiindcă această conductă trebuie să asigure și debitul necesar stingerii incendiilor, debit ce este foarte ridicat în raport cu debitul particular.

Din aceste motive, diametrul conductei nu poate fi scoborât sub limita de 100 mm, excepțional 80 mm pe străzile sub 100 metri lungime.

Să presupunem însă că această conductă n'ar folosi decât pentru distribuirea consumului particular, care ar fi uniform (brânșamente echidistante care ar cere debit egal) și că ar fi posibilă aplicarea unui calcul de probabilitate chiar pentru un număr atât de restrâns de brânșamente (100). În această situație, admitând timpul defectuos de 1 minut în 16 ore de funcționare pe zi, ar rezulta 35 brânșamente cu funcționare simultană, cum arată d-l Ing. Felix, în articolul d-sale. Dar care este poziția relativă a acestor brânșamente, deoarece cu cele 100, luate câte 35, se pot face:

$$C_{100}^{35} = \frac{100 \times 99 \times \dots \times 67 \times 66}{35!} = 1,0976 \times 10^{25} \text{ Combinări?}$$

Din acest mare număr de posibilități deosebim trei cazuri distincte:

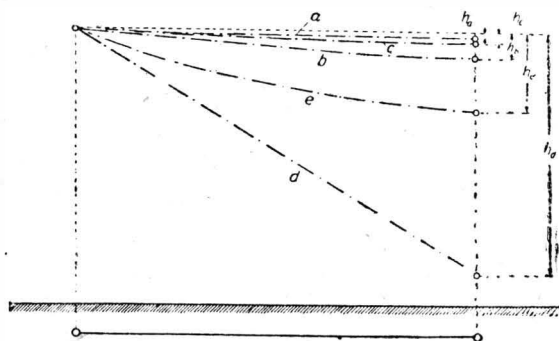


Fig. 2

a) Toate cele 35 brânșamente grupate la capătul amonte al conductei; linia piezometrică este reprezentată de curba « a » (fig. 2) iar pierderea de sarcină la capătul conductei va fi:

$$h_a = \frac{35^2 q^2 \lambda (0,35 L)}{D^5} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2 \times 35} + \frac{1}{6 \times 35^2} \right) = \frac{149,08 q^2 \lambda L}{D^5}$$

b) Toate cele 35 brânșamente grupate la capătul terminal al conductei; linia piezometrică este în acest caz reprezentată de curba « b » (fig. 2) iar pierderea de sarcină la capăt va fi:

$$h_b = \frac{35^2 q^2 \lambda (0,65 L)}{D^5} + \frac{35^2 q^2 \lambda (0,35 L)}{D^5} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2 \times 35} + \frac{1}{6 \times 35^2} \right) = \frac{945,33 q^2 \lambda L}{D^5}$$

c) Cele 35 brașamente repartizate uniform de-a-lungul conductei; linia piezometrică este curba « c » (fig. 2), cuprinsă între curbele a și b, iar pierderea de sarcină la capăt va fi:

$$h_c = \frac{35^2 q^2 \lambda L}{D^5} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2 \times 35} + \frac{1}{6 \times 35^2} \right) = \frac{425,93 q^2 \lambda L}{D^5}$$

Observăm că formula de mai sus este tocmai aceea folosită de d-l Ing. Felix și că ea nu ține seama de o repartiziție oarecare datorită hazardului, ci numai de una și anume: repartiziția uniformă a 35% din brașamente, repartiziție care nu e de loc mai probabilă decât cele 10976×10^{20} repartiziții posibile, când funcționează 35% din brașamente.

La aceste trei cazuri, considerate când funcționează simultan numai 35 brașamente, să mai adăogăm alte două, pentru funcționarea simultană a tuturor brașamentelor.

d) Aceasta fiind o conductă terminală, am spus că se dimensionează pentru debitul total nq , linia piezometrică fiind reprezentată de linia d (fig. 2) iar pierderea de sarcină la capăt fiind:

$$h_d = \frac{100^2 q^2 \lambda L}{D^5} = \frac{10000 q^2 \lambda L}{D^5}$$

e) În sfârșit dacă am presupune că toate brașamentele funcționează simultan, și că debitele consumate ar fi egale, linia piezometrică ar fi reprezentată de curba e (fig. 2), având la capăt pierderea de sarcină:

$$h_e = \frac{100^2 q^2 \lambda L}{D^5} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2 \times 100} + \frac{1}{6 \times 100^2} \right) = \frac{3383,5 q^2 \lambda L}{D^5}$$

Făcând acum comparație între diametrele necesare în cazurile b și e, pentru aceeași pierdere de sarcină, găsim:

$$D_e = 1,294 D_b$$

adică, la un spor de material numai de 30%, pierderea de presiune pe conductă scade cu 35% (h_e/h_b).

N'am făcut comparația cu cazul d, deoarece am arătat mai înainte că această supradimensionare a conductelor de serviciu este datorită atât neuniformității debitelor brașamentelor, cât și consumului pentru incendiu, ipoteze ce n'au intrat în calculul de probabilitate considerat în cazul b.

În concluzie, sunt de părere, că deoarece o alimentare cu apă funcționează după legi ce nu pot fi încadrate într'un calcul de probabilitate, din cauza variației consumului cu maxime ce durează circa o oră, a numărului prea mic de cazuri posibile și a debitului de incendiu, care poate interveni la orice oră din zi, dimensionarea conductelor de distribuție a apei trebuie făcută în mod acoperitor, cu atât mai mult cu cât la o sporire relativ mică a materialului, și deci a prețului de cost, scăderea presiunii pierdute este considerabilă.

Ing. PETRE I. TROFIN
Asistent la Politehnica din București.

RECENZIE

Indicator Tehnic în Construcții, de arhitect *Victor Asquini*, 1947, editura « Cartea Românească » (prețul 48.000 lei).

Această interesantă lucrare urmează altor anterioare (« Directive în întreprinderi », 1925; Directive în construcții, 1927; Tehnica în construcții, 1934, Dosar-deviz 1939, Indicator tehnic de construcții 1938, 1942, 1945) pe care le perfecționează și le amplifică în mari proporții. Volumul care conține peste 700 pagini, legat în pânză, se prezintă sub o formă elegantă și practică.

Dela inginerul I. Papadopol care a publicat în 1897, o interesantă analiză de prețuri și până la publicațiile d-lui Arhitect V. Asquini, nu s'a mai ivit în România nicio lucrare analogă. De aceea se poate spune că ele vin să ocupe un loc vacant în literatura tehnică română, a cărui vid era viu simțit.

« Indicatorul tehnic » nu este o simplă copie sau traducere a uvrajelor germane franceze sau engleze de reputație bine stabilită și pe care le posedă în bibliotecă sa orice tehnician serios, inginer sau arhitect. El constituie o lucrare în mare parte originală prin elementele cu caracter practic și aplicabil în special în România, pe care autorul le tratează cu competență și sub o formă care le face ușor accesibile și interesante.

Volumul conține trei părți:

Partea I-a tratează despre: Noțiuni generale și definiții relative la proprietar, arhitect, antreprenor, expert și consilier tehnic. Noțiuni despre proiectele de construcții și despre rolul dirigintului unei lucrări; onorarii, impozite și reguli convenționale. Procedee de execuție (regie, antrepriză) adjudecări, contracte. Piese contractuale (planuri, devize, caiete de sarcini). Organizarea întreprinderilor de lucrări. Diverse observațiuni practice de ordin tehnic, juridic, financiar, etc.

Partea II-a cuprinde o foarte dezvoltată analiză de prețuri în care se cuprind și numeroase sfaturi și indicațiuni tehnice.

Analizele ca și îndrumările din această parte a volumului sunt clare, precise, concentrate în note și formule ce se pot aplica ușor; sunt rezolvări cu specificul de pe șantierul nostru de lucru.

Partea III-a cuprinde: Generalități (măsurii, formule, tabele). Noțiuni și formule relative la Statică și Rezistență. Noțiuni de hidraulică. Un capitol relativ la calculul Betonului armat, etc.

După cum se poate vedea din această enumerare, lucrarea d-lui Asquini tratează despre toate compartimentele activității tehnice. El ar trebui să nu lipsească de pe biroul niciunui tehnician.

Astfel de lucrări trebuie însă să apară în edițiuni succesive completate de fiecare dată cu procedee și metode nou apărute, cu completări care niciodată nu au sfârșit. Consider că o astfel de lucrare ar trebui să apară în mod regulat și să beneficieze de patronajul unei instituțiuni tehnice cu vază, ca multe din publicațiile străine de același gen.

Urez deci volumului d-lui Asquini să se răspândească în toate părțile tehnicienilor români,

Prof. arh. I. Davidescu

SUMARELE REVISTELOR

1. L'OSSATURE METALIQUE, Nr. 5—6 din Mai—Iunie 1946: *J. Paquay*, Probleme actuale asupra reconstrucției. — *A. Puisaut*, Prefabricarea văzută de un arhitect. — *L.-H. de Konink*, Casa «Acia». — *A. G. I. Hoffmann*, Casă de odihnă prefabricată «Idéalogi». — Case D. V. — *T. Biever*, Construcția locuințelor prefabricate pentru lucrători în Marele-Ducat al Luxembourg-ului. — Locuințe muncitorești prefabricate. — Cassa metalică «Prouvé». — Casa metalică «Hill». — Casa metalică «Coventry». — Isolarea termică a construcțiilor metalice.

2. Idem, Nr. 7—8 din Iulie—August 1946: *R. Gonon*, Reconstrucția podului dela Choisy-le-Roi. — *F. Bühler*, Podul sudat al Căilor Ferate Elvețiene, peste Bris, lângă Bärschwil. — Nouile ateliere de reparație ale Căilor Ferate L. M. S. *Ch. Vivroux*, Un imobil cu schelet metalic. — *H. G. Romeiju*, Reconstrucția podului dela Moerdijk—Olanda. — Reconstrucția podului de cale ferată dela St. André-de-Cubzac—Franța. — *H. Van der Veen*, Zece ani de încercări asupra coroziunii atmosferice în Olanda. — *E. Robert* și *L. Musette*, Un nou sistem belgian de grindă pentru poduri.

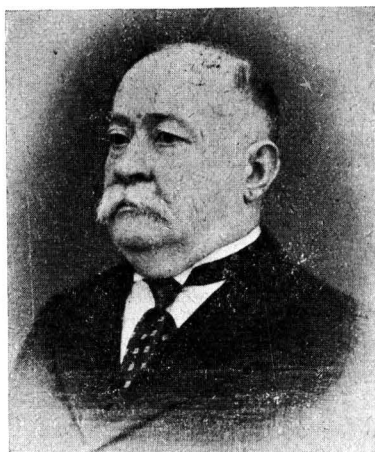
3. Idem, Nr. 9—10 din Septembrie—Octombrie 1946: *O. Leduc*, Construcția unui pod semi-provizoriu la Chalampé—Franța. — Casa metalică «Howard». — Reconstrucția podului Prinț Josef Poniatowsky dela Varșovia. — *F. H. Frankland*, Intrebuintarea rațională a niturilor și a buloanelor. — Reconstrucția viaductului dela Nevers—Franța. — *A. C. Raes*, Exemple de folosire a profilelor din platbande profilate. — *R. M. Dove*, Un nou tip de castel de apă. — *B. Enyedi*, Influența rigidității suprastructurii unei construcții în aer (metodă aproximativă de calcul).

4. Idem, Nr. 11—12 din Noembrie—Decembrie 1946: *G. de Cuyper*, Câteva considerațiuni în legătură cu reconstrucția podului sudat «la Pêcherie» din Grand. — *A. Caquot*, Problema rezervoarelor pentru combustibili lichizi — *H. Gerbeaux*, Sudarea unui prototip de rezervor de 3.500 mc. — Sistem Caquot. — *A. Mook-Aray*, O metodă nouă pentru ridicarea podurilor. — *V. Daniel*, Montarea prin lansare a podurilor Vierendel tip B, pe canalul Albert. — Reconstrucția viaductului dela Eauplit, pe Sena. — *A. Patriarche*, Contribuții la studiul flambajului pieselor încastrate și rezemate.

5. LE GÉNIE CIVIL, Nr. 12 din 15 Iunie 1946: *Daniel Lafont* și *Jacques Gendrot*, Reconstrucția rețelei electrice de înaltă tensiune, în Franța, după distrugerile războiului. — *Achile Mestre*, Responsabilitatea Statului legislator. — *Michel Adam*, Iluminarea cu lămpi-tuburi fluorescente. — *Jean Firrandon*, Metode de calcul și proprietăți principale ale cabrelor duble. — *L. Suquet*, Distrugerea lucrărilor de beton armat, construite în timpul războiului și devenite nefolositoare.

6. Idem, Nr. 13 din 1 Iulie 1946: *Ch. Jaeger*, Uzina hidro-electrică dela Ruperswill—Auenstein, pe Aar în Elveția. — *C. Macherey*, Stabilitatea și aptitudini diverse ale unui arc electric supus regularizării. — *Alfred Beouman*, Hidroliza drojdiei de vin în vederea extragerii tartrului. — *J.-G. Krencker*, Comportarea cabrelor pentru funiculare, ancorate rigid la cele două capete. — Progresul înaltei frecvențe, în timpul războiului.

M. S.



† *Profesor Ion Ionescu*

Societatea Politehnică din România are durerea să anunțe pierderea valorosului său membru, Profesor Ion Ionescu, Inginer Inspector General, fost Președinte al Societății și membru în Comisia Interimară.