MINISTERUL LUCRĂRILOR PUBLICE ŞI AMENAJĂRII TERITORIULUI

ORDIN nr. 58/N/
DIN 11.03.1997

Având în vedere Avizul Consiliului Tehnico-Ştiinţific nr. 369/14.11.1996,

În temeiul Hotărârii Guvernului nr. 456/1994 privind organizarea şi funcţionarea Ministerului Lucrărilor Publice şi Amenajării Teritoriului,

În conformitate cu Hotărârea Parlamentului României nr.12/1996 şi a Decretului nr. 591/1996,

În baza Raportului Direcţiei Generale de Reglementări şi Atestări Tehnice,

Ministrul lucrărilor publice şi amenajării teritoriului emite următorul

ORDIN:

Art.1. Se aprobă reglementarea "Ghid de proiectare. Calculul terenului de fundare la acţiuni seismice în cazul fundării directe" indicativ GP - 014 -97.

Art.2. Reglementarea menţionată la art.1 se publică în Buletinul Construcţiilor şi intră în vigoare la data publicării.

Art.3. Direcţia Programe de Cercetare şi Reglementări Tehnice va duce la îndeplinire prevederile prezentului ordin.

MINISTRU,
NICOLAE NOICA

MINISTERUL LUCRĂRILOR PUBLICE ŞI AMENAJĂRII TERITORIULUI - MLPAT
DIRECŢIA PROGRAME DE CERCETARE ŞI REGLEMENTĂRI TEHNICE

GHID DE PROIECTARE CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE LA ACŢIUNI SEISMICE ÎN CAZUL FUNDĂRII DIRECTE

Indicativ: GP014 - 1997

Elaborat de:
INSTITUTUL NAŢIONAL DE CERCETARE - DEZVOLTARE ÎN CONSTRUCŢII ŞI ECONOMIA CONSTRUCŢIILOR
- INCERC Bucureşti -
Director general: Dr.ing.Paul Popescu

DEPARTAMENT PROTECŢIE ANTISEISMICĂ ŞI SIGURANŢĂ STRUCTURALĂ

Director Departament:	**Prof.dr.ing.Augustin Popăescu**
Coordonator ştiinţific:	**Prof.dr.ing.Dan Ghiocel**
Şef Laborator G.F.:	**Conf.dr.ing.Maria Ştefănică**
Responsabil lucrare;	**Conf.dr.ing.Maria Ştefănică**

Avizat de:
DIRECŢIA DE PROGRAME DE CERCETARE ŞI REGLEMENTĂRI TEHNICE
Director: Ing.Octavian Mănoiu
Responsabil lucrare MLPAT: Insp.pr.ing.Radu Nicolae

CUPRINS

pag.

1. GENERALITĂŢI 5
2. CALCULUL TERENURILOR DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE CAPACITATE PORTANTĂ LA ACŢIUNI SEISMICE 6
3. EVALUAREA TASĂRILOR CONSTRUCŢIILOR FUNDATE PE PĂMÂNTURI NECOEZIVE LA ACŢIUNI SEISMICE . . 9
3.1. Evaluarea tasărilor construcţiilor fundate pe pământuri necoezive nesaturate la acţiuni seismice 9
3.1.1. Tasările datorate variaţiei volumice, S_v . . . 9
3.1.2. Tasările imediate S_e, datorate modificării modulului de deformaţie liniară al pământului pentru nisipuri nesaturate 15
3.2. Evaluarea tasării construcţiilor fundate pe pământuri necoezive saturate, la acţiuni seismice 17
3.2.1. Tasările datorate variaţiei volumice S_v, pentru nisipuri saturate 18
3.2.2. Tasări imediate S_e, datorate modului de deformaţie liniară a pământului, pentru nisipuri saturate 20
3.3. Evaluarea tasărilor unui depozit de pământ (teren liber) necoeziv saturat 20

ANEXA I - INDEX AL SIMBOLURILOR UTILIZATE . . . 21

ANEXA II - DETALII ASUPRA METODEI DE EVALUARE A CAPACITĂŢII PORTANTE A TERENULUI DE FUNDARE LA ACŢIUNI SEISMICE 23

ANEXA III - EVALUAREA TASĂRILOR PĂMÂNTURILOR NECOEZIVE SATURATE LA ACŢIUNI SEISMICE . . 41

BIBLIOGRAFIE

1. GENERALITĂŢI

1.1. Prezentul ghid de proiectare stabileşte modul de calcul al terenului de fundare sub acţiunea fundaţiilor directe ţinând seama şi de efectul solicitărilor seismice.

1.2. Prevederile prezentului indrumător tehnic se aplică terenului de fundare pentru următoarele tipuri de construcţii:

- civile şi social-culturale;
- industriale;
- agrozootehnice;
- de tip industrial din cadrul amenajărilor hidrotehnice.

1.3. Prevederile prezentului ghid de proiectare nu se referă la calculul terenului sub fundaţii de maşini.

1.4. Metoda de calcul la starea limită de capacitate portantă în regim seismic (conf.cap.2) se aplică în cazul terenurilor de fundare constituite din pământuri. În cazul rocilor stâncoase şi a rocilor semistâncoase se utilizează metode de calcul adecvate.

1.5. Capacitatea portantă in regim seismic şi tasările terenului de fundare produse în urma unei acţiuni seismice, sunt în funcţie de caracteristicile geotehnice ale terenului (greutate volumică, coeziune, unghi de frecare internă, modul de deformaţie, coeficientul lui Poisson) cât şi de acceleraţia maximă a mişcării seismice la suprafaţa terenului, a_{max}, considerată cu o perioadă medie de revenire de 50 ani).

Elaborat de:
INSTITUTUL NAŢIONAL DE CERCETARE-DEZVOLTARE ÎN CONSTRUCŢII ŞI ECONOMIA CONSTRUCŢIILOR
I N C E R C BUCUREŞTI

Aprobat de:
MINISTERUL LUCRĂRILOR PUBLICE ŞI AMENAJĂRII TERITORIULUI - MLPAT
cu ordinul nr. 58/N din 11.03.97

1.6. Metoda de evaluare a tasărilor înregistrate ca urmare a unui eveniment seismic (conform cap.3) se aplică pământurilor necoezive.

1.7. Deformaţiile ce apar în masivul de pământ în timpul acţiunilor seismice se datorează propagării verticale, de la roca de bază până la suprafaţa terenului, a undelor seismice de forfecare (tip S).

Acest tip de solicitare se studiază în laborator, cu ajutorul încercărilor în triaxialul ciclic.

2. CALCULUL TERENURILOR DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE CAPACITATE PORTANTĂ LA ACŢIUNI SEISMICE

2.1. În calculul fundaţiilor directe cu talpă orizontală, se recomandă verificarea capacităţii portante la acţiuni seismice, cu relaţia;

$$p'_{ef} < m \; x \; P_{cr,s} \qquad (KN/m^2) \qquad (2.1)$$

în care:

m - coeficient al condiţiilor de lucru m=0,9;

$$p'_{ef} = \frac{V}{L' \; x \; B'} \qquad (2.2)$$

V - componenţa verticală a rezultantei încărcării de calcul provenită din gruparea specială, în KN;

L', B' - dimensiunile reduse ale tălpii fundaţiei, determinate cu relaţiile:

$$L' = L - 2e_1$$
$$B' = B - 2e_2 \qquad (2.3)$$

L, B - lungimea, respectiv lăţimea tălpii fundaţiei, în m determinate conform prevederilor din normativul P 10-86 cap.5/21/

e_1, e_2 - excentricităţile rezultantei încărcărilor de calcul faţă de axa transversală respectiv axa longitudinală a fundaţiei, în m;

$P_{cr,s}$ - presiunea critică în regim seismic calculată conform punctului 2.2 în KN/m².

2.2. Presiunea critică în regim seismic se calculează cu relaţia;

$$P_{cr,s} = \xi \; x \; p_{cr} \qquad (KN/m^2) \qquad (2.4)$$

în care:

p_{cr} - presiunea critică în regim static calculată conform STAS 3300/2-85, pct.4.2.1. sau 4.2.2. /1/

ξ - coeficient de reducere, calculat conform punctului 2.3.

2.3. Coeficientul de reducere ξ ţine cont de starea efortului în terenul liber. Prin teren liber se înţelege terenul de fundare înainte de executarea construcţiei.

Coeficientul de reducere ξ se calculează cu relaţia:

$$\xi = \frac{1-\eta_s}{1-\eta_0} \qquad (2.5)$$

unde:

η_s, η_0 - factori de mobilizare ai rezistenţei la forfecare în momentul seismului şi în starea iniţială, calculaţi conform punctului 2.4.

2.4. Factorii de mobilizare ai rezistenţei la forfecare se determină în funcţie de natura terenului conform relaţiilor de mai jos:

a) în terenuri necoezive:

$$\eta_0 = \frac{1-K_0}{1+K_0} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad (2.6)$$

$$\eta_s = \frac{\sqrt{4(\tau_s/\sigma_v)^2 + (1-K_0)^2}}{1+K_0} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad (2.7)$$

b) în terenuri coezive:

$$\eta_0 = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h + 2c \cdot ctg \; \phi} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad (2.8)$$

$$\eta_s = \frac{\sqrt{4\tau^2_s + \sigma^2_v (1-K_0)^2}}{\sigma_v(1+K_0) + 2c \cdot ctg\ \phi} \times \frac{1}{\sin \phi} \qquad (2.9)$$

în care:

- K_0 - coeficientul de împingere al pământului în stare de repaos
  Se poate utiliza relaţia:
  $K_0 = 1 - \sin \phi$
- ø - unghiul de frecare internă a pământului;
- c - coeziunea pământului (KN/m^2)

NOTA: - Caracteristicile ø şi c se determină din încercări consolidate-nedrenate (C.U) fără măsurarea presiunii apei din pori.
- Caracteristicile geotehnice ø şi c se introduc cu valorile de calcul corespunzătoare unui nivel de asigurare $\alpha \geq 0{,}95$.

- σ_v - efortul unitar vertical total în terenul liber (egal cu sarcina geologică totală) la o adâncime z de la cota terenului, unde z se determină cu relaţia:

$$z = D_f + [B/2 \times tg(45 + \phi/2)]/2 \quad (m) \qquad (2.10)$$

D_f - adâncimea de fundare, în m;
B - lăţimea fundaţiei, în m;

- σ_h - efortul unitar orizontal total în terenul liber la o adâncime egală cu z de la cota terenului:

$$\sigma_h = \sigma_v \times K_0 \qquad (KN/m^2) \qquad (2.11)$$

- τ_s - efortul unitar tangenţial mediu indus de acţiunea seismică în terenul liber, determinat cu relaţia:

$$\tau_s = 0{,}65 \times \epsilon \times K_s \times \sigma_v \times r_d \qquad (KN/m^2) \qquad (2.12)$$

unde:
ϵ - coeficient în funcţie de tipul fundaţiei:
= 1 pentru fundaţii izolate şi continue;
= 0,85 pentru radiere
K_s - coeficient în funcţie de zona seismică de calcul a amplasamentului, dat în normativul P 100-92/3, pct. 5.3.4. şi Anexa A;

σ_v - are semnificaţia de mai sus
r_d - coeficientul de reducere a solicitării seismice cu adâncimea, determinat cu relaţia:

$r_d = 1 - 0{,}015\ z$, z fiind adâncimea de la suprafaţa terenului în m.

2.5. Detalii asupra metodei de evaluare a capacităţii portante a terenului de fundare supus acţiunilor seismice, cât şi exemple de calcul sunt prezentate în Anexa II.

3. EVALUAREA TASĂRILOR CONSTRUCŢIILOR FUNDATE PE PĂMÂNTURI NECOEZIVE LA ACŢIUNI SEISMICE

3.1. Evaluarea tasărilor construcţiilor fundate pe pământuri necoezive nesaturate la acţiuni seismice

Tasarea unei construcţii ca urmare a unei solicitări seismice poate fi exprimată de relaţia:

$$s_t = s_v + s_e \qquad (3.1)$$

în care:

- s_t - tasarea totală;
- s_v - tasarea datorată variaţiei volumice cauzată de şocurile seismice;
- s_e - tasarea imediată, datorată modificării modulului de deformaţie liniară a pământului.

3.1.1. Tasările datorate variaţiei volumice, s_v

Factorul important care influenţează tasările datorate deformaţiei volumice (în cazul când nu apar creşteri ale presiunii apei din pori) este lunecarea specifică indusă în teren, γ, /16/.

a) Pentru evaluarea tasărilor este necesară cunoaşterea distribuţiei pe verticală a lunecărilor specifice produse în teren, în timpul seismului.

Indiferent de adâncime, lunecarea specifică efectivă, γ_{ef}, indusă de şocul seismic este estimată cu relaţia;

$$\gamma_{ef}=\frac{\tau_s}{G_{ef}} \qquad (3.2)$$

Dacă în formula (3.2) se înlocuieşte
$\tau_s=0,65 \times K_s \times \sigma_v \times r_d$, relaţia propusă de Seed şi Idriss /6/ atunci (3.2) devine:

$$\gamma_{ef}=0,65 \times K_s \times \sigma_v \times r_d \times \frac{1}{G_{ef}} \qquad (3.3)$$

sau:

$$\gamma_{ef} \left(\frac{G_{ef}}{G_{max}}\right)=0,65 \times K_s \times \sigma_v \times r_d \times \frac{1}{G_{max}} \qquad (3.4)$$

în care:

- G_{ef} - modul dinamic de deformaţie transversală pentru lunecarea specifică efectivă, γ_{ef}; KN/m^2;
- G_{max} - modul dinamic maxim de deformaţie transversală (pentru $\gamma < 10^{-5}$) determinat prin teste de laborator şi teren, conform metodologiei elaborată de INCERC /4/
- K_s - este dat de normativul P 100-92/3, pct.5.3.4. şi Anexa A, în funcţie de zona seismică de calcul a amplasamentului;
- σ_v - efortul unitar vertical total egal cu sarcina geologică totală corespunzătoare adâncimii pentru care se calculează γ_{ef}; KN/m^2;
- r_d şi g au semnificaţiile de la pct.2.4.

În cazul în care nu se poate determina G_{max} prin încercări de laborator pe probe prelevate din amplasament se poate utiliza valoarea estimată cu relaţia propusă de Seed şi Idriss în 1970:

$$G_{max}=220(K_2)_{max} \times (\sigma'_m)\ 1/2 \qquad (kPa) \qquad (3.5)$$

în care:

- K_2 este un coeficient în funcţie de gradul de îndesare şi de lunecare specifică, a cărui variaţie este prezentată grafic în figura 3.1.

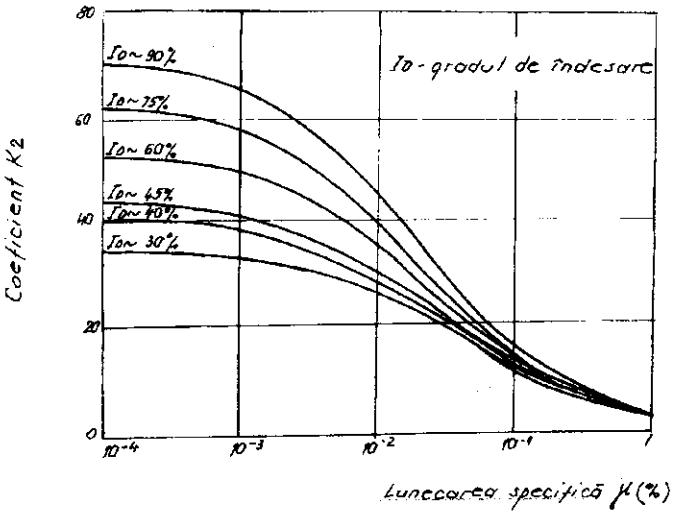


Fig. 3.1. Diagrama de variaţie a coeficientului K_2 în funcţie de lunecarea specifică pentru diferite grade de îndesare ale nisipului.

- σ'_m efortul unitar efectiv mediu, exprimat prin relaţia:

$$\sigma'_m=\left(\frac{1+2K_0}{3}\right) \sigma'_v$$

- σ'_v - efortul unitar vertical efectiv egal cu sarcina geologică efectivă corespunzătoare adâncimii pentru care se calculează γ_{ef}, utilizând formula (3.4)

Întrucât toate datele sunt cunoscute se poate calcula produsul $\gamma_{ef} \times \frac{G_{ef}}{G_{max}}$ pentru orice adâncime considerată.

Lucrarea specifică efectivă pentru orice adâncime se citeşte din graficul prezentat în figura 3.2, în care se intră cu valoarea calculată $\gamma_{ef} \times \frac{G_{ef}}{G_{max}}$

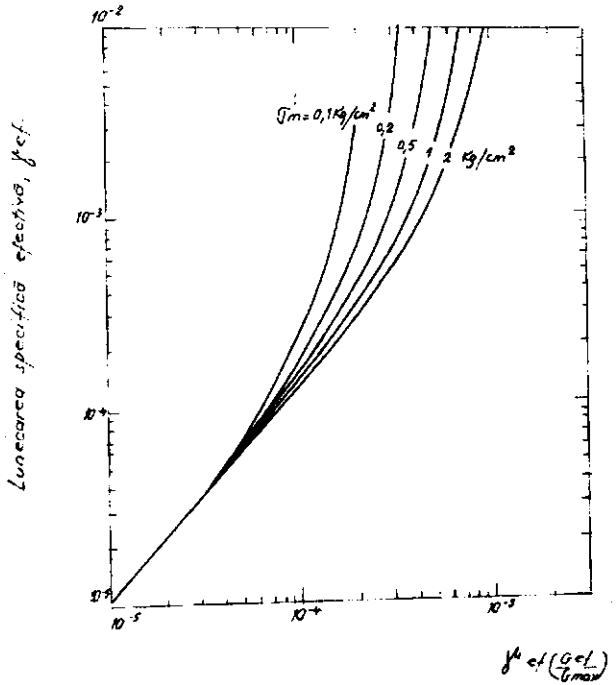


Fig. 3.2. Diograma de variaţie a alunecării specifice efective cu produsul $\gamma_{ef}\left(\frac{G_{ef}}{G_{max}}\right)$

b) Având cunoscută valoarea lunecării specifice efective se determină deformaţia volumică specifică, ϵ_v(%) utilizând graficul din figura 3.3, în care sunt rezumate relaţiile de variaţie între lunecarea specifică şi deformaţia volumică pentru diferite valori ale gradului de îndesare, I_D, pentru un cutremur caracterizat de 15 cicli de solicitare uniformă.

Numărul echivalent de cicli de solicitare uniformă, N_e, a fost stabilit de Seed şi Idriss /8/ în funcţie de magnitudinea seismului; valorile sale sunt prezentate în tabelul III.1. din Anexa III.

Gradul de îndesare al nisipului se determină în laborator conform metodei prezentate în Normativul P 125-84 Anexa A /5/ în cazul în care se pot preleva probe "netulburate" sau din încercările de penetrare dinamică standard în foraj conform STAS 1242/5-88 /22/.

Relaţia din figura 3.3 poate fi extinsă pentru cutremure de diferite valori ale magnitudinii seismice, prin multiplicarea deformaţiilor volumice specifice cu un factor de scară r_v prezentat în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1

Magnitudinea seismului	Factorul de scară pentru raportul eforturilor r_m	Factor de scară pentru deformaţia volumică $r_v = \epsilon_{v,}, N_e/\epsilon_{v,}, N_e = 15$
8½	1,12	1,25
7½	1,0	1,0
6¾	0,88	0,85
6	0,76	0,60
5¼	0,67	0,40

c) Pentru a ţine seama de caracterul muldirecţional al mişcării seismice valorile obţinute pentru ϵ_v(%) se multiplică cu 2 (se dublează).

d) Tasarea datorată variaţiei volumice, s_v, se calculează prin metoda însumării pe straturi elementare. Pământul necoeziv se împarte în straturi elementare de grosime h_i pe toată adâncimea lui.

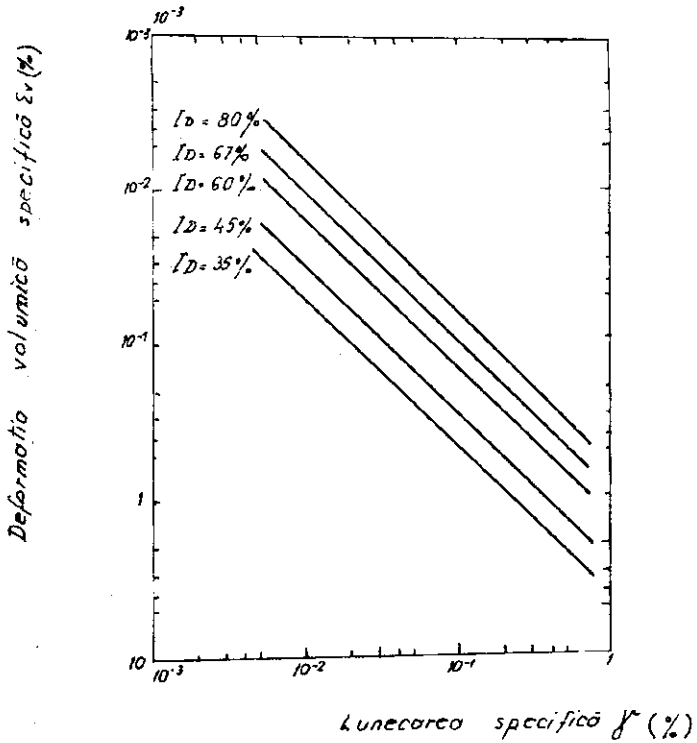


Fig. 3.3. Diagrama de variaţie a deformaţiei volumice specifice cu lunecarea specifică pentru diferite grade de îndesare ale nisipului.

-Se calculează deformaţia specifică volumică $\epsilon_{vi}(\%)$ pentru fiecare strat elementar i:

$$\epsilon_{vi}=\frac{\epsilon_{vi}^{sup}+\epsilon_{vi}^{inf}}{2}\ (\%)$$

ϵ_{vi}^{sup} (%) şi ϵ_{vi}^{inf}(%) sunt valorile calculate conform pct.3.1.1 (a-c) pentru adâncimea corespunzătoare limitei superioare respectiv inferioare a stratului i.

- Tasarea s_v se determină cu relaţia:

$$s_v=\sum_{1}^{n}\epsilon_{vi}(\%)\ x\ h_i \qquad (cm) \qquad (3.6)$$

3.1.2. Tasările imediate s_e, datorate modificării modulului de deformaţie liniară al pământului pentru nisipuri nesaturate

În cazul în care construcţia are ca sistem de fundare - radier general, tasările imediate datorate modificării modulului de deformaţie liniară a pământului se pot determina aplicând una din metodele următoare:

a) utilizând relaţia de calcul a tasării absolute probabile a fundaţiilor directe modificată astfel:

$$s_e=s_{e2}-s_{e1} \qquad (3.7)$$

în care:

- s_{e1} - este tasarea absolută probabilă a fundaţiei în regim static calculată cu relaţia (4) sau (5) din STAS 3300/2-85 pct.3.7., pentru moduli de deformaţie liniară în regim static notaţi aici cu F1.
- s_{e2} - este tasarea absolută probabilă a fundaţiei în regim seismic calculată cu relaţia (4) sau (5) din STAS 3300/2-85 pct.3.7 în care pentru modulul E_i se iau valorile modulului dinamic de deformaţie liniară a stratului "i" din timpul solicitării seismice, E_d, notat aici cu E_2.

Valoarea modulului dinamic de deformaţie liniară E_d, a terenului, pentru o anumită adâncime z se determină astfel:

- cu valoarea lunecării specifice efective γ_{ef} pentru adâncimea z calculată conform metodei expuse la pct. 3.1.1.a - introducând în formula (3.3) se poate afla valoarea modulului dinamic de deformaţie transversală G_{ef}, corespunzătoare adâncimii z.

- modulul dinamic de deformaţie liniară E_d în timpul mişcării seismice se obţine aplicând formula:

$$G_{ef}=\frac{E_d}{2(1+\nu)} \Rightarrow E_d \qquad (3.8)$$

Coeficientul Poisson ν poate fi luat cu valorile din tabelul 6 din STAS 3300/2-85.

b) Utilizând relaţia lui Steinorenner modificată:

$$s_e=pxBxI_ix(\frac{1}{E_2}-\frac{1}{E_1}) \qquad (3.9)$$

în care:

- p - presiune medie pe talpa fundaţiei, în KN/m^2;
- B - lăţimea tălpii fundaţiei, în m;
- I_i - un coeficient de influenţă funcţie de dimensiunile fundaţiei, grosimea stratului de pământ şi coeficientul Poisson, ν.
- E_1 şi E_2 - modulul de deformaţie liniară al terenului, în regim static şi respectiv în timpul mişcării seismice, în KN/m^2, conform pct.3.1.2.a.

Coeficientul I_p se calculează cu formula:

$$I_p=(1-\nu^2)F_1+(1-\nu-2^2)F_2 \qquad (3.10)$$

în care:

- coeficienţii adimensionali F_1 şi F_2, în funcţie de rapoartele D/B şi L/B sunt daţi în graficul din figura 3.4.
- D - grosimea stratului de pământ;
- L şi B - lungimea şi respectiv lăţimea fundaţiei.

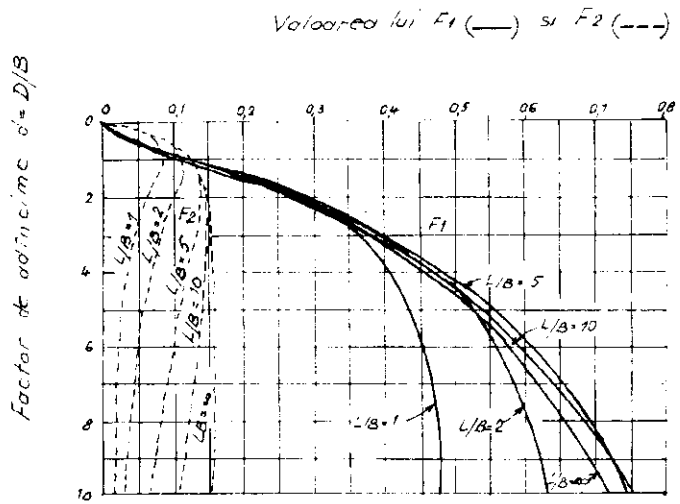


Fig.3.4. Diagramele de variaţie a factorilor F1 şi F2 (după Steinbrenner)

3.2. Evaluarea tasărilor construcţiilor fundate pe pământuri necoezive saturate, la acţiuni seismice

Tasarea unei construcţii aşezată pe un depozit de nisip în care apar creşteri ale presiunii apei din pori în timpul solicitărilor seismice, dar nu se ajunge la lichefiere, poate fi estimată aplicând expresia din ecuaţia (3.1.). Cele două componente s_1 şi s_e se calculează după metoda expusă în continuare.

3.2.1. Tasările datorate variaţiei volumice, s_v, pentru nisipuri saturate

Metoda de evaluare a tasărilor s_v datorate variaţiei volumice pentru nisipuri saturate, propusă de Tokimatsu şi Seed /16/ parcurge etapele prezentate mai jos

a) Se calculează valoarea efortului unitar tangenţial mediu normalizat, τ_s/σ_v, cu relaţia:

$$\frac{\tau_s}{\sigma'_v}=(0{,}65 \; x \; K_s \; x \; \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \; x \; r_d) x \; r_m \qquad (3.11)$$

în care:

- σ_v,K_s,g,r_d au semnificaţia de la pct.3.1.1.a.
- σ'_v este efortul vertical unitar efectiv corespunzător adâncimii z pentru care se calculează τ_s normalizat
- r_m - factor de scară pentru un raport al eforturilor depinzând de magnitudinea seismului şi prezentat în tabelul 3.1.

b) Cu valoarea calculată τ_s/σ'_v şi gradul de îndesare I_D al stratului se intră în diagrama din figura 3.5 şi se determină deformaţia volumică specifică $\epsilon_v(\%)$ ce se va produce în teren ca urmare a şocului seismic.

Diagrama din figura 3.5 stabileşte relaţia dintre efortul unitar tangenţial mediu normalizat τ_s/σ'_v, cu deformaţie volumică specifică, $\epsilon^{(\%)}_v$, şi gradul de îndesare I_D.

Gradul de îndesare I_D se determină conform pct.3.1.1.b.

c) Tasarea s_v pentru nisipuri saturate se calculează aplicând formula (3.6.) pe baza valorilor $\epsilon_{vi}^{sup}(\%)$ şi ϵ_{vi}^{inf} (%) obţinute conform pct.3.2.1.b.

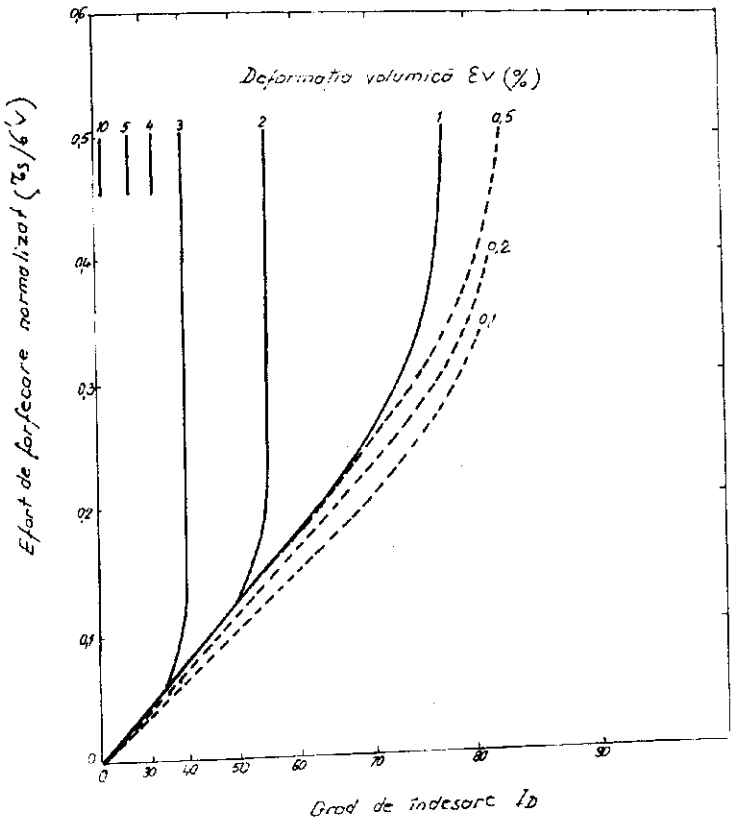


Fig.3.5. Diagrama de variaţie a deformaţiei volumice specifice cu efortul unitar de forfecare normalizat şi gradul de îndesare a nisipului.

3.2.2. Tasări imediate, s_i, datorate modificării modulului de deformație liniară a pământului pentru nisipuri saturate

Tasările imediate s_i datorate modificării modulului de deformație liniară a pământului în timpul solicitării seismice în cazul nisipurilor saturate se determină conform punctului 3.1.2. cu deosebirea că pentru determinarea valorii E_2 trebuie luată în calcul modificarea valorii σ_z produsă de existența presiunii apei din pori.

3.3 Evaluarea tasărilor unui depozit de pământ (teren liber) necoeziv saturat

Evaluarea tasărilor unui depozit de pământ necoeziv saturat, fără suprasarcină (teren liber) ca urmare a unei acțiuni seismice se poate face și după metoda propusă de Lee și Albaisa [7] și prezentată în Anexa III.

INDEX AL SIMBOLURILOR UTILIZATE

B - lățimea tălpii fundației
D_f - adâncimea de fundare
E - modulul de deformație liniară al pământului în regim static
E_d - modulul de deformație liniară al pământului în regim seismic
$G, G_{\gamma_1}, G_{\gamma_{cr}}$ - modulul dinamic de deformație transversală pentru γ_1, pentru γ_{cr}, pentru $\gamma = 10^{-5}$-10^{-4}
I_D - gradul de indesare
I_σ - coeficient de influență
K_0 - coeficientul de împingere a pământului în stare de repaos
L - lungimea tălpii fundației
N - număr de cicli
N_c - număr de cicli echivalenți
N_L - număr de cicli pentru producerea lichefierii
a_{max} - accelerația maximă a mișcării seismice, la suprafața terenului
c - coeziunea pământului
e_1, e_2 - excentricitatea încărcărilor pe direcția transversală și longitudinală
g - accelerația gravitațională
k_s - coeficient seismic
m - coeficient al condițiilor de lucru
p - presiunea pe talpa fundației
p^*_m - presiunea medie verticală
p_{cr} - presiunea critică a pământului în regim static
P_{cr} - presiunea critică a pământului în regim seismic
r_d - coeficient de reducere a solicitării seismice cu adâncimea
r_m - factor de scară pentru raportul eforturilor

r_v - factor de scară pentru raportul deformaţiilor volumice

r_b - factor de scară privitor la deformaţia de lunecare specifică

s_t - tasare totală

s_v, s_e - tasare din variaţia volumică respectiv din variaţia modulului de elasticitate

u - presiunea apei din pori

z - adâncimea de la cota terenului

Δ_u - creşterea presiunii apei din pori

Δ_u/σ'_{3c} - creşterea presiunii apei din pori normalizată

σ'_{3c} - efortul unitar lateral (orizontal) efectiv de consolidare

σ_d - efortul unitar axial dinamic

$\sigma_d/2\sigma'_{3c}$ - efortul unitar de forfecare normalizat

σ_v - efortul unitar vertical total în terenul liber

σ_h - efortul unitar orizontal total în terenul liber

σ'_m - efortul unitar principal efectiv mediu

σ'_v - efortul vertical unitar efectiv

τ_s - efort unitar tangenţial mediu indus de seism în terenul liber

τ_{max} - efortul unitar tangenţial maxim indus de seism în terenul liber

ø - unghiul de frecare internă a pământului

γ - lunecarea specifică sau deformarea unghiulară specifică

γ_{ef} - deformaţia de lunecare specifică efectivă

η_0, η_s - factori de mobilizare a rezistenţei la forfecare în stare de repaos, respectiv în momentul seismului

ξ - coeficient de reducere a presiunii critice statice

$\epsilon_v(\%)$ - deformaţie volumică specifică

$\epsilon_h(\%)$ - deformaţie axială

ν - coeficient Poisson

L' - lungimea redusă a tălpii fundaţiei

B' - lăţimea redusă a tălpii fundaţiei

DETALII ASUPRA METODEI DE EVALUARE A CAPACITĂŢII PORTANTE A TERENULUI DE FUNDARE LA ACŢIUNI SEISMICE

II.1. În metoda simplificată de evaluare a capacităţii portante a terenului de fundare la solicitări seismice, se fac următoarele ipoteze:

- Parametrii rezistenţei la forfecare, ø şi c, nu se modifică în timpul solicitării seismice. Acest lucru este valabil în general la solicitările scurte şi nedrenante.

- Eforturile unitare tangenţiale medii, τ_s, induse în teren de acţiunea seismică se calculează utilizând relaţia propusă de Seed şi Idriss în 1971 /6/:

$$\tau_s = 0{,}65 x\ \tau_{max} = 0{,}65 x\ K_s\ x\ \sigma_v\ x\ r_d \qquad \text{(II.1)}$$

în care:

K_s - coeficient de zonare seismică, conform P 100-92;

σ_v - efortul unitar vertical total egal cu sarcina geologică corespunzătoare adâncimii z pentru care se calculează τ_s

r_d - coeficient de reducere cu adâncimea, $r_d = 1-0{,}015z$, în care z este adâncimea exprimată în m.

II.2. Presiunea critică în regim static, P_{cr} se determină conform STAS 3300/2-85, pct.4.2.2.:

$$P_{cr} = \gamma\ x\ B'\ x\ \lambda_\gamma\ x\ N_\gamma\ x\ i_\gamma + q\ x\ N_q\ x\ \lambda_q\ x\ i_q + c\ x\ N_c\ x\ \lambda_c\ x\ i_c \qquad \text{(II.2)}$$

Acest P_{cr} static s-a obţinut pentru un anumit factor de mobilizare a rezistenţei la forfecare, exprimabil prin următorul raport (fig.II.1):

$$\eta_{\cdot} \quad \frac{R_{\cdot} \ \sin \Psi}{R \ \sin \varphi} \tag{II.3}$$

II.3. În momentul seismului, câmpul de unde presupus uniform, produce dezvoltarea eforturilor tangențiale $\tau_{\cdot}$ acționând pe suprafețele orizontale și verticale ale elementului de volum, fig.II.2.

Dacă se face reprezentarea grafică, cu cercul lui Mohr, a evoluției stării de eforturi de la regimul static la cel seismic (fig.II.1) se constată o expandare a cercului eforturilor care se apropie astfel de dreapta intrinsecă.

Factorul de mobilizare a rezistenței la forfecare în acest caz va fi:

$$\eta_{\cdot} \quad \frac{R_{\cdot} \ \sin \Psi_{\cdot}}{R \ \sin \varphi} \tag{II.4}$$

II.4. Presiunea critică în regim seismic se poate evalua cu relația:

$$P_{\cdot\cdot} = \xi \ x \ P_{\cdot} \tag{II.5}$$

unde:

$P_{\cdot}$ - presiunea critică în regim static

$$\xi \quad \frac{1 \ \eta_{\cdot}}{1 \ \eta_{\cdot}} \tag{II.6}$$

ales astfel încât $P_{\cdot\cdot}$ să varieze liniar spre $P_{\cdot\cdot}$:

- Când $R_{\cdot} = R_{\cdot}$, atunci $\xi = 1$ și $P_{\cdot\cdot} = P_{\cdot\cdot}$
- Când $R_{\cdot} = R$, adică $\tau_{\cdot} = \tau_{\cdot\cdot}$, atunci $\xi = 0$, deci $P_{\cdot\cdot} = 0$, deci terenul a cedat.

II.5. Coeficientul ξ aparține deci domeniului de valori (0,1) rezultând o capacitate portantă la acțiuni seismice mai mică decât cea de la acțiuni statice.

II.6. Pentru exemplificare se propune urmărirea algoritmului de determinare a capacității portante în regim seismic pentru un pământ

necoeziv căruia i se cunosc caracteristicile geotehnice. Asupra terenului acționează o fundație continuă de lățime B aflată la adâncimea D_f.

Metoda parcurge următoarele etape:

a) Se evaluează starea inițială de eforturi în teren la o adâncime egală cu B/4 de la talpa fundației cu relațiile:

$$\sigma^0_1 = \sigma_v = \gamma \ x \ [D_f + B/4 \ x \ tg(45^0 + \phi/2)] \tag{II.7}$$

$$\sigma^0_3 = \sigma_h = K_0 \ x \ \sigma^0_1 = (1 - \sin \phi)\sigma^0_1 \tag{II.8}$$

În cazul în care terenul este alcătuit din mai multe strate, având greutăți volumice, diferite, sarcina geologică se calculează cu formula:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \ x \ h_i$$

unde γ_i, h_i reprezintă greutatea volumică și respectiv grosimea fiecărui strat.

b) Se determină eforturile unitare tangențiale medii induse în teren de acțiunea seismică, folosindu-se relația din Seed prezentată la pct.II.1; valoarea τ_s este corectată cu un coeficient ϵ, funcție de tipul fundației:

$$\tau_s = 0,65 \ x \ \epsilon \ x \ K_s x \ \sigma_v x \ r_d \tag{II.9}$$

- pentru fundațiile izolate: $\epsilon = 1$
- pentru radiere: $\epsilon = 0,85$

c) Peste starea inițială de eforturi σ_{01}, σ_{03} se aplică solicitarea seismică considerată prin sporul deviatoric conform figurii II.3, se determină noile eforturi principale σ_1 și σ_3.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + R_s \tag{II.10}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - R_s \qquad \text{(II.11)}$$

$$R_s = \sqrt{\tau_s^2 + \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2} = 0{,}5 \; x \; \sqrt{4\tau_s^2 + \sigma_v^2 \; x \; (1 - k_0)^2} \qquad \text{(II.12)}$$

d) În cazul pământurilor necoezive (fig.II.3), η_0, reprezintă, aşa cum s-a arătat, factorul iniţial de mobilizare a rezistenţei la forfecare, exprimat prin:

$$\eta_0 = \frac{\sin \Psi_0}{\sin \phi} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} = \frac{1 - k_0}{1 + k_0} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad \text{(II.13)}$$

η_s reprezintă noul factor de mobilizare a rezistenţei la forfecare exprimat prin:

$$\eta_s = \frac{\sin \Psi_s}{\sin \phi} \; \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} = \frac{2R_s}{\sigma_v(1 + k_0)} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} = \frac{\sqrt{4((\tau_s/\sigma_v)^2 + (1 - k_0)^2}}{1 - k_0} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad \text{(II.14)}$$

e) Presiunea critică in regim seismic se calculează cu relaţia II.5.

II.7. În cazul pământurilor coezive (fig.II.4) datorită coeziunii, expresiile factorilor de mobilizare a rezistenţei la forfecare se modifică astfel:

a) Expresia lui Ψ_0 devine, pentru situaţia iniţială (fără seism):

$$\sin \Psi_0 = \frac{R_0}{\dots} = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + c \; x \; ctg \; \phi} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h + 2c \; x \; ctg \; \phi}$$

b) Factorul de mobilitate η_0 va avea expresia:

$$\eta_0 = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h + 2c \; x \; ctg \; \phi} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad \text{(II.15)}$$

După apariţia seismului noul factor de mobilizare ţinând cont şi de relaţiile (II.10, II.11, II.12), va deveni:

$$\eta_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \; x \; ctg \; \phi} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} = \frac{2R_s}{\sigma_v(1 - k_0) + 2c \; x \; ctg \; \phi} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} = \frac{\sqrt{4x \; \tau_s^2 + \sigma_v^{2(1 - k_0)}}}{\sigma_v(1 + k_0) + 2c \; x \; ctg \; \phi} \; x \; \frac{1}{\sin \phi} \qquad \text{(II.16)}$$

c) Coeficientul ξ se calculează utilizând relaţia (II.6)

d) Presiunea critică in regim seismic se evaluează cu ajutorul formulei (II.5).

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul nr.1

Se consideră o fundaţie dreptunghiulară BxL=2x3m amplasată la 2m de la suprafaţa terenului.

Terenul de fundare este alcătuit dintr-un pământ coeziv având:

$\gamma^*=18KN/m^3$ $\quad \phi^*=22°$ $\quad c^*=30KN/m^2$

Încărcările de calcul provenite din gruparea specială, la nivelul tălpii fundaţiei sunt:

N=2100KN

M=700 Knm

T=0,15·N=315KN

Coeficientul de zonare seismică, conform P 100-92, $K_s=0,2$

I. Conform STAS 3300/2-85 presiunea critică în regim static se calculează cu formula:

$$P_{cr}=\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c \cdot i_c$$

în care:

$$B'=B-2e=B-\frac{2M}{N}=2-2\cdot\frac{700}{2100}=1,33m$$

pentru $\phi^*=22°$ L'=L conform Tabel 11

$N_\gamma=2,5$ $\quad N_q=8$ $\quad N_c=17$

conform tabel 12

$$\lambda_c=\lambda_q=1,0+0,3\cdot\frac{B'}{L'}=1+0,3\cdot\frac{1,33}{3}=1,133$$

$$\lambda_\gamma=1-0,4\cdot\frac{B'}{L'}=1-0,4\cdot\frac{1,33}{3}=0,82$$

Conform Anexa F punctul F.2 din graficele din fig.6

$i_\gamma=0,6$ $i_q=0,78$ $\quad i_c=0,75$

Înlocuind valorile determinate în formula lui P_{cr} rezultă:

$P_{cr}=18x1,33x2,5x0,82x0,6+18x2x1,13x8x0,78+30x17x1,33x$ $x0,75=717,34KN/m^2$

II. Presiunea critică în regim seismic se calculează:

$$P_{cr,s}=\xi \cdot P_{cr}$$

În vederea determinării lui ξ trebuie calculate valorile eforturilor unitare verticale şi orizontale în terenul liber şi efortul unitar tangenţial mediu indus în terenul liber de acţiune seismică.

Cota "z" pentru care se calculează eforturile:

$$z=D_f+\left[\frac{B}{2}tg(45°+\frac{\phi}{2})\right]x\frac{1}{2}=2+\frac{2}{2}\cdot\frac{1}{2}tg(45°+11°)=2,74m$$

Eforturile unitare în aer liber:

$$\sigma_v=\gamma\cdot z=18\cdot 2,74=49,32KN/m^2$$
$$\sigma_h=K_0\cdot\sigma_v=(1-\sin\phi)\cdot\sigma_v=(1-0,374)\cdot 49,32=30,87KN/m^2$$
$$r_d=1-0,015z=1-0,015\cdot 2,74=0,9589$$
$$\tau_s=(c\cdot\sigma_v\cdot K_s)\cdot 0,65r_d=1\cdot 49,32\cdot 0,2\cdot 0,65\cdot 0,96=6,15KN/m^2$$

Factorii de mobilizare ai rezistenţei la forfecare:

$$\eta_0=\frac{\sigma_v-\sigma_h}{\sigma_v+\sigma_h+2c\ x\ ctg\ \phi}\ x\ \frac{1}{\sin\phi}=$$
$$=\frac{49,32-30,87}{49,32+30,87+2\cdot 30\cdot 2,47}\ x\ \frac{1}{0,374}=0,216$$
$$\eta_0=\frac{\sqrt{4\cdot\tau_s^2+\tau_v^2(1-k_0)^2}}{\sigma_v(1+k_0)+2c\ ctg\ \phi}\ x\ \frac{1}{\sin\phi}$$
$$\eta_s=\frac{\sqrt{4x6,15^2+49,32^2(1-0,626)^2}}{49,32(1+0,626)+2,30\cdot 2,47}\cdot\frac{1}{0,374}=0,263$$

Coeficientul de reducere va fi:

$$\xi=\frac{1-\eta_s}{1-\eta_0}=\frac{1-0,263}{1-0,216}=0,940$$

Deci:

$P_{cr.s} = \xi \cdot P_{cr} = 0,940 \cdot 717,34 = 674,30 KN/m^2$

Verificarea la starea limită de capacitate portantă, în regim seismic va fi:

$$P'_{ef} < m \cdot P_{cr.s}$$

$$P'_{ef} = \frac{V}{L' \cdot B'} = \frac{2100}{3 \cdot 1,33} = 526,3 KN/m^2$$

$526,3 KN/m^2 < 0,9 \cdot 674,30 = 606,87 KN/m^2$

Exemplu nr.2

O fundaţie izolată, dreptunghiulară BxL = 2x3m, cu adâncimea de fundare $D_f = 2m$, aşezată pe un teren de fundare alcătuit dintr-un pietriş cu următoarele caracteristici:

$\phi^* = 37°$

$c^* = 0$

$\gamma^* = 18 KN/m^3$

Încărcările şi caracteristicile seismului sunt aceleaşi ca în exemplul 1.

I. Se calculează P_{cr} conform STAS 3300/2-85

$$P_{cr} = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q \cdot i_q$$

$B' = 1,33m$

$L' = 3,0m$

pentru $\phi = 31°$ (tab.11 - STAS 3300/2-85)

$N = 28,9$ $Nq = 43,3$ (tab.12 - STAS 3300/2-85)

$\lambda_q = 1,133;$

$\lambda_\gamma = 0,82;$

$i_\gamma = 0,57;$

$i_q = 0,72.$ (Anexa E - STAS 3300/2-85)

Înlocuind valorile în formula lui P_{cr} se obţine:

$P_{cr} = 18 \cdot 1,33 \cdot 28,9 \cdot 0,82 \cdot 0,57 + 18,2 \cdot 43,3 \cdot 1,133 \cdot 0,72 = 1594,98$

II.

$$z = D_f + [\frac{B}{2} \cdot tg(45 + \frac{\phi}{2})] \cdot \frac{1}{2} =$$

$$= 2 + \frac{2}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,05 = 3,025m;$$

$\sigma_v = 18 \cdot 3,025 = 54,45 KN/m^2$

$\sigma_h = 0,4 \cdot 54,45 = 21,78 KN/m^2$

$\tau_s = 54,45 \cdot 0,2 \cdot 0,65 \cdot 0,955 = 6,76 KN/m^2$

$r_d = 1 - 0,015 \cdot 3,05 = 0,955$

Factorii de mobilizare ai rezistenţei de forfecare:

$$\eta_0 = \frac{1 - k_0}{1 + k_0} \cdot \frac{1}{\sin \phi} = \frac{0,6}{1 + 0,4} \cdot \frac{1}{0,6} = 0,714$$

$K_0 = 1 - \sin \phi$

$$\eta_s = \frac{\sqrt{4(\tau_s/\sigma_v)^2 + (1 - k_0)^2}}{1 + k_0} \cdot \frac{1}{\sin \phi} =$$

$$= \frac{\sqrt{4 \cdot (6,76:54,45)^2 + 0,6^2}}{1,4} \cdot \frac{1}{0,6} = 0,778$$

Coeficientul de reducere ξ va fi:

$$\xi = \frac{1 - \eta_s}{1 - \eta_0} \cdot \frac{1 - 0,778}{1 - 0,714} = 0,776$$

$P_{cr.s} = \xi \cdot P_{cr}$

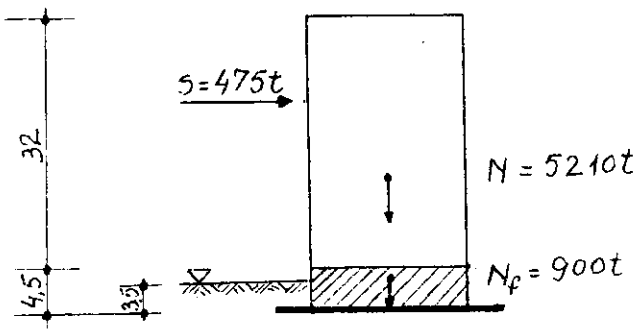
$P_{cr.s} = 0,776 \cdot 1594,98 = 1237,70 KN/m^2$

$P_{ef} < m \cdot P_{cr.s} \rightarrow 526,3 < 0,9 \cdot 1237,70 KN/m^2 = 1113,93 KN/m^2$

Exemplul 3

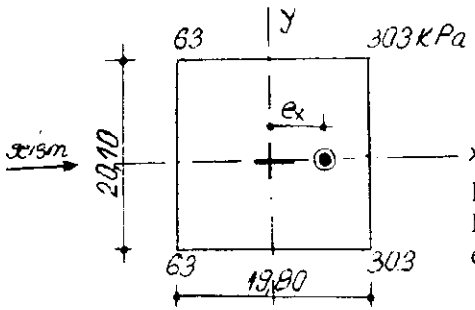
Calculul se efectuează pentru o clădire administrativă P+8etaje, având forma în plan apropiată de pătrat, spre suprastructura alcătuită din pereţi structurali (diafragme) şi cadre din beton armat, dispuse pe o tramă regulată de 3,90 şi 4,20m. Fundarea se face cu radier general.

Calculul se face pentru întreaga infrastructură întrucât elementele acesteia (pereţii, radierul şi planşeul) conlucrează între ele.

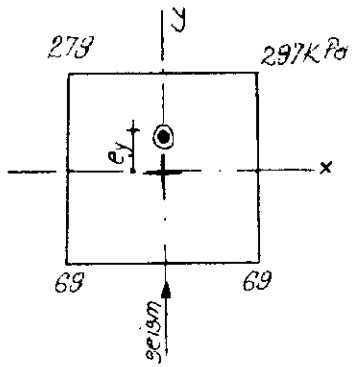


N = forţă gravitaţională
N_f = greutatea infrastructurii (inclusiv radier)
S = forţă seismică de cod (K_s = 0,2)

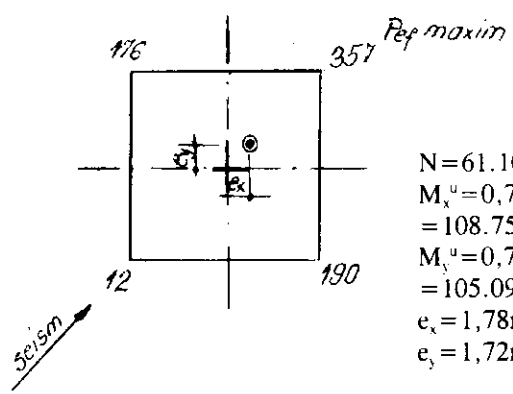
Rezultă următoarele presiuni la colţuri determinate pentru eforturile ultime (s-a admis distribuţia trapezoidală a presiunilor):



N=61.100KN
M_x^u=155.190KNm
e_y=2,54m



N=61.100KN
M_y^u=149.690KNm
e_y=2,45m



N=61.100KN
M_x^u=0,7x155x190=
=108.750KNm
M_y^u=0,7x149x690=
=105.090KNm
e_x=1,78m
e_y=1,72m

Se calculează pentru seismul oblic care este cel mai nefavorabil.

Exemplul 3.a - teren 1 - nisip fin

$N = 61.100KN$

$M_x^u = 108.750KNm$ $\quad T_x^u = 4200KN$

$M_y^u = 105.090KNm$ $\quad T_y^u = 4200KN$

$H = 4200^2 + 4200^2 = 5940KN$

$V = N$

$$tg\ \delta = \frac{H}{V} = \frac{5940}{61100} = 0{,}0972 \rightarrow arctg\ \delta = 5{,}55°$$

$$P_{cr} = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q \cdot i_q$$

$$B' = B - 2\frac{M_y}{N} = 19{,}80 - 2\ \frac{105090}{61100} = 16{,}37m$$

$$L'' = L - 2\frac{M_x}{N} = 20{,}10 - 2\ \frac{108750}{61100} = 16{,}54m$$

pentru $\phi = 25°$ $\quad \frac{tabel\ 11}{STAS\ 3300/2-85}$ $\quad \nearrow N_\gamma = 4{,}1$ $\quad \searrow N_q = 10{,}7$

$$\frac{B}{L} = \frac{19{,}80}{20{,}10} = 0{,}985 \qquad 0{,}2$$

$$\lambda_\gamma = 1 - 0{,}4\ \frac{B'}{L'} = 1 - 0{,}4\ \frac{16{,}37}{16{,}54} = 0{,}60$$

$$\lambda_q = 1 + 0{,}3\ \frac{B'}{L'} = 1 + 0{,}3\ \frac{16{,}37}{16{,}54} = 1{,}30$$

$$H_{cr} = v\mu + B' \cdot L' \cdot Ca$$

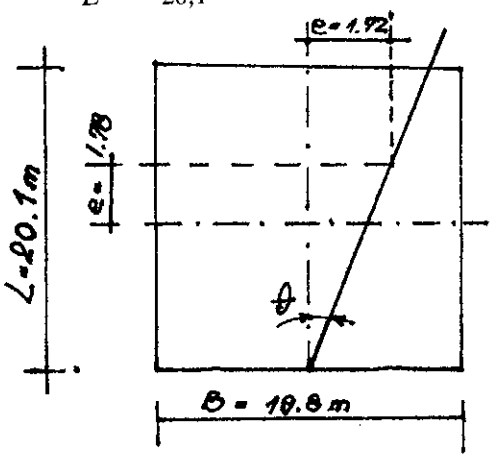
$\mu = 0{,}4$; $\quad Ca = 10KN/m^2$

$$H_{cr} = 61100 \cdot 0{,}4 + 16{,}37 \cdot 16{,}54 \cdot 10 = 27140KN$$

$$m = m_L \cdot \cos^2\theta + m_B \cdot \sin^2\theta$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} = \frac{2 + \frac{20{,}1}{19{,}8}}{1 + \frac{20{,}1}{19{,}8}} = 1{,}48$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = \frac{2 + \frac{19{,}8}{20{,}1}}{1 + \frac{19{,}8}{20{,}1}} = 1{,}50$$



$$tg\ \theta = \frac{1{,}72}{10{,}05 + 1{,}78} = 0{,}145$$

$arctg\ \theta = 8{,}27°$

$m = m_L\ \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta =$

$= 1{,}48\ x\ \cos^2 8{,}27° + 1{,}5\ x\ \sin^2 8{,}27 = 1{,}48$

$$i_\gamma=(1-\frac{H}{H_{cr}}\ tg\ \phi)^{m+1}=(1-\frac{5940}{27148}\ x\ tg\ 25°)^{1,48+1}=0,766$$

$$i_q=(1-\frac{H}{H_{cr}}\ tg\ \phi)^{m}=(1-\frac{5940}{27148}\ x\ tg\ 25°)^{1,48}=0,853$$

$P_{cr}=19,15x16,37x4,1x0,6x0,766+19,15x3,5x10,7x1,3x0,853=$
$=1386KN/m$

$$Z=D_f+[\frac{B}{2}\ tg\ (45°+\frac{\phi}{2})]\ x\ \frac{1}{2}=$$

$$=3,5+[\frac{19,8}{2}\ tg\ (45°+\frac{25°}{2})]\ x\ \frac{1}{2}=11,27m$$

$\sigma_v=\gamma\ x\ z=19,15x11,27=215,82KN/m^2$
$\sigma_h=(1-\sin\phi)\qquad \sigma_v=(1-\sin 25°)x\ 215,82=124,61KN/m^2$
$K_0=0,58$
$r_d=1-0,015x\ z=1-0,015x11,27=0,831$
$\tau_s=(\epsilon\ x\ \sigma_v x\ K_s)x0,65x\ r_d\qquad \epsilon=0,85$
$\tau_s=0,85x215,82x0,2x0,65x0,831=19,82KN/m^2$

$$\eta_0=\frac{1-K_0}{1+K_0}\ x\ \frac{1}{\sin\phi}=\frac{1-0,58}{1+0,58}\cdot\frac{1}{\sin 25°}=0,629$$

$$\eta_s=\frac{\sqrt{4(\tau_s/\sigma_v)^2+(1-K_0)^2}}{1+K_0}\cdot\frac{1}{\sin\phi}=$$

$$=\frac{\sqrt{4(19,82/215,82)^2+(1-0,58)^2}}{1+0,58}\cdot\frac{1}{\sin 25°}=0,687$$

$$\xi=\frac{1-\eta_s}{1-\eta_0}=\frac{1-0,687}{1-0,629}=0,844$$

$$P_{cr,s}=\xi\ x\ P_{cr}=0,844\ x\ 1386=1170KN/m^2$$

$$P'_{ef}=\frac{V}{B'\cdot L'}=\frac{61100}{16,37x16,54}=226KN/m^2$$

$226KN/m^2<0,9x1170=1053KN/m^2\qquad m=0,9$

$$\boxed{P'_{ef}<m\ x\ P_{cr,s}}$$

Exemplul 3.b. -
praf nisipos

N=61.100KN
M_x^u=108.750KNm $\qquad T_x^u$=4200KN
M_y^u=105.090KNm $\qquad T_y^u$=4200KN
H=5940KN
tg δ=0,0972 → arctg δ=5,55° > 5
$P_{cr}=\gamma\cdot B'\cdot N_\gamma\cdot\lambda_\gamma\cdot i_\gamma+q\cdot N_q\cdot\lambda_q\cdot i_q+c\cdot N_c\cdot\lambda_c\cdot i_c$
$B'=16,37m;\qquad L'=16,54$

pentru ϕ=19° $\qquad$ tabel 11 / STAS 3300/2-85 $\qquad$ N_γ=1,58; N_q=5,9; N_c=14,04

$\lambda_\gamma=0,6;\qquad \lambda_q=\lambda_c=1,3$
$H_{cr}=V\ x\ \mu+B\cdot L\cdot Ca\qquad \mu=0,30;\qquad Ca=10KN/m^2$
$H_{cr}=61100x0,3+16,37x16,54x10=21038KN$
$m=1,48$

$$i_\gamma=(1\ \frac{H}{H_{cr}}\ tg\ \phi)^{m+1}=(1-\frac{5940}{21038}\ tg\ 19°)^{1,48+1}=0,776$$

$$i_q=(1-\frac{H}{H_{cr}}\ tg\ \phi)^{m}=(1-\frac{5940}{21038}\ tg\ 19°)^{1,48}=0,860$$

$$i_c=i_q-\frac{1-i_q}{N_c\cdot tg\ \phi}=0,86-\frac{1-0,86}{14,04x\ tg19°}=0,831$$

$P_{cr}=21,78x16,37x1,58x0,6x0,776+21,78x3,5x1,3x0,860+$
$+22x14,04x1,3x0,831=1099KN/m^2$

$$Z=3,5+[\frac{19,8}{2}\ tg(45°+\frac{19°}{2})\ x\ \frac{1}{2}=10,44m$$

$\sigma_v=21,78\ x\ 10,44=227,38KN/m^2$

$\sigma_h=(1-\sin\ 19°)\ x\ 227,38=153,35KN/m^2$

$K_0=0,67$

$r_d=1-0,015x10,44=0,843$

$\tau_s=0,85x227,38x0,2x0,65x0,843=21,18KN/m^2$

$$\eta_0=\frac{\sigma_v-\sigma_h}{\sigma_v+\sigma_h+2cx\ ctg\ \phi}\ x\ \frac{1}{\sin\ \phi}=$$

$$=\frac{227,38-153,35}{227,38+153,35+2,22\ x\ ctg\ 19°}\ x\ \frac{1}{\sin\ 19°}=0,447$$

$$\eta_s=\frac{\sqrt{4\tau_s^2+\sigma_v(1-k_0)^2}}{\sigma_v(1+k_0)+2c\ x\ ctg\ \phi}\ x\ \frac{1}{\sin\ \phi}=$$

$$=\frac{\sqrt{4x21,18^2+227,38^2(1-0,67)^2}}{227,38(1+0,67)+2\ x\ 22\ x\ ctg\ 19°}\ x\ \frac{1}{\sin\ 19°}=0,521$$

$$\xi=\frac{1-\eta_s}{1-\eta_0}=\frac{1-0,521}{1-0,447}=0,866$$

$P_{cr,s}=0,866x1099=952KN/m^2$

$$P'_{ef}=\frac{61100}{16,37x16,54}=226KN/m^2 \qquad m=0,9$$

$226KN/m^2<0,9\ x\ 952=857KN/m^2$

$$P'_{ef}<m\ x\ P_{cr,s}$$

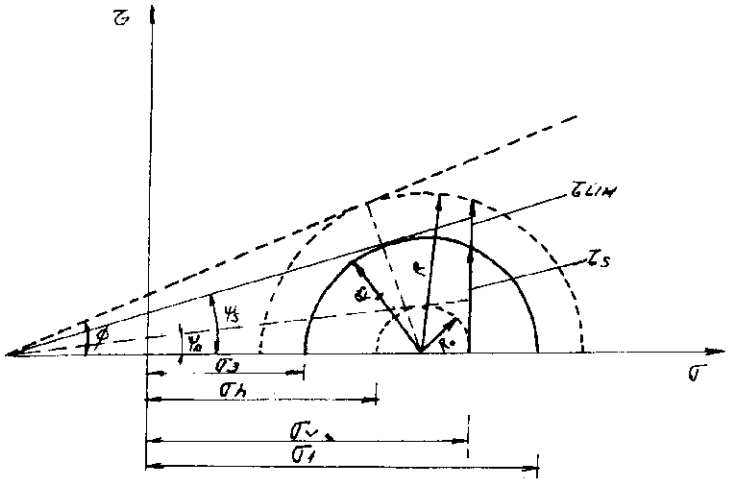


Fig. II.1. Cercurile lui Mohr pentru evolutia starii de eforturi de la regimul static la cel seismic (cazul general)

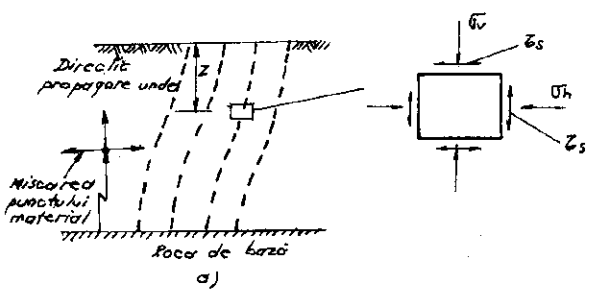


Fig. II.2. Starea de eforturi în teren în timpul seismului.

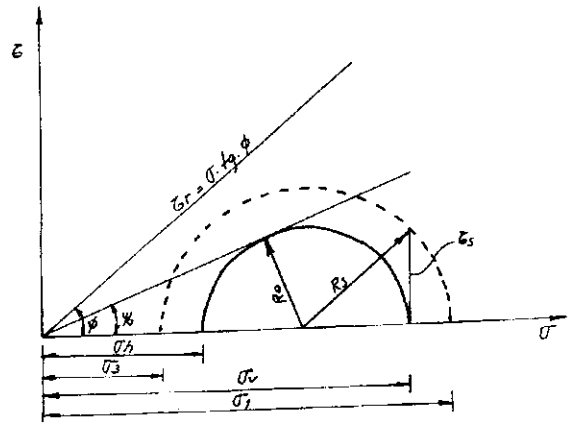


Fig. II.3. Cercurile lui Mohr pentru pământuri necoezive

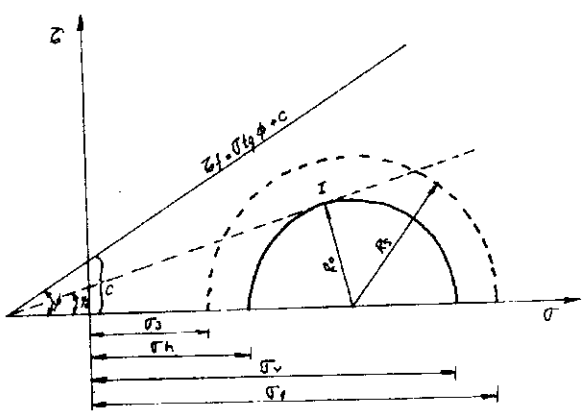


Fig. II.4. Cercurile lui Mohr pentru pământuri coezive

EVALUAREA TASĂRILOR PĂMÂNTURILOR NECOEZIVE SATURATE LA ACŢIUNI SEISMICE

Deformaţiile ce apar în masivul de pământ în timpul acţiunilor seismice se datoresc propagării verticale de la roca de bază până la suprafaţa terenului a undelor seismice transversale.

Acest mod de acţiune poate fi studiat în laborator cu ajutorul încercării în triaxialul ciclic.

Problema tasării nisipurilor saturate este legată de producerea lichefierii, aceste două fenomene fiind studiate împreună.

Lee şi Albaise /7/, folosind testele triaxialului ciclic au pus la punct o metodologie de evaluare a tasărilor probabile, ce pot fi înregistrate la suprafaţa unui teren nisipos saturat, fără suprasarcină (teren liber), metodologie ce este prezentată în continuare.

Efectuarea încercărilor de laborator şi prelucrarea rezultatelor

III.1. Tasarea nisipurilor saturate datorate solicitărilor seismice se evaluează folosind rezultatele încercărilor de laborator prin probe prelevate din depozitul natural, în triaxialul ciclic.

III.2. Metoda triaxialului ciclic, principiu, aparatură, pregătirea probelor, efectuarea încercărilor ciclice sunt expuse la pct.2.4 din "Metodologia de determinare a caracteristicilor dinamice ale terenului de fundare la solicitări seismice" /4/ elaborată de INCERC, în curs de apariţie şi în anexa B a "Îndrumătorului tehnic pentru studiul proprietăţilor pământurilor necoezive lichefiabile" indicativ P.125-84 /5/.

III.3. Probele de nisip consolidate la starea de eforturi din teren sunt supuse la un efort unitar axial dinamic, σ_d. În timpul ciclării se

măsoară creşterea presiunii apei în pori, Δ_u şi deformaţiile axiale, Δ_h, pentru fiecare ciclu. Sunt încercate ciclic câte 3 probe cu acelaşi grad de îndesare, fiecare pentru altă valoare σ_d, ciclarea continuând până la lichefiere.

Pe baza rezultatelor din aceste serii de încercări se trasează următoarele curbe în funcţie de numărul de cicluri, N, exemplu curbele din fig.III.1.

- variaţia efortului unitar de forfecare normalizat, $\sigma_d/2\sigma_{3c}$;
- variaţia presiunii apei din pori normalizată Δ_u/σ_{3c};
- creşterea deformaţiei axiale Δ_h.

De asemenea se trasează curbe de variaţie ale presiunii apei din pori normalizată, Δ_u/σ_{3c} în funcţie de raportul N/N1, N - numărul de cicluri pentru care se calculează; N1 - numărul de cicluri la care s-a produs lichefierea (exemplu din fig.III.3).

III.4. Pentru a studia fenomenul producerii tasărilor în nisipul saturat, se face o nouă serie de încercări în triaxialul ciclic (probe consolidate şi încercate cu σ_d similar cu cele prezentate la pct.III.3, la care ciclarea se întrerupe înainte de atingerea lichefierii, pentru o valoare a creşterii presiunii apei în pori egală cu 60% din valoarea maximă. $\Delta_u=\sigma_{3c}$ atinsă în momentul lichefierii.

Imediat se deschide drenajul şi se măsoară variaţia volumică produsă de excesul presiunii apei din pori. În teren aceasta coincide cu fenomenul de tasare produs datorită disipării presiunii apei din pori prin migrarea apei la suprafaţă.

Rezultatele încercărilor sunt prezentate în două grafice (asemănătoare celor din fig.III.2) şi anume:

- variaţia presiunii apei din pori normalizată Δ_u/σ'_{3c} în funcţie de numărul de cicli;
- variaţia deformaţiei volumice $\epsilon_v(\%)$ în funcţie de vârful presiunii apei din pori Δ_u/σ'_{3c}.

III.5. Procedeul simplificat pentru estimarea tasărilor unui pământ nisipos datorate fenomenului de migrare a apei din pori după un evenimet seismic, parcurge următoarele etape:

a) Se fac cele două serii de încercări în triaxialul ciclic şi rezultatele obţinute se prezintă în diagrame, conform prevederilor de la pct.III.3 şi III.4.

b) Aplicând procedeul simplificat al lui Seed şi Idriss se determină numărul de cicli echivalenţi, N_e, corespunzători zonei seismice de calcul.

Procedeul simplificat Seed şi Idriss /8/ propune ca fiecare magnitudine seismică să fie caracterizată de un număr de cicli, numit număr de cicli echivalenţi, N_e, cu acelaşi efect asupra terenului ca şi mişcarea seismică neregulată, valori preluate şi prezentate în tabelul III.1.

În normativul P 100-92, în tabelul 1.2 din Anexa A, este dată echivalenţa între intensitatea seismică şi zonarea seismică a teritoriului României, caracterizată de doi coeficienţi: coeficientul seismic K_s şi perioada de colţ T_c.

c) Se intră în diagrama de variaţie a efortului de forfecare normalizat $\sigma_d/2\sigma'_{3c}$, (diagrama de tip c din figura III.1) cu numărul de cicli, N_e şi se determină valoarea efortului de forfecare normalizată corespunzătoare.

d) Corectând valoarea efortului de forfecare normalizat cu factorul de siguranţă F=1,5 se va obţine o nouă valoare a raportului $\sigma_d/2\sigma'_{3c}$, valoare ce reprezintă rezistenţa la lichefiere, pentru care din aceeaşi diagramă (tip c fig.III.1) se află numărul de cicli pentru care se produce lichefierea, NI.

e) Cu raportul N_e/NI se intră în diagrama de variaţie a presiunii apei din pori normalizată (tip fig.III.3) şi se determină domeniul valorilor Δ_u/σ'_{3c} corespunzătoare.

f) Din diagrama de variaţie a deformaţiei volumetrice (tip b fig.III.2) se obţin valorile deformaţiilor volumetrice, $\epsilon_v(\%)$, corespunzătoare domeniului de variaţie a presiunii apei din pori, Δ_u/σ'_{3c}.

g) În condiţiile încercării probei cu deformaţia laterală împiedicată (existentă şi în teren), deformaţia de volum înregistrată prin migrarea apei, $\epsilon_v(\%)$ este egală cu deformaţia specifică pe direcţia verticală.

h) Cunoscând grosimea D a stratului pentru care se calculează tasarea probabilă S, se aplică formula:

$$S=D\cdot\epsilon_v(\%) \qquad \text{(III.1)}$$

Exemplu de calcul

I. În acest exemplu sunt redate rezultatele încercărilor de laborator şi efectuarea calculului tasărilor probabile ce se vor înregistra într-un depozit de nisip de 10 m grosime, în urma unui eveniment seismic, prezentat de Lee şi Albaisa /7/.

Caracteristicile fizice ale nisipului sunt:

1. $D_{50}=0,6$mm
2. $U_n=1,2$
3. $e_{max}=0,83$
4. $e_{min}=0,54$

II. Rezultatele primei serii de încercări în triaxialul ciclic până la atingerea lichefierii, sunt prezentate în diagramele (a,b,c) din fig.III.1 şi anume:

a) variaţia deformaţiei axiale, ϵ_h, cu numărul de cicli N;

b) variaţia presiunii apei din pori normalizată, Δ_u/σ'_{3c} cu N;

c) variaţia eforturilor unitare de forfecare normalizat, $\sigma_d/2\sigma'_3c$ cu N.

În diagrama din fig.III.3 este prezentat domeniul de variaţie al presiunii apei din pori normalizată.

III. Pentru seria de încercări ciclice oprite înainte de lichefiere urmată de drenare sunt prezentate rezultatele în diagramele din fig.III.2.

a) creaşterea presiunii apei din pori normalizată Δ_u/σ'_{3c} cu numărul de cicli N;

b) deformaţie volumică ϵ_v, în funcţie de vârfurile presiunii apei din pori normalizate, Δ_u/σ'_{3c}.

IV. Evaluarea tasărilor probabile s-a făcut în etapele următoare:

a) din tabelul III.1 rezultă că pentru cutremurul de proiectare corespunde un număr de cicli echivalenţi, $N_c=4$ cicli;

b) Pentru $N_c=4$ corespunde un raport $\sigma_d/2\sigma'_{3c}=0,35$ pe diagrama din fig.III.1.c;

c) Ţinând seama de factorul de siguranţă $F=1,5$, efortul maxim de forfecare normalizat care poate fi suportat de teren produs de cutremurul de proiectare, este numai de $0,35:1,5=0,25$; căruia îi corespunde un număr de cicli de lichefiere de $N_l=38$;

d) Diagrama din fig.III.3 arată că pentru raportul $N_c/N_l=4/38=0,105$ corespunde o variaţie a presiunii apei din pori $\Delta u/\sigma'3c$ cuprinsă în domeniul 0,1-0,3;

e) Se intră în diagrama din fig.III.2b cu valorile $\Delta_u/\sigma'_{3c}=0,1$ şi 0,3 şi rezultă că deformaţiile volumice = $0,02\% \div 0,1\%$;

f) Tasarea S calculată cu formula $S=\Delta\epsilon(\%)$ pentru stratul cu $D=10$m, va fi o tasare S=2-10mm.

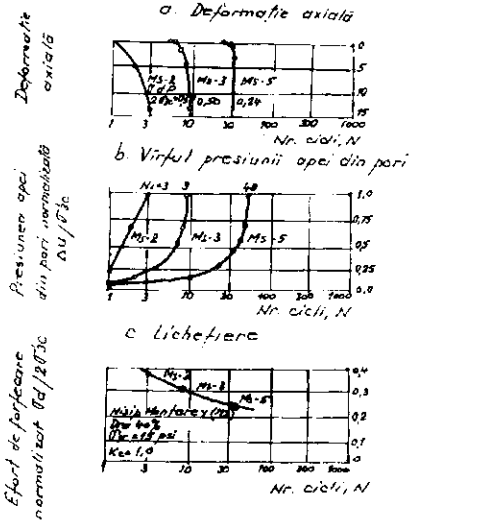


Fig. III.1 Incercarea ciclică pînă la lichefiere

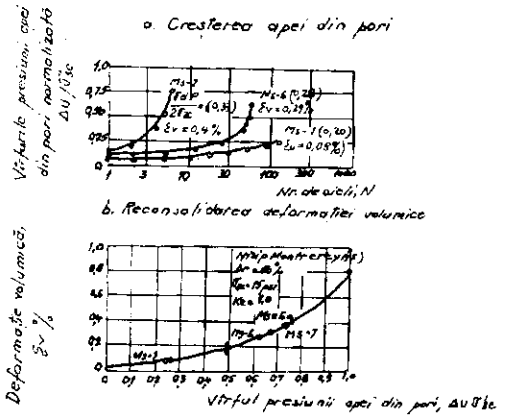


Fig. III.2. Incercarea ciclică oprită înainte de lichefiere urmată de drenare

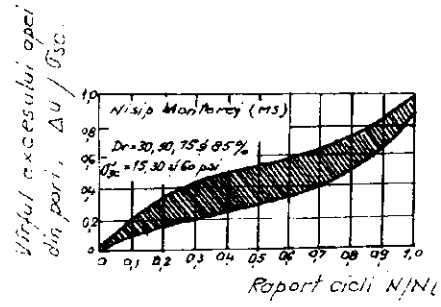


Fig. III.3. Variația presiunii apei din pori normalizată în funcție de raportul N/Nl

Tabelul nr. III.1.

Magnitudinea seismului	Numărul echivalent de cicli Ne
5 1/4	2-3
6	5
6 3/4	10
7 1/2	15
8 1/2	26

Variația numărului de cicli echivalenți cu magnitudinea seismică (după Seed și Idriss)