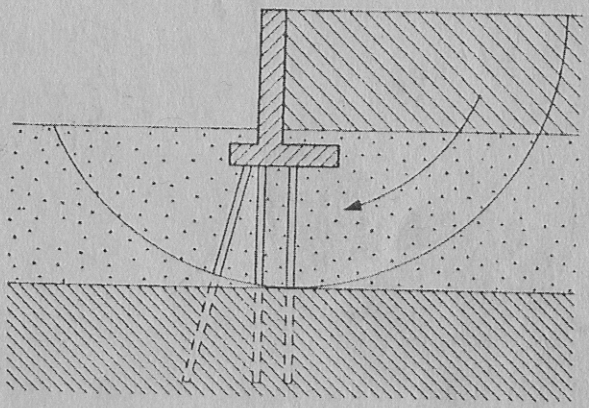
Horațiu POPA
Aurelian MUNTEANU

FUNDAȚII



ÎNDRUMĂTOR DE PROIECTARE

MATRIX ROM
BUCUREȘTI

Nicoleta RĂDULESCU Horaţiu POPA Aurelian MUNTEANU

Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti
Catedra de Geotehnică şi Fundaţii

FUNDAŢII

ÎNDRUMĂTOR DE PROIECTARE

UNIVERSITATEA TEHNICĂ
DE CONSTRUCŢII BUCUREŞTI
BIBLIOTECĂ
Nr. Inv. 2626-220

MATRIX ROM
Bucureşti 2000

©MATRIX ROM
C.P. 16 - 162
77500 - BUCUREŞTI
tel. 01.4113617, fax 01.4114280
e-mail: matrix@fx.ro

Tehnoredactare computerizată: Horaţiu Popa
Aurelian Munteanu

ISBN 973 - 685 - 139 - 7

Prezenta lucrare face parte din planul editorial al UTCB aprobat de Senatul universităţii.

PREFAŢĂ

Lucrarea intitulată "Fundaţii. Îndrumător de proiectare" este structurată în două părţi.

Prima parte denumită "Principii de proiectare" cuprinde prezentarea bazelor teoretice şi a principalelor metode de calcul utilizate în mod curent ca şi grafice, tabele şi formule necesare pentru proiectarea diferitelor tipuri de fundaţii sau lucrări aferente pentru realizarea fundaţiilor.

Prima parte este alcatuită din 6 capitole.

Capitolul I se referă la proiectarea unui dig de pământ.

Capitolul II tratează problemele de proiectare a unui zid de sprijin.

Capitolul III prezintă principiile de proiectare a unei fundaţii izolate de suprafaţă.

Capitolul IV se referă la proiectarea unei fundaţii continue sub un şir de stâlpi.

În capitolul V este abordată problema proiectării unei fundaţii indirecte de adâncime.

Capitolul VI tratează aspectele legate de proiectarea unei sprijiniri simple şi calculul epuismentului indirect.

(A.1, A.2, B.1, B.2, C.1 si C.2), fiecare anexă prezentând câte un exemplu de calcul pentru fiecare dintre fundațiile sau lucrările aferente pentru realizarea fundațiilor prezentate în prima parte a lucrării.

Lucrarea "Fundații. Îndrumător de proiectare" se adresează în primul rând studenților Facultății de Construcții Civile, Industriale și Agricole (FCCIA), specializările Construcții Civile, Industriale și Agricole (CCIA), Inginerie urbană, construcția și gestiunea localităților (IUGCL) și Ingineria și managementul lucrărilor de construcții (IMLC) și Colegiului Universitar de Construcții(CUC) specializările Tehnologia Construcțiilor (TC) și Organizarea și economia construcțiilor (OEC) dar poate fi utilă atât studenților altor facultăți cu profil construcții din U.T.C.B. sau din țară cât și inginerilor constructori care își desfășoară activitatea în domeniul proiectării.

Autorii

CUPRINS

Pag.

PRIMA PARTE - *PRINCIPII DE PROIECTARE* 9

I. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT 11

I.1. PREDIMENSIONAREA PANTELOR DIGULUI DE PĂMÂNT 11

I.2. VERIFICAREA STABILITĂȚII DIGULUI DE PĂMÂNT - METODA FÂȘIILOR 13
I.2.1. Verificarea stabilității digului în uscat 15
I.2.2. Verificarea stabilității digului cu apă la cota de inundații 19

II. PROIECTAREA UNUI ZID DE SPRIJIN 23

II.1. PREDIMENSIONAREA ZIDULUI DE SPRIJIN (DETERMINAREA DIMENSIUNILOR SECȚIUNII TRANSVERSALE) 23

II.2.CALCULUL ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI ÎN IPOTEZA 1 24
II.2.1. Verificarea zidului la alunecare pe talpă 25
II.2.2. Verificarea stabilității zidului la răsturnare 26
II.2.3. Verificarea presiunilor pe teren 27

II.3.CALCULUL ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI ÎN IPOTEZA 2 29
II.3.1. Determinarea împingerii active pe planele verticale 29
II.3.2. Determinarea împingerii active pe planul de rupere înclinat 30
II.3.3.Verificările de stabilitate ale zidului de sprijin 31

II.4. DETERMINAREA GRAFICĂ A ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI PRIN METODA CULMANN 31

II.V PRINCIPII GENERALE PRIVIND ARMAREA ZIDULUI DE SPRIJIN DE TIP CORNIER 33
II.V.1. Dimensionarea armăturilor de rezistență 33
II.V.2. Criterii constructive 34

III. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII IZOLATE DIRECTE SUB UN STÂLP DE BETON ARMAT 37

III.1. DETERMINAREA CARACTERISTICILOR GEOTEHNICE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE 37

III.2. PREDIMENSIONAREA FUNDAȚIEI PE BAZA PRESIUNILOR CONVENȚIONALE DE CALCUL 41
III.2.1. Stabilirea adâncimii de fundare 41
III.2.2. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației izolate 42
III.2.2.1. Stabilirea presiunii convenț ionale de calcul 43
III.2.3. Stabilirea dimensiunilor pe verticală a fundației izolate 45
III.2.3.1. Fundație din beton simplu cu cuzinet din beton armat 46
III.2.3.2. Fundație elastică de beton armat 47

III.3. VERIFICAREA TERENULUI DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE 48

III.4. VERIFICAREA TERENULUI DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE CAPACITATE PORTANTĂ 54

III.5. ARMAREA FUNDAȚIEI 55
III.5.1. Armarea fundației elastice 55
III.5.2. Armarea cuzinetului în cazul fundației rigide 57

IV. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII CONTINUE SUB UN ŞIR DE STÂLPI 59

IV.1 DETERMINAREA CARACTERISTICILOR GEOTEHNICE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE 60

IV.2 PREDIMENSIONAREA FUNDAȚIEI CONTINUE PE BAZA PRESIUNILOR CONVENȚIONALE DE CALCUL 60
IV.2.1 Alegerea adâncimii de fundare 60
IV.2.2 Stabilirea lățimii tălpii fundației 60
IV.2.2.1 Stabilirea presiunii convenționale de calcul 61
IV.2.3 Stabilirea dimensiunilor pe verticală ale fundației 61

IV.3 CALCULUL PRESIUNILOR PE TEREN ŞI AL EFORTURILOR ÎN GRINDĂ PRINTR-O METODĂ APROXIMATIVĂ 61

IV.4 CALCULUL PRESIUNILOR PE TEREN ŞI AL EFORTURILOR ÎN GRINDĂ PRINTR-O METODĂ „EXACTĂ" 62

IV.5 ARMAREA GRINZII DE FUNDATIE 68

V. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII DE ADÂNCIME SUB UN STÂLP 69

V.1. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE AXIALE DE COMPRESIUNE A UNUI PILOT IZOLAT 69
V.1.1. Pilot prefabricat din beton armat 69
V.1.2. Pilot executat pe loc prin batere 72

V.2. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE AXIALE DE SMULGERE A UNUI PILOT IZOLAT 73

V.3. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE TRANSVERSALE A UNUI PILOT IZOLAT 73

V.4. ALCĂTUIREA FUNDAȚIEI PE PILOȚI 75
V.4.1. Determinarea numărului de piloți 75
V.4.2. Dispunerea în plan a piloților 75
V.4.3. Dimensionarea radierului din beton armat 75

V.5. CALCULUL SOLICITĂRILOR EFECTIVE ÎN PILOȚI 75
V.5.1. Încărcare verticală centrică 76
V.5.2. Încărcare verticală excentrică 76
V.5.3. Încărcare orizontală 76

V.6. VERIFICAREA FUNDAȚIEI PE PILOȚI 76
V.6.1. Verificarea la solicitări axiale 76
V.6.2. Verificarea la solicitare transversală 77
V.6.3. Verificarea la străpungere 78

V.7. ARMAREA RADIERULUI 79

VI. PROIECTAREA UNEI SPRIJINIRI SIMPLE PENTRU O SĂPĂTURĂ DESCHISĂ. CALCULUL UNUI EPUISMENT INDIRECT 81

VI.1. PRINCIPII GENERALE DE ALCĂTUIRE A SPRIJINIRII 81
VI.1.1. Sprijiniri cu dulapi verticali 81
VI.1.2. Sprijiniri cu dulapi orizontali 82

VI.2. DETERMINAREA DIAGRAMEI DE CALCUL A ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI 83

VI.3. DIMENSIONAREA SAU VERIFICAREA ELEMENTELOR DIN LEMN (DULAPI, FILATE, ŞPRAIȚURI) ALE SPRIJINIRII. 84
VI.3.1. Sprijiniri cu dulapi verticali 84
VI.3.2. Sprijiniri cu dulapi orizontali 86

VI.4. CALCULUL EPUISMENTULUI INDIRECT 86
VI.4.1. Puț-filtru perfect 87
VI.4.2. Filtre aciculare 89

PARTE A A DOUA – *ANEXE. EXEMPLE DE CALCUL* 93

ANEXA A1. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT 95

ANEXA A2. PROIECTAREA UNUI ZID DE SPRIJIN TIP CORNIER DIN BETON ARMAT 105

ANEXA B1. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII IZOLATE DIRECTE SUB UN STÂLP DE BETON ARMAT 115

ANEXA B2. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII CONTINUE SUB UN ȘIR DE STÂLPI 135

ANEXA C1. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII DE ADÂNCIME SUB UN STÂLP 147

ANEXA C2. PROIECTAREA UNEI SPRIJINIRI SIMPLE PENTRU O SĂPĂTURĂ DE FUNDAȚIE. CALCULUL UNUI EPUISMENT INDIRECT 161

BIBLIOGRAFIE 167

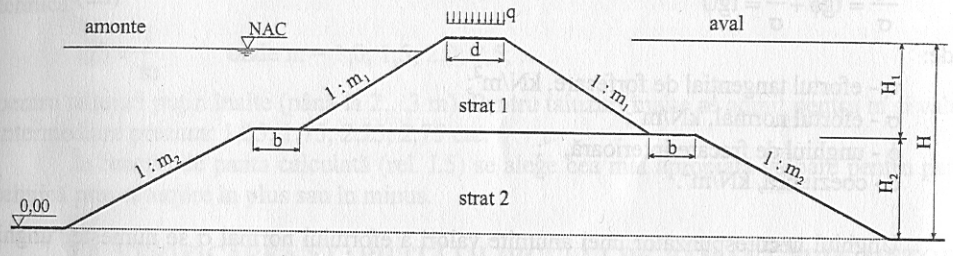
PRIMA PARTE

PRINCIPII DE PROIECTARE

I. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT

Digul de pământ se folosește pentru protejarea unui anumit amplasament împotriva inundațiilor și se adoptă în cazurile în care în vecinătate se găsește un pământ coeziv cu permeabilitate suficient de redusă pentru a nu mai fi necesare alte elemente de etanșare (nucleu, mască). Ținând seama și de condițiile de punere în operă, pământurile indicate fac parte din categoria argilelor nisipoase sau prăfoase, prafurilor argiloase, etc.

Înălțimea digului, lățimea coronamentului (crestei) și a banchetelor (pasajelor intermediare orizontale) sunt indicate prin temă. Zidul se realizează din două straturi de pământ cu caracteristici geotehnice diferite. Pe coronament se consideră aplicată o sarcină uniform distribuită notată cu q (fig. 1).



teren de fundare (aceleasi caracteristici ca pentru stratul 2)

Figura I.1. Dig de pământ

În anexa A1 este prezentat un exemplu de calcul pentru proiectarea unui dig de pământ.

Etapele realizării proiectului

Proiectarea digului de pământ cuprinde următoarele etape:

- predimensionarea pantelor digului;
- verificarea stabilității digului în ipoteza suprafețelor de alunecare circular cilindrice, utilizând metoda fâșiilor, pentru două cazuri de solicitare: digul în uscat și digul cu apă la cota de inundații.

I.1. PREDIMENSIONAREA PANTELOR DIGULUI DE PĂMÂNT

Stabilitatea unui dig de pământ este controlată de pantele acestuia. Înclinări prea abrupte periclitează stabilitatea și, dimpotrivă, pante prea line conduc la o soluție neeconomică.

O modalitate de predimensionare a pantelor o reprezintă **metoda Maslov**. Pentru aceasta este necesară cunoaşterea valorilor de calcul ale parametrilor rezistenţei la forfecare ϕ şi c corespunzători pământului din corpul digului. Dacă se dispune de un set de rezultate ale unor încercări de laborator sau pe teren, valorile de calcul sunt determinate din valorile normate prin prelucrare statistică (a se vedea capitolul III.1 al prezentului îndrumător).

Digul de pământ din cadrul proiectului fiind realizat din două straturi de pământ cu caracteristici diferite, determinarea pantelor se va efectua pentru fiecare strat în parte, în mod similar.

Calculul pantei de taluz stabil cu metoda Maslov

Se porneşte de la ecuaţia dreptei intrinseci:

$$\tau_f = \sigma tg\phi + c \qquad (I.1)$$

în care se împart ambii termeni cu σ:

$$\frac{\tau_f}{\sigma} = tg\phi + \frac{c}{\sigma} = tg\psi \qquad (I.2)$$

unde:

τ_f - efortul tangenţial de forfecare, kN/m^2;
σ - efortul normal, kN/m^2;
ϕ - unghiul de frecare interioară, ^{o};
c - coeziunea, kN/m^2.

Unghiul ψ corespunzător unei anumite valori a efortului normal σ se numeşte "unghi de tăiere", (fig. I.2).

Expresia $\tau_f = \sigma tg\psi$ este analogă expresiei $\tau_f = \sigma tg\phi$, cu deosebirea că unghiul de tăiere ψ depinde atât de ϕ cât şi de c.

Unghiul β al taluzului stabil se determină în funcţie de un coeficient de siguranţă, F_s, astfel încât:

$$tg\beta = \frac{tg\psi}{F_s} \qquad (I.3)$$

unde:

$F_s = 1,1 \ldots 1,3$

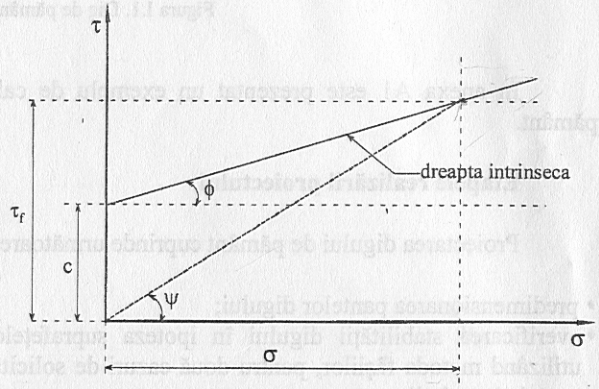


Figura I.2

Metoda Maslov consideră că în condiţiile echilibrului limită efortul σ din expresia (I.2) depinde de greutatea coloanei de pământ, la baza fiecărui strat şi de suprasarcina exterioară.

Astfel eforturile normale σ_1 şi σ_2 la baza stratului 1, respectiv, 2, sunt:

$$\sigma_1 = q + \gamma_1 H_1$$
$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_2 H_2 \qquad (I.4)$$

unde:

q - suprasarcina pe coronament, kN/m^2;
H_1, H_2 - înălţimea stratului 1, respectiv 2;
γ_1, γ_2 - greutatea volumică în stare naturală a stratului 1, respectiv 2.

Notă: *Pentru calculul lui γ se utilizează relaţiile între indicii geotehnici* (γ_s, w%, n%).

Relaţia de calcul a pantei taluzului devine:

$$tg\beta_i = \frac{1}{F_s}\left(tg\phi_i + \frac{c_i}{\sigma_i}\right) \qquad (I.5)$$

în care indicele "i" reprezintă numărul stratului.

În practica de proiectare panta de taluz stabil este exprimată sub formă de pantă tehnică:

$$tg\beta = \frac{1}{m} \quad \text{unde } m = 1,0;\ 1,5;\ 2,0;\ 2,5;\ \ldots$$

pentru taluzuri puţin înalte (până la 2…3 m). Pentru taluzuri înalte se admit pentru m şi valori intermediare precum: 1,25; 1,75; 2,25; 2,75 etc.

În funcţie de panta calculată (rel. I.5) se alege cea mai apropiată valoare pentru panta tehnică prin rotunjire în plus sau în minus.

I.2. VERIFICAREA STABILITĂŢII DIGULUI DE PĂMÂNT PRIN METODA FÂŞIILOR

Una dintre cele mai utilizate metode în analiza condiţiilor de stabilitate ale unui taluz stratificat sau omogen o reprezintă **metoda fâşiilor** elaborată de cercetătorul suedez W. Fellenius.

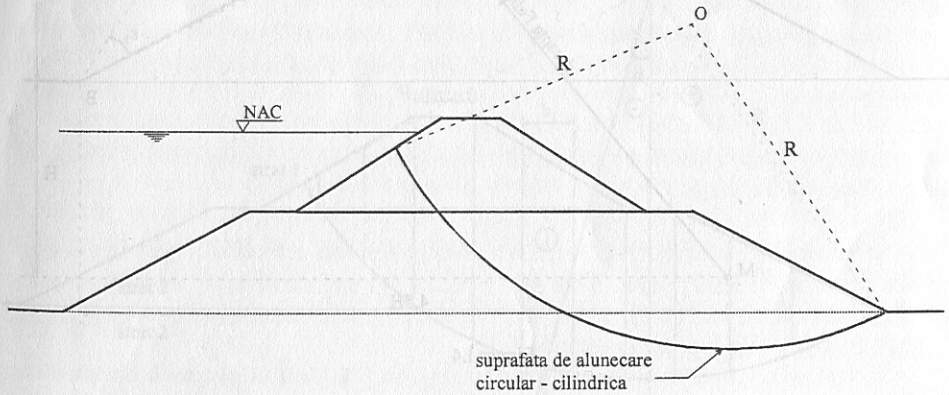


Figura I.3

Întrucât digul de pământ are, în general, o lungime mult mai mare decât dimensiunile din planul secţiunii transversale, calculul eforturilor şi verificarea stabilităţii se fac pe o "felie" din dig cu grosimea (pe direcţia lungimii digului) egală cu unitatea (de exemplu 1 m).

În cazul unui dig de formă cunoscută se consideră o suprafaţă posibilă de alunecare circular - cilindrică definită, în planul secţiunii transversale, printr-un arc de cerc cu centrul în punctul "O" şi care trece prin piciorul digului, (fig. I.3).

Fiecare suprafaţă posibilă de alunecare este caracterizată printr-un grad de asigurare, exprimat prin valoarea coeficientului de siguranţă, F_s. Verificarea stabilităţii constă în determinarea celei mai periculoase suprafeţe de alunecare, căreia îi corespunde valoarea minimă a coeficientului de siguranţă. Această suprafaţă se stabileşte prin încercări succesive.

Aplicarea metodei fâşiilor începe prin precizarea zonei în care trebuie căutat centrul cercului corespunzător suprafeţei celei mai periculoase. Studiile lui Fellenius au arătat că acest centru se află în vecinătatea unei drepte, definită prin două puncte, M şi O_1, ale căror poziţii se stabilesc după cum urmează, (fig. I.4):

- punctul M are abscisa egală cu 4,5H spre amonte şi ordonata egală cu H raportate la piciorul digului (punctul B);
- punctul O_1 se află la intersecţia segmentelor O_1B şi O_1A care fac unghiurile ε_1 şi ε_2 cu linia de pantă medie a taluzului, AB, şi, respectiv, cu orizontala.

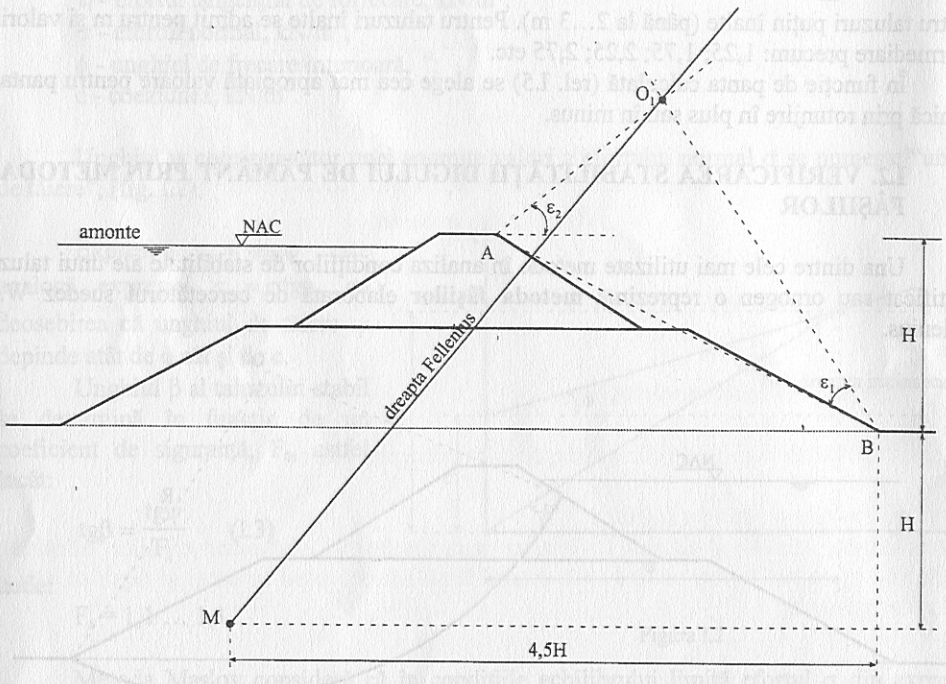


Figura I.4

Valorile ε_1 şi ε_2 se stabilesc, prin interpolare, în funcţie de panta medie a taluzului, conform tabelului I.1.

Tabelul I.1. Valorile unghiurilor ε_1 şi ε_2

tg β	1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:5
β	45°	33°45'	26°34'	18°25'	11°19'
ε_1	28°	26°	25°	25°	25°
ε_2	37°	35°	35°	35°	37°

Zona centrelor corespunzând celor mai mici valori ale coeficientului de siguranţă (factorului de stabilitate) se află, de regulă, în jurul lui O_1. Încercările se pot realiza stabilind valorile F_s pentru suprafeţele de cedare corespunzătoare centrelor aflate în nodurile unui caroiaj cu ochiuri pătrate de latură 0,15H ... 0,2H (H - înălţimea totală a digului) care se află în jurul lui O_1.

Pentru simplificare, se pot considera numai centrele aflate pe dreapta lui Fellenius, în stânga, respectiv în dreapta lui O_1, la distanţe egale cu 0,3H.

I.2.1. Ipoteza digului în uscat

O primă verificare a stabilităţii digului se realizează pentru cazul când nu s-a produs inundaţia şi deci nu există apă în amonte.

După ce s-a ales un centru (O_1) şi s-a trasat cu ajutorul unui compas suprafaţa de cedare corespunzătoare, masa de pământ care alunecă (de deasupra suprafeţei de alunecare) este împărţită în fâşii respectând următoarele reguli (fig. I.5):

1 - baza unei fâşii trebuie să aparţină unui singur strat geologic;
2 - limitele dintre fâşii trec prin punctele de frângere ale conturului digului;
3 – lăţimea, b_i, a unei fâşii, i, nu trebuie să depăşească, de regulă, 1 / 10 din raza R.

Valorile b_i se aleg pe cât posibil cu valori rotunjite. În mod curent numerotarea fâşiilor se face dinspre amonte spre aval.

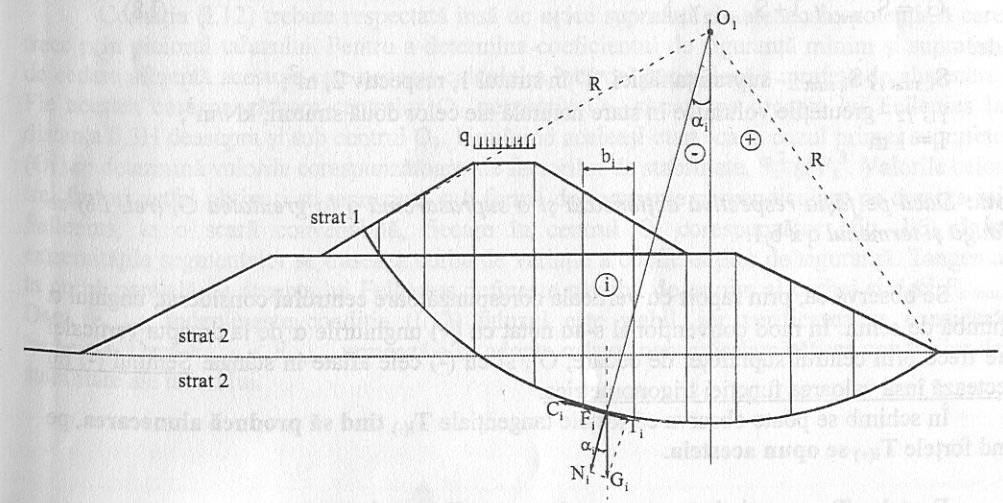


Figura I.5

Fie o fâşie oarecare "i". Dacă se admite ipoteza conform căreia fiecare fâşie acţionează independent de celelalte, rezultă că asupra fâşiei acţionează greutatea G_i (greutatea pământului şi eventuala supraîncărcare aplicată la suprafaţa terenului), care trebuie echilibrată de forţele care se dezvoltă pe suprafaţa de cedare ΔA_i aferentă fâşiei. Suprafaţa aferentă fâşiei "i" este egală cu:

$$\Delta A = \ell_i 1 \qquad (I.6)$$

unde:

l_i - lungimea arcului bazei fâşiei "i"; l_i se aproximează prin lungimea coardei, m_i, care subîntinde arcul, m;

1 - grosimea unitară (1 m) de "felie" de dig, (problemă plană).

Rezultă:

$$\begin{cases} T_i = G_i \sin\alpha_i \\ N_i = G_i \cos\alpha_i \end{cases} \qquad (I.7)$$

unde:

T_i - componenta tangenţială la suprafaţa de alunecare a greutăţii G_i, kN;

N_i - componenta normală la suprafaţa de alunecare a greutăţii G_i, kN;

α_i - unghiul faţă de verticală a razei R care trece prin punctul de intersecţie dintre baza fâşiei "i" cu verticala coborâtă din centrul de greutate al fâşiei "i".

Notă: *Forma fâşiilor este în general trapezoidală. Ele pot fi însă socotite dreptunghiulare, astfel încât verticala prin centrul de greutate să treacă prin mijlocul lăţimii fâşiei. Excepţie fac prima şi ultima fâşie, care se asimilează cu triunghiuri, la care verticalele se duc la distanţe de 2/3 din lăţime, faţă de vârf.*

Pentru calculul greutăţii, G_i, a fâşiei "i" trebuie să se ţină seama de stratificaţia digului de pământ. Astfel:

$$G_i = S_{i,\,strat\,1}\gamma_1 1 + S_{i,\,strat\,2}\gamma_2 1 \qquad (I.8)$$

unde:

$S_{i,\,strat\,1}$; $S_{i,\,strat\,2}$ - suprafaţa fâşiei "i" în stratul 1, respectiv 2, m^2;

γ_1; γ_2 - greutăţile volumice în stare naturală ale celor două straturi, kN/m^3;

1 = 1 m

Notă: *Dacă pe fâşia respectivă acţionează şi o suprasarcină* q *la greutatea G_i (rel. I.8) se adaugă şi termenul* q *x* $b_i 1$.

Se observă că, prin raport cu verticala corespunzătoare centrului considerat, unghiul α schimbă de semn. În mod convenţional s-au notat cu (+) unghiurile α de la dreapta verticalei care trece prin centrul suprafeţei de cedare, O_1, şi cu (-) cele aflate în stânga. Semnul (-) nu afectează însă valoarea funcţiei trigonometrice.

În schimb se poate observa că forţele tangenţiale $T_{i(-)}$ **tind să producă alunecarea**, pe când forţele $T_{i(+)}$ **se opun acesteia.**

Forţelor $T_{i(-)}$ care tind să provoace alunecarea **li se mai opun:**

- **forţele de frecare, F_i,** pe toată lungimea suprafeţei de alunecare:

$$F_i = N_i \mathrm{tg}\phi_i = G_i \cos\alpha_i \mathrm{tg}\phi_i \qquad (I.9)$$

- **forţele de coeziune, C_i,** pe toată lungimea suprafeţei de alunecare:

$$C_i = c_i \Delta A = c_i \ell_i \qquad (I.10)$$

unde:

ϕ_i - unghiul de frecare interioară corespunzător stratului de pământ în care se află baza fâşiei "i";

c_i - coeziunea corespunzătoare stratului de pământ în care se află baza fâşiei "i", kN/m^2.

Factorul de stabilitate (coeficientul de siguranţă) se exprimă ca raportul între momentul faţă de centrul O_1, dat de forţele F_i, C_i şi $T_{i(+)}$ care se opun alunecării, numit moment de stabilitate, M_s, şi momentul dat de forţele $T_{i(-)}$ care tind să provoace alunecarea, numit moment de răsturnare M_r, astfel:

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{R\sum\left(F_i + C_i + T_{i(+)}\right)}{R\sum T_{i(-)}} = \frac{\left[\sum\left(G_i \cos\alpha_i \mathrm{tg}\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)\right]}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} \qquad (I.11)$$

Coeficientul de siguranţă astfel obţinut trebuie să îndeplinească condiţia:

$$F_s \geq F_{s\,adm} \qquad (I.12)$$

în care:

$F_{s\,adm}$ = 1,5 - factorul de stabilitate admisibil pentru ipoteza dig în uscat.

Condiţia (I.12) trebuie respectată însă de **orice** suprafaţă de alunecare potenţială care trece prin piciorul taluzului. Pentru a determina coeficientul de siguranţă minim şi suprafaţa de cedare aferentă acestuia este necesar calculul a încă cel puţin două suprafeţe de alunecare. Fie acestea corespunzătoare centrelor O_2, respectiv O_3, situate pe dreapta lui Fellenius la distanţa 0,3H deasupra şi sub centrul O_1. Urmărind aceleaşi etape ca în cazul primei suprafeţe (O_1) se determină valorile corespunzătoare ale factorilor de stabilitate, F_s^2 şi F_s^3. Valorile celor trei factori astfel obţinuţi se reprezintă sub formă de segmente perpendiculare pe dreapta lui Fellenius, la o scară convenabilă, fiecare în centrul O_i corespunzător (fig. I.6). Prin extremităţile segmentelor se trasează curba de variaţie a coeficienţilor de siguranţă. Tangenta la curbă paralelă cu dreapta lui Fellenius defineşte punctul de minim al curbei şi deci $F_{s\,min}$. Dacă $F_{s\,min}$ îndeplineşte condiţia (I.12) taluzul este stabil, iar verificarea se consideră încheiată. Dacă $F_{s\,min} < F_{s\,adm}$, urmează a se adopta măsuri pentru îmbunătăţirea condiţiilor de stabilitate ale taluzului.

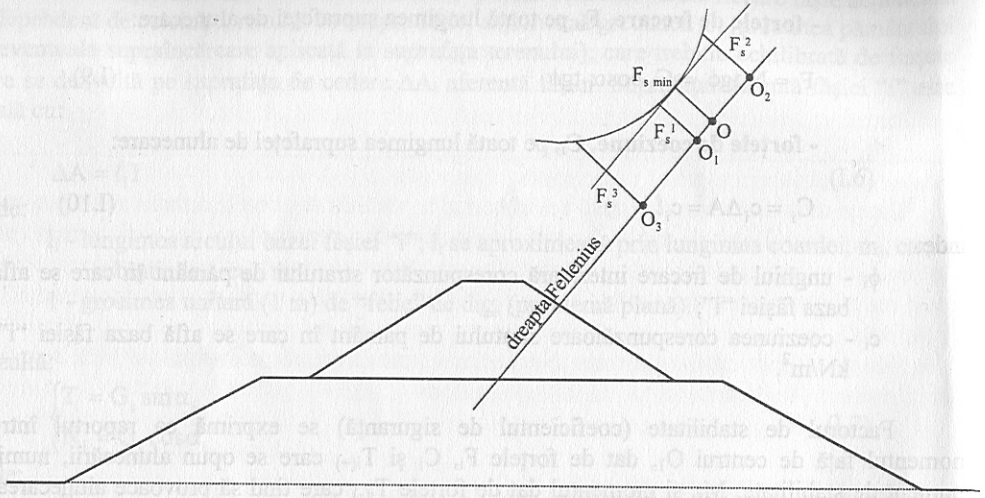


Figura I.6

Notă: *Dacă un număr de trei factori de stabilitate este insuficient pentru a trasa curba de variaţie a coeficienţilor de siguranţă şi a defini punctul de minim, se vor lua în considerare alte suprafeţe de cedare* (O_4, O_5,...) *astfel încât în final să poată fi trasată această curbă şi să fie determinat coeficientul minim,* $F_{s\,min}$.

Metoda fâşiilor fiind o metodă grafică, impune desenarea digului de pământ pe hârtie milimetrică la o scară suficient de mare pentru ca erorile grafice să fie cât mai reduse (1:50; 1:100). Toate distanţele: lăţimi de fâşii, înălţimi, lungimi de coardă, suprafeţe, unghiuri sunt măsurate pe această planşă şi transformate în unităţile de măsură reale, pentru efectuarea calculelor.

Obs: Calculul coeficientului de siguranţă, F_s, corespunzător unei suprafeţe de cedare poate fi organizat sub formă tabelară (tabelul I.2):

Tabelul I.2. Organizare tabelară a calculului coeficientului de siguranţă F_s

Nr. fâşie	G_i (kN)	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	N_i (kN)	$tg\,\phi$	c (kN/m²)	$T_{i(-)}$ (kN)	$T_{i(+)}$ (kN)	F_i (kN)	C_i (kN)
1										
2										
.										
i										
.										
.										
.										
n										
							Σ	Σ	Σ	Σ

I.2.2. Ipoteza digului cu apă la cota de inundaţii

O a doua verificare a stabilităţii digului se realizează în ipoteza în care s-a produs inundaţia, iar apa în amonte a ajuns la nivelul maxim de exploatare, NME. Nivelul amonte de calcul, NAC, se stabileşte cu 1,5 m peste NME.

Principiul de calcul este acelaşi, cuprinzând câteva etape suplimentare:

1. Se trasează linia de depresie a apei în dig. Această linie poate fi aproximată cu o dreaptă care uneşte punctul de intersecţie dintre nivelul apei şi taluzul amonte cu piciorul aval al digului (fig. I.7). De regulă în piciorul aval al digului este prevăzut un dren care să evite izvorârea apei de infiltraţie. Din acest motiv se poate aproxima linia de depresie cu o dreaptă unind punctele amintite anterior.
   Pământul care se află sub linia de depresie se consideră submersat şi se va lua în calcul cu greutatea volumică în stare submersată, $\gamma`$.
   Pentru pământul aflat deasupra liniei de infiltraţie se va considera în calcul greutatea volumică în stare umedă, γ, utilizată la verificarea stabilităţii digului în uscat.
   Pentru calculul lui $\gamma`$, atât pentru stratul 1, cât şi pentru stratul 2, se va utiliza relaţia:

$$\gamma`_i = \left(1 - \frac{n_i}{100}\right)\left(\gamma_{s,i} - \gamma_w\right) \qquad \text{(I.13)}$$

unde:

i = 1, 2 - numărul stratului;
n_i - porozitatea stratului "i", %;
$\gamma_{s,i}$ - greutatea specifică a stratului "i", kN/m³;
γ_w = 10 kN/m³ - greutatea volumică a apei.

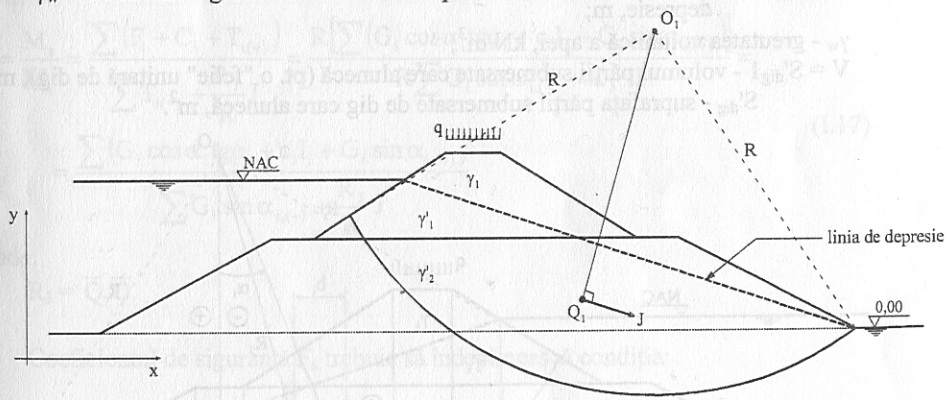


Figura I.7

2. Se consideră primul centru O_1 şi se trasează suprafaţa de cedare corespunzătoare.
   Se determină forţa hidrodinamică a apei care traversează digul de pământ, J. Această forţă este aplicată în centrul de greutate, Q_1, al zonei submersate de dig care alunecă şi este perpendiculară pe dreapta care uneşte punctul ei de aplicaţie cu centrul suprafeţei de alunecare, Q_1O_1, (fig. I.7).

Centrul de greutate, Q_1, al părţii submersate care alunecă se determină prin împărţirea suprafeţei respective în suprafeţe geometrice simple, cu centre de greutate cunoscute, aplicând relaţiile:

$$\begin{cases} x_Q = \dfrac{\sum_i x_{G,i} A_{G,i}}{\sum_i A_{G,i}} \\ y_Q = \dfrac{\sum_i y_{G,i} A_{G,i}}{\sum_i A_{G,i}} \end{cases} \qquad (I.14)$$

în care:

x_Q, y_Q - coordonatele punctului Q_1;

$x_{G,i}$, $y_{G,i}$ - coordonatele centrului de greutate ale suprafeţei geometrice simple "i", determinate prin raport cu un sistem de referinţă XOY arbitrar ales;

$A_{G,i}$ - aria suprafeţei geometrice simple "i".

Forţa hidrodinamică J se determină astfel:

$$J = \gamma_w i V = \gamma_w \frac{h}{L} V \qquad [kN] \qquad (I.15)$$

unde:

$i = \dfrac{h}{L}$ - gradientul hidraulic;

h - diferenţa de nivel piezometric al apei între punctul din amonte şi cel din aval al digului, NAC, m;

L - drumul parcurs de apă prin dig; se aproximează cu lungimea liniei de depresie, m;

γ_w - greutatea volumică a apei, kN/m^3;

$V = S'_{dig} 1$ - volumul părţii submersate care alunecă (pt. o "felie" unitară de dig), m^3;

S'_{dig} - suprafaţa părţii submersate de dig care alunecă, m^2.

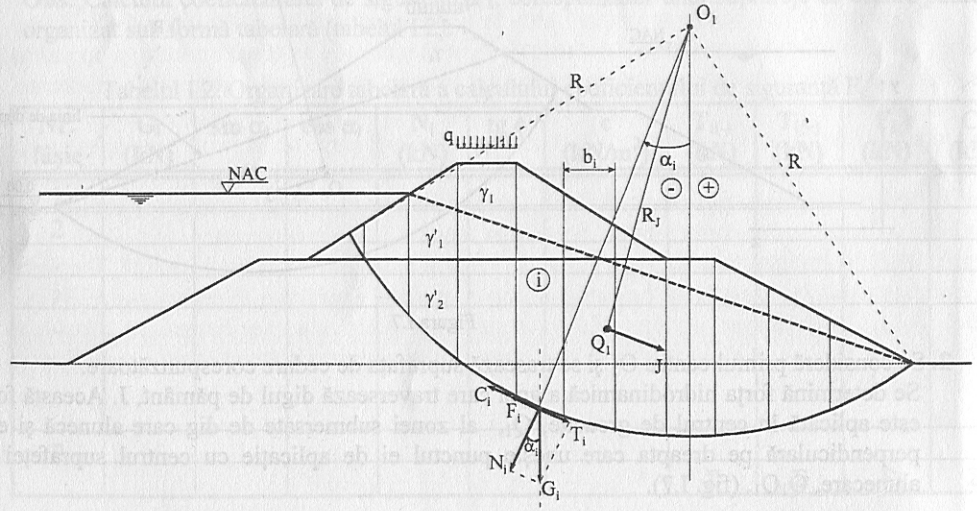


Figura I.8

3. Se reiau etapele de la verificarea digului în uscat: împărţirea în fâşii, calculul forţelor care acţionează la baza fiecărei fâşii etc., (fig. I.8).

La calculul greutăţii unei fâşii, G_i, trebuie să se ţină seama de greutăţile volumice corespunzătoare (γ'_1, γ'_2 şi γ_1, γ_2) pentru fiecare strat înmulţite cu suprafeţele aferente. Se precizează că pentru fâşiile din zona piciorului aval, drenul (din material granular grosier) se poate considera ca fiind alcătuit din acelaşi material cu cel din corpul digului ($\gamma'_{dren} = \gamma'_2$).

Astfel relaţia de calcul pentru greutatea fâşiei "i" va deveni:

$$G_i = S_{i,strat\,1}\gamma_1 + S'_{i,strat\,1}\gamma'_1 + S'_{i,strat\,2}\gamma'_2 \qquad (I.16)$$

în care:

$S_{i,strat\,1}$ - suprafaţa fâşiei "i" în stratul 1, deasupra liniei de depresie a apei, m^2;

$S'_{i,strat\,1}$ - suprafaţa fâşiei "i" în stratul 1, sub linia de depresie a apei, m^2;

$S'_{i,strat\,2}$ - suprafaţa fâşiei "i" în stratul 2, m^2;

Notă: *Greutatea fâşiei "i" din relaţia* I.16 *este înmulţită cu grosimea "feliei" de dig considerată 1 metru. Dacă pe fâşia respectivă acţionează şi o suprasarcină* q *se adaugă şi efectul acesteia* q x $b_i 1$ *la greutatea* G_i.

Forţele care se dezvoltă la baza fiecărei fâşii se determină în acelaşi mod ca şi la verificarea digului în uscat ($T_{i(+)}$, $T_{i(-)}$, F_i, C_i).

Factorul de stabilitate, F_s, exprimat tot ca raportul între momentul de stabilitate, M_s, şi momentul de răsturnare, M_r, se determină conform relaţiei:

$$F'_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum\left(F_i + C_i + T_{i(+)}\right)}{\sum T_{i(-)} + \frac{R_J}{R} J} = \frac{R\left[\sum\left(G_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)\right]}{R\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)} + R_J \cdot J} =$$

$$= \frac{\sum\left(G_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)} + \frac{R_J}{R} J} \qquad (I.17)$$

unde:

$R_J = \overline{Q_1 O_1}$

Coeficientul de siguranţă F_s trebuie să îndeplinească condiţia:

$$F'_s \geq F'_{s\,adm} \qquad (I.18)$$

unde:

$F'_{s\,adm} = 1{,}3$.

4. Se reface calculul pentru încă cel puţin două suprafeţe de cedare astfel încât să se poată trasa graficul de variaţie a factorului de stabilitate, F'_s, şi să se poată determina valoarea minimă a acestuia (a se vedea verificarea stabilităţii digului în uscat). Valoarea minimă, F'_s

min, trebuie să îndeplinească condiția I.18. În caz contrar se vor lua măsuri de îmbunătățire a stabilității digului de pământ.

Obs: Calculul coeficientului de siguranță, F'_s, corespunzător unei suprafețe de cedare poate fi de asemenea organizat sub formă tabelară (a se vedea tabelul I.2).

II. PROIECTAREA UNUI ZID DE SPRIJIN

Considerații generale

Zidurile de sprijin reprezintă construcții cu caracter definitiv utilizate pe traseele drumurilor si căilor ferate în zonele de deal și de munte, în lungul canalelor navigabile și bazinelor portuare, la diferite lucrări subterane, etc.

Zidurile de sprijin au ca scop principal susținerea pământului din amonte, asigurând astfel trecerea pe distanță minimă între două cote, atunci când nu există spațiu pentru asigurarea unei treceri taluzate.

Pe lângă aceasta, zidurile de sprijin asigură, după caz, protecția împotriva eroziunii, degradărilor din înghet, etc.

Zidurile de sprijin pot fi de diferite tipuri:

-ziduri de sprijin de greutate;
-ziduri de sprijin tip cornier;
-ziduri de sprijin din elemente prefabricate, gabioane, căsoaie;
-masive de pământ armat, etc.

În cadrul acestei teme se cere proiectarea unui zid de sprijin în varianta zid de sprijin de tip cornier din beton armat.

Zidul de sprijin este necesar pentru realizarea unei platforme supraînălțate. Se consideră că suprafața terenului este orizontală iar pământul din spatele zidului este nisip.
În anexa A2 este prezentat un model de calcul pentru un astfel de zid.

Etapele realizării proiectului

Proiectarea zidului de sprijin cuprinde următoarele etape:

- predimensionarea zidului de sprijin (determinarea dimensiunilor secțiunii transversale);
- calculul împingerii active a pământului în ipoteza 1;
- calculul împingerii active a pământului în ipoteza 2;
- determinarea grafică a împingerii active a pământului prin metoda Culmann;
- armarea zidului de sprijin.

II.1 PREDIMENSIONAREA ZIDULUI DE SPRIJIN (DETERMINAREA DIMENSIUNILOR SECȚIUNII TRANSVERSALE)

Elementele secțiunii transversale sunt determinate în funcție de înălțimea totală h a zidului conform notațiilor prezentate în figura II.1.

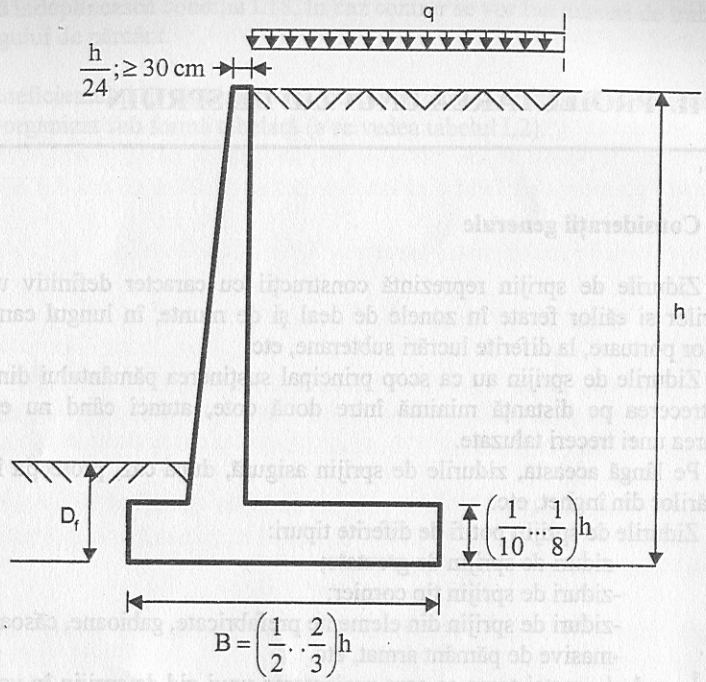


Figura II.1

Notă: *Dimensiunile secţiunii transversale se rotunjesc superior la multiplu de 5 cm.*

II.2.CALCULUL ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI ÎN IPOTEZA 1

Această metodă presupune următoarele ipoteze:

- planul de rupere este vertical, prismul de pământ ce reazemă direct pe talpa zidului deplasându-se solidar cu zidul;
- nu se mobilizează frecare pe planul de rupere.

Împingerea activă a unui masiv necoeziv se poate calcula conform schemei prezentată în figura II.2.
Valoarea împingerii totale, P_a, se calculează conform relaţiei:

$$P_a=P_\gamma+P_q \qquad \text{(II.1)}$$

în care:

P_γ-împingerea activă datorată presiunii geologice;
P_q-împingerea activă datorată suprasarcinii.

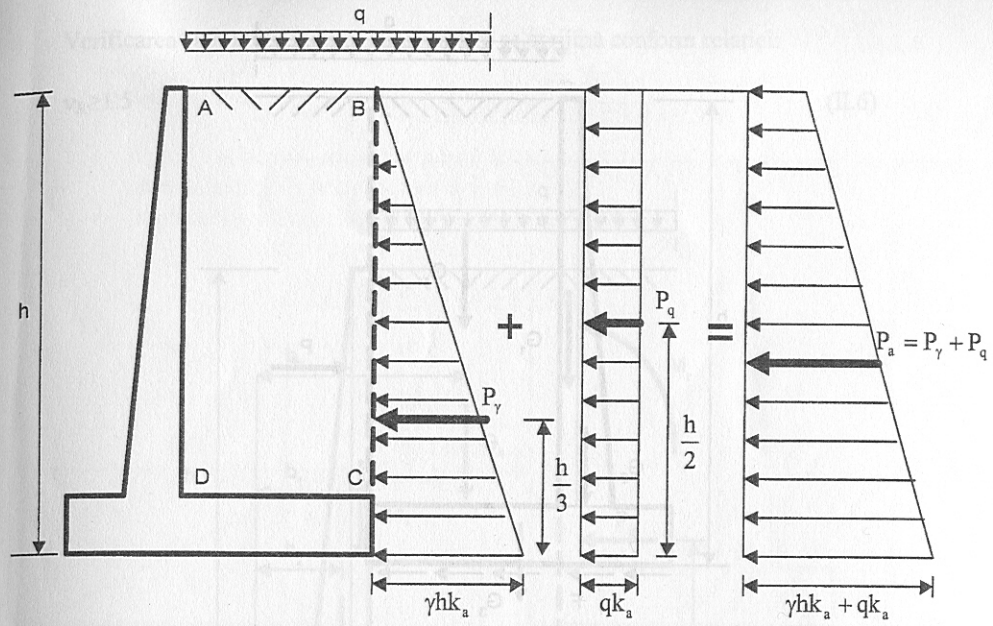


Figura II.2.

Rezultă :

$$P_a=k_a\gamma h^2/2+qhk_a \qquad \text{(II.2)}$$

în care:

$k_a=tg^2(45^\circ-\phi/2)$;k_a reprezintă coeficientul împingerii active.

Obs. *Calculele se fac pentru un metru liniar de zid.*

II.2.1. Verificarea zidului la alunecare pe talpă (fig. II.3.)

Coeficientul de siguranţă la alunecare se determină cu relaţia:

$$\nu_L=\frac{F}{L}=\frac{f\cdot N}{P_a}=\frac{f\left(\sum_1^4 G_i\right)}{P_a} \qquad \text{(II.3)}$$

în care N şi P_a sunt rezultantele forţelor verticale, respectiv orizontale care acţionează asupra tălpii zidului, iar f este coeficientul de frecare dintre talpa zidului şi terenul de fundare.

Obs : *În G_4 trebuie inclus şi efectul suprasarcinii q care acţionează pe suprafaţa* $\overline{AB}\cdot 1$.

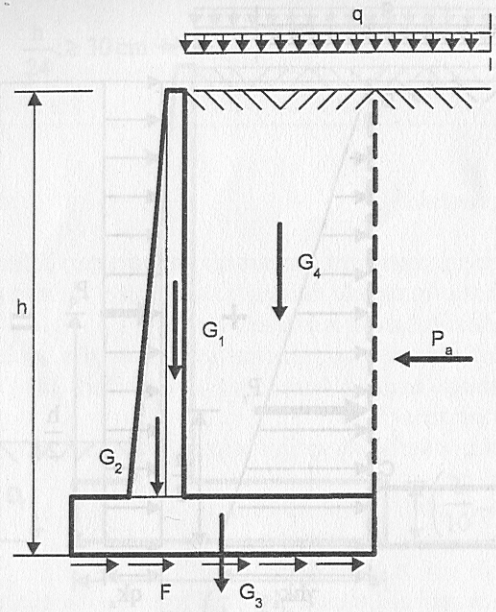


Figura II.3.

Verificarea stabilității zidului la alunecare pe talpă se exprimă conform relației:

$$\nu_L \geq 1.3 \qquad \text{(II.4)}$$

Din considerente economice, valoarea ν_L se plafonează superior la valoarea 1.4, cu condiția ca toate celelalte verificări să fie îndeplinite.

II.2.2. Verificarea stabilității zidului la răsturnare (fig. II.4)

Sub acțiunea împingerii active P_a cunoscută ca punct de aplicare, mărime și direcție, zidul se poate roti în jurul punctului M.

După cum se poate observa din fig. II.4 momentul de răsturnare este dat de împingerea activă P_a iar momentul de stabilitate de greutatea zidului ($G_1..G_4$).

Coeficientul de siguranță la răsturnare se determină cu relația:

$$\nu_R = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum G_i \cdot b_i}{P_a \cdot b_a} \qquad \text{(II.5)}$$

în care:

M_s-momentul de stabilitate corespunzător tuturor forțelor care se opun tendinței de răsturnare a zidului prin raport cu punctul M;

M_r-momentul de răsturnare corespunzător forței P_a ;

b_i-distanța dintre punctul M și dreapta suport a greutății G_i;

b_a- distanța dintre punctul M și dreapta suport a împingerii active P_a.

Verificarea stabilității zidului la răsturnare se sprijină conform relației:

$$\nu_R \geq 1.5 \qquad \text{(II.6)}$$

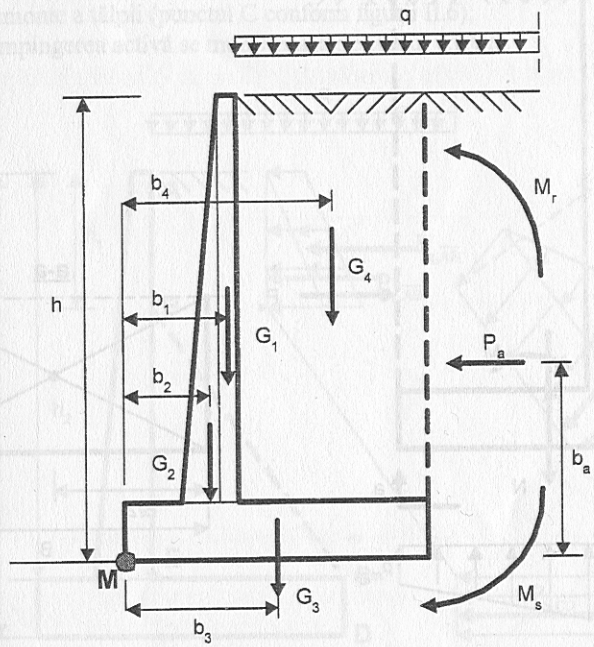


Figura II.4

II.2.3. Verificarea presiunilor pe teren (fig. II.5a)

Acțiunea compusă a forțelor care acționează asupra zidului se transmite către terenul de fundare prin intermediul tălpii acestuia.

Se face reducerea tuturor forțelor în raport cu centrul de greutate al tălpii (fig. II.5b).

Admițând o distribuție liniară a presiunilor pe teren, valorile extreme ale acestora sunt date de relația :

$$p_{min}^{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad [kN/m^2] \qquad \text{(II.7)}$$

în care:

N-rezultanta forțelor verticale;

M-momentul tuturor forțelor în raport cu mijlocul tălpii;

A-aria suprafeței de rezemare a zidului pe teren; $A = B \cdot 1$ (m^2).

W-modulul de rezistenţă; $W = \frac{B^2 \cdot 1}{6}$ (m^3)

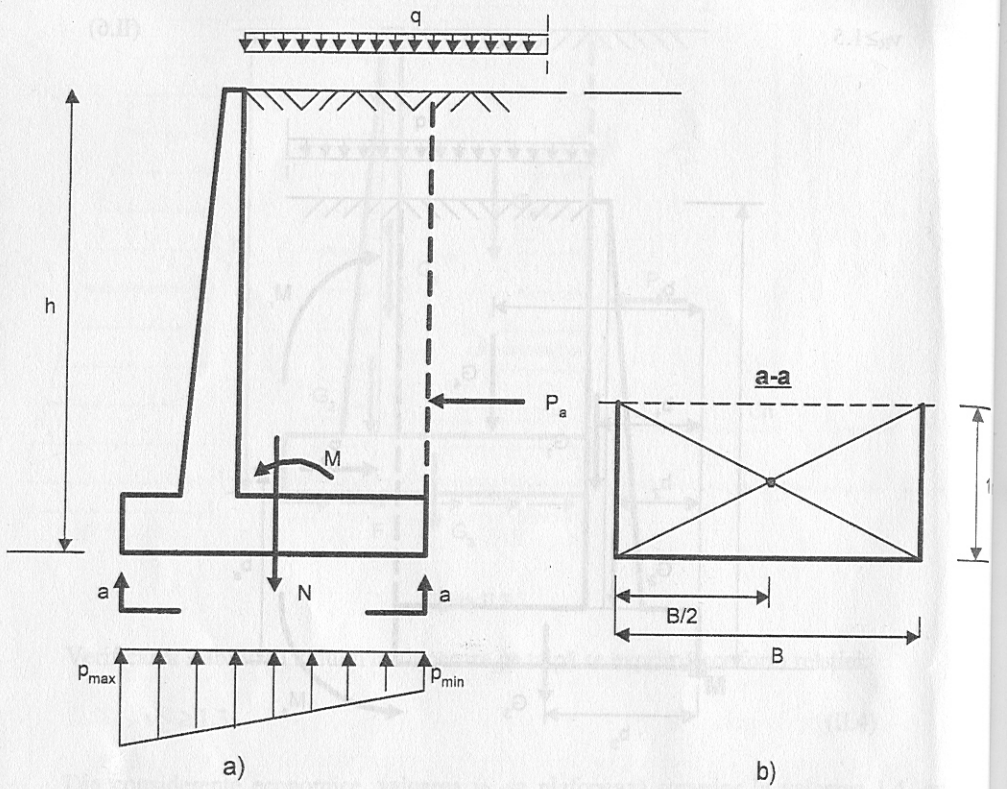


Figura II.5

Presiunile calculate conform relaţiei II.7 trebuie să satisfacă simultan condiţiile:

$$p_{med} = \frac{p_{min} + p_{max}}{2} \le p_{conv}$$

$p_{max} \le 1.2 p_{conv}$ pentru încărcări din grupari fundamentale
$p_{max} \le 1.4 p_{conv}$ pentru încărcări din grupari speciale
$p_{min} \ge 0$

în care:

p_{conv} este presiunea convenţională determinată conform §III.2.2.1.

II.3.CALCULUL ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI ÎN IPOTEZA 2

Această metodă presupune următoarele ipoteze:

- planul de rupere ce se formează în masivul de pământ trece prin extremitatea amonte a tălpii (punctul C conform figurii II.6);
- împingerea activă se mobilizează pe planul ABCD.

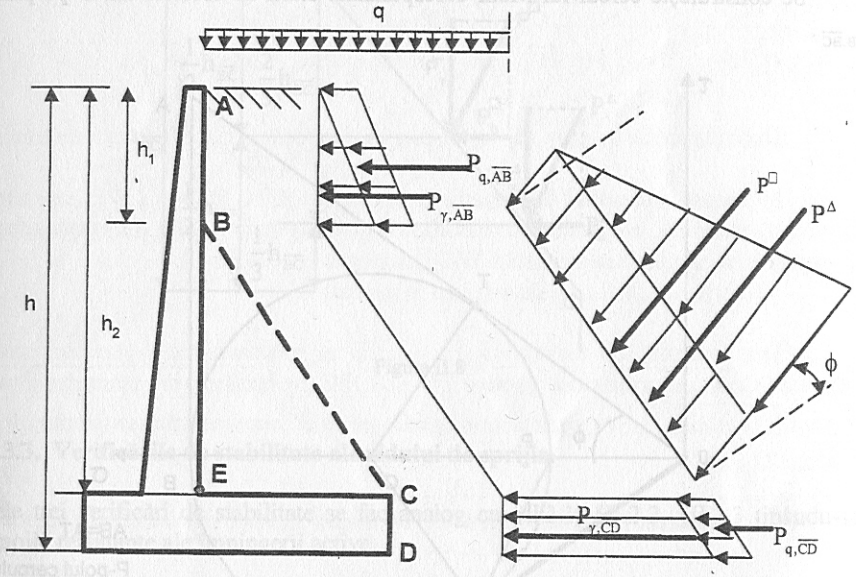


Figura II.6

II.3.1. Determinarea împingerii active pe planele verticale

Se calculează eforturile unitare normale verticale, σ_1, şi orizontale, σ_3, datorate atât greutăţii proprii a pământului, γ, cât şi suprasarcinii, q, pe cele două plane verticale, $\overline{AB}$ şi respectiv $\overline{CD}$.

Punct	$\sigma_{1\gamma}$	$\sigma_{3\gamma}$	σ_{1q}	σ_{3q}	σ_1	σ_3
A	0	0	q	qk_a	q	qk_a
B	γh_1	$\gamma h_1 k_a$	q	qk_a	γh_1+q	$\gamma h_1 k_a+ qk_a$
C	γh_2	$\gamma h_2 k_a$	q	qk_a	γh_2+q	$\gamma h_2 k_a+ qk_a$
D	γh	$\gamma h k_a$	q	qk_a	$\gamma h+q$	$\gamma h k_a+ qk_a$

Cu aceste valori calculate ale eforturilor se determină rezultantele împingerilor $P_{q,\overline{AB}}$, $P_{\gamma,\overline{AB}}$, $P_{q,\overline{CD}}$, $P_{\gamma,\overline{CD}}$, obţinând:

$$P_{q,\overline{AB}} = qh_1k_a\,;\; P_{q,\overline{CD}} = q(h-h_2)k_a$$

$P_{\gamma,\overline{AB}} = 0.5\gamma h_1^2 k_a$; $P_{\gamma,\overline{CD}} = 0.5\gamma(h-h_2)^2 k_a$

II.3.2. Determinarea împingerii active pe planul de rupere înclinat

Determinarea $p_{B,\overline{BC}}$ (fig. II.7)

Se construieşte cercul lui Mohr corespunzător stării de eforturi din B pe planul BC, $\sigma_{1B,\overline{BC}}$.

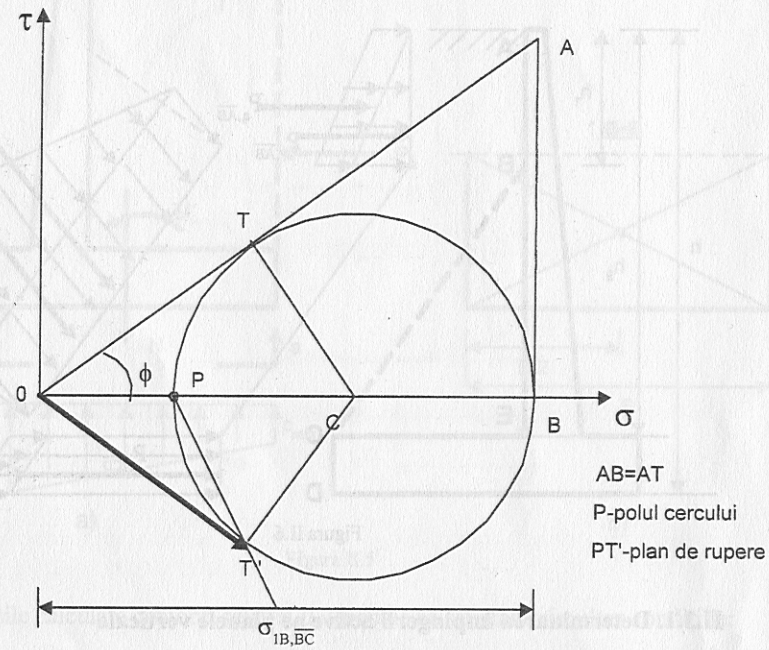


Figura II.7

Vectorul OT' reprezintă efortul total în punctul B pe planul BC, $p_{B,\overline{BC}}$.

Determinarea $p_{C,\overline{BC}}$ (fig. II.7)

Se construieşte cercul lui Mohr corespunzător stării de eforturi din C pe planul BC, $\sigma_{1C,\overline{BC}}$.

Analog, vectorul OT' reprezintă efortul total în punctul C pe planul BC, $p_{C,\overline{BC}}$.

Notă: *Construcţiile grafice se vor realiza pe hârtie milimetrică, reprezentându-se efortul unitar principal,* σ_1, *la o scara convenabil aleasă.*

Diagrama de presiuni pe planul BC poate fi descompusă intr-o diagramă de formă paralelipipedică si o diagramă de formă traiunghiulară.

Se calculeză rezultantele corespunzătoare celor două diagrame de presiuni, $P^{\square}$ şi P^{Δ}.

Se descompun aceste rezultante după doua direcţii; orizontală şi verticală (fig. II.8).

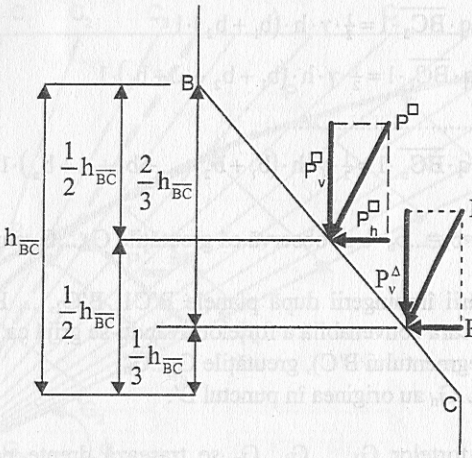


Figura II.8

II.3.3. Verificările de stabilitate ale zidului de sprijin

Cele trei verificări de stabilitate se fac analog cu §II.2.1, §II.2.2, §II.2.3 ţinându-se seama de noile rezultante ale împingerii active.

II.4. DETERMINAREA GRAFICĂ A ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI PRIN METODA CULMANN

Metoda grafică elaborată de Culmann are la bază teoria lui Coulomb.

Epura Culmann se aplică în cazul ipotezei 1 de calcul a împingerii active a pământului.

Pentru construirea epurei Culmann se reprezintă, la scară, planul vertical BB′ de lungime h pe care se consideră că se exercită împingerea (fig. II.9).

Din punctul B′ de la baza zidului se trasează dreapta de referinţă B′C, înclinată cu unghiul ϕ faţă de orizontală, până ce întâlneşte în C linia terenului natural.

Se trasează apoi, tot din B′, dreapta de orientare, înclinată cu unghiul ψ=θ-δ faţă de dreapta de referinţă. Unghiul de frecare între zid şi umplutură se recomandă a se lua δ=(1/3..1/2)ϕ.

Pe linia terenului natural se stabilesc punctele C_1, C_2,..., la distanţe de preferinţă egale(pentru uşurinţa calculelor ulterioare), distanţe egale aproximativ cu a zecea parte din înălţimea zidului. Unind aceste puncte cu punctul B′ se definesc planele posibile de cedare, $B'C_1$,... $B'C_i$, ...şi corespunzător acestora prismele de cedare, B $B'C_1$,...B $B'C_i$,....

Se calculează apoi greutăţile prismelor astfel obţinute, ţinându-se seama şi de prezenţa suprasarcinii q, dacă este cazul:

$$G_1 = A_{BB'C_1} \cdot 1 \cdot \gamma + q \cdot \overline{BC_1} \cdot 1 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b_1 \cdot 1$$

$$G_2 = A_{BB'C_2} \cdot 1 \cdot \gamma + q \cdot \overline{BC_2} \cdot 1 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot (b_1 + b_2) \cdot 1$$

$$G_i = A_{BB'C_3} \cdot 1 \cdot \gamma + q \cdot \overline{BC_i} \cdot 1 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot (b_1 + b_2 + \ldots + b_i) \cdot 1$$

.....

$$G_n = A_{BB'C_n} \cdot 1 \cdot \gamma + q \cdot \overline{BC_n} \cdot 1 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot (b_1 + b_2 + \ldots + b_i + \ldots + b_n) \cdot 1$$

Dacă distanţele $b_1=b_2=\ldots b_n=b$ se observă că greutăţile $G_2,\ldots G_n$ sunt multiplu de G_1.

În vederea calculării împingerii după planele B'C1, $B'C_2$, .., $B'C_n$, se reprezintă pe dreapta de referinţă, la o scară convenabilă a forţelor(avându-se grijă ca reprezentând G_n să nu se depăşească lungimea segmentului B'C), greutăţile $G_1 \ldots G_n$.

Vectorii $G_1, \ldots G_i, \ldots G_n$ au originea în punctul B'.

Din extremităţile forţelor G_1, $\ldots G_i, \ldots G_n$ se trasează drepte paralele cu dreapta de orientare până intersectează planele $B'C_1, \ldots B'C_n$, obţinându-se punctele $P_1, \ldots P_i, \ldots P_n$. Vectorii $\overline{G_1P_1}, \ldots \overline{G_nP_n}$, reprezintă împingerile pe B B' corespunzătoare planurilor de cedare $B'C_1$, $B'C_2, \ldots B'C_n$.

Împingerea activă, P_a, reprezintă cea mai mare forţă P ce se exercită pe planul vertical B'B.

Curba de variaţie a forţelor $\vec{P_1}, \ldots \vec{P_i}, \ldots \vec{P_n}$ se obţine unind punctele $P_1, \ldots P_i \ldots P_n$.

După obţinerea curbei se trasează o paralelă la dreapta de referinţă, dreaptă care să fie tangentă la curbă. Unind punctul de tangenţă cu punctul B' se obţine planul de cedare căruia în corespunde împingerea activă, P_a. Vectorul P_a se determină ducând prin punctul de tangenţă o dreaptă paralelă la dreapta de orientare, până ce aceasta intersectează dreapta de referinţă. Valoarea împingerii active P_a, se obţine prin măsurarea pe epură a vectorului P_a şi transformarea mărimii obţinute în forţă utilizând scara de reprezentare a forţelor.

Notă: *Reprezentarea epurei Culmann se face de preferinţă pe hârtie milimetrică la o scară convenabilă a lungimilor şi a forţelor.*

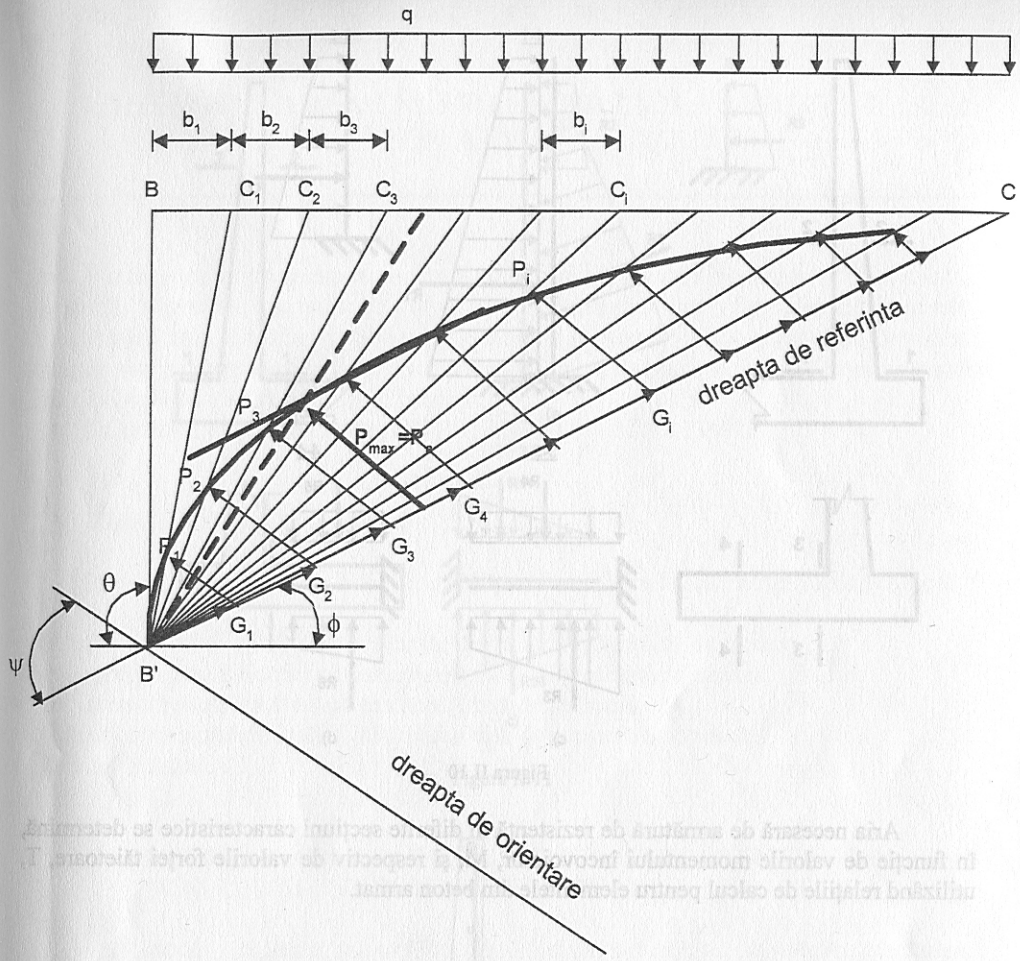


Figura II.9

II.V PRINCIPII GENERALE PRIVIND ARMAREA ZIDULUI DE SPRIJIN DE TIP CORNIER

II.V.1. Dimensionarea armăturilor de rezistenţă

În figurile II.10 şi II.10 se prezintă schemele de încărcare corespunzătoare ipotezelor de calcul 1 respectiv 2 pe baza cărora se determină momentul încovoietor, M, şi forţa tăietoare, T, în diferite secţiuni caracteristice.

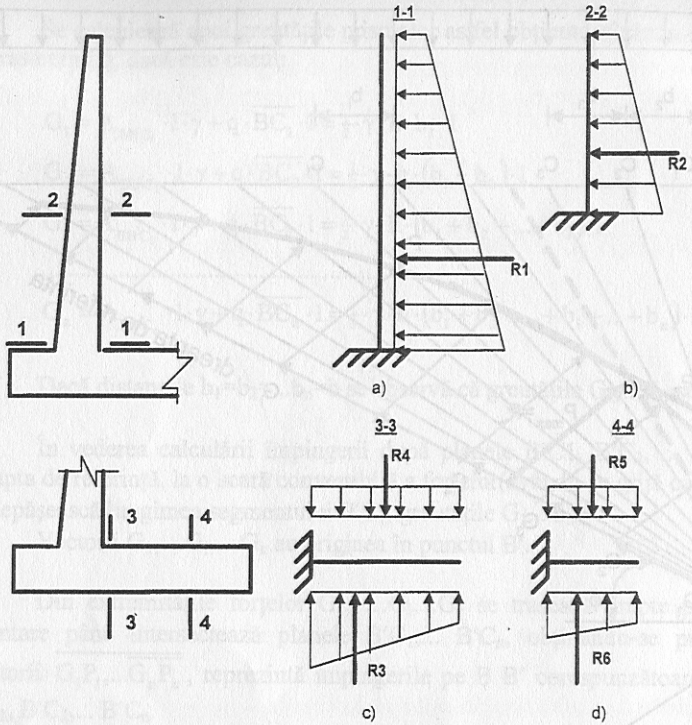


Figura II.10

Aria necesară de armătură de rezistenţă în diferite secţiuni caracteristice se determină, în funcţie de valorile momentului încovoietor, M, şi respectiv de valorile forţei tăietoare, T, utilizând relaţiile de calcul pentru elementele din beton armat.

II.V.2. Criterii constructive

- procentul minim pentru armătura de rezistenţă este de 0.05%;
- barele de rezistenţă au diametrul minim de 10 mm şi se dispun la distanţe interax de 10-20 cm;
- armătura de repartiţie ce se dispune în lungul zidului este de minim $\phi 8/20$.

În figura II.12 se prezintă o secţiune transversală printr-un zid de sprijin de tip cornier din beton armat şi schema generală de dispunere a armăturilor de rezistenţă (barele aflate în planul secţiunii) şi de repartiţie.

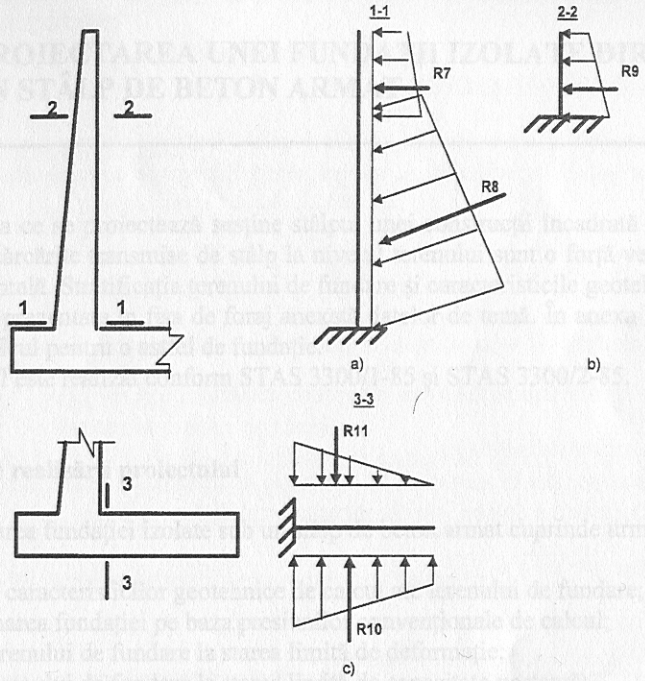


Figura II.11

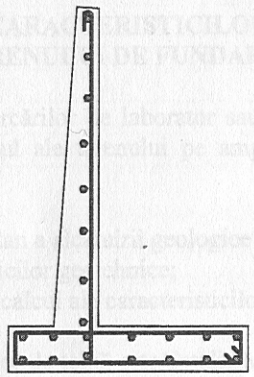


Figura II.12

III. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII IZOLATE DIRECTE SUB UN STÂLP DE BETON ARMAT

Fundația ce se proiectează susține stâlpul unei construcții încadrată în clasa a II-a de importanță. Încărcările transmise de stâlp la nivelul terenului sunt o forță verticală excentrică și o forță orizontală. Stratificația terenului de fundare și caracteristicile geotehnice ale stratelor geologice sunt prezentate în fișa de foraj anexată datelor de temă. În anexa B1 este prezentat un model de calcul pentru o astfel de fundație.

Calculul este realizat conform STAS 3300/1-85 și STAS 3300/2-85.

Etapele realizării proiectului

Proiectarea fundației izolate sub un stâlp de beton armat cuprinde următoarele etape:

- determinarea caracteristicilor geotehnice de calcul ale terenului de fundare;
- predimensionarea fundației pe baza presiunilor convenționale de calcul;
- verificarea terenului de fundare la starea limită de deformație;
- verificarea terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă;
- armarea fundației.

III.1. DETERMINAREA CARACTERISTICILOR GEOTEHNICE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE

Prelucrarea rezultatelor încercărilor de laborator sau in situ, în vederea determinării caracteristicilor geotehnice de calcul ale terenului pe amplasament, comportă două etape principale:

a - recunoașterea pe verticală și în plan a alcătuirii geologice (straturi, orizonturi, lentile, zone) în funcție de valorile caracteristicilor geotehnice;
b - stabilirea valorilor normate și de calcul ale caracteristicilor geotehnice.

În fișa de foraj anexată datelor de temă este detaliată stratificația terenului cu cotele și grosimile fiecărui strat, precum și cu o serie de valori ale caracteristicilor geotehnice necesare proiectării fundației. Pentru fiecare caracteristică sunt date mai multe valori în funcție de numărul de încercări efectuate pe diferite probe din acel strat. În vederea utilizării acestor valori în calcul trebuie realizată o prelucrare statistică a acestora pentru determinarea valorii normate, respectiv a valorii de calcul pentru fiecare caracteristică și respectiv pentru fiecare strat.

În cele ce urmează se consideră o prelucrare a caracteristicilor pentru un singur strat geologic. Parametrii geotehnici necesari pentru proiectarea fundației izolate de suprafață sunt:

indicele de consistenţă, I_c, indicele porilor, e, greutatea volumică a pământului în stare naturală, γ, modulul de deformaţie edometrică, M_{2-3}, unghiul de frecare interioară, ϕ şi coeziunea, c.

a. Determinarea valorilor normate

1. Eliminarea valorilor excesive din şirul valorilor fiecărei caracteristici geotehnice, prin excluderea acelor valori individuale, A_i, ale caracteristicii geotehnice pentru care nu se îndeplineşte condiţia:

$$\left|\overline{A} - A_i\right| < \nu\bar{s} \qquad \text{(III.1)}$$

în care:

A_i - valoarea numărul "i" a caracteristicii geotehnice A pentru stratul considerat;

$\overline{A} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} A_i$ - media aritmetică a valorilor individuale;

n - numărul valorilor individuale;

ν - coeficient statistic dat în tabelul III.1, în funcţie de numărul n de determinări;

$\bar{s}$ - estimaţia deplasată a abaterii medii pătratice, stabilită cu relaţia:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\overline{A} - A_i\right)^2} \qquad \text{(III.2)}$$

Tabelul III.1. Valorile coeficientului statistic ν

n	ν	n	ν	n	ν	n	ν	n	ν
6	2,07	13	2,56	20	2,78	27	2,91	34	3,01
7	2,18	14	2,60	21	2,80	28	2,93	35	3,02
8	2,27	15	2,64	22	2,82	29	2,94	36	3,03
9	2,35	16	2,67	23	2,84	30	2,96	37	3,04
10	2,41	17	2,70	24	2,86	31	2,97	38	3,05
11	2,47	18	2,73	25	2,88	32	2,98	39	3,06
12	2,52	19	2,75	26	2,90	33	3,00	40	3,07

2. Valorile normate ale tuturor caracteristicilor geotehnice, mai puţin a parametrilor rezistenţei la forfecare, ϕ şi **c**, se determină după îndepărtarea erorilor excesive ca medie aritmetică a valorilor din fişa de foraj:

$$A^n = \frac{1}{n'}\sum_{i=1}^{n'} A_i \qquad \text{(III.3)}$$

unde:

A^n - valoarea normată a caracteristicii;

A_i - valoarea individuală;

n` - numărul de valori individuale (cel puţin trei) rezultat după eliminarea valorilor eronate.

Valorile normate ale caracteristicilor geotehnice ϕ şi c se determină prin prelucrarea corelată a rezultatelor determinărilor de teren sau laborator. Pentru aceasta se trasează dreapta medie după cum urmează:

- pentru încercări în aparatul de forfecare directă:

$$\tau_f = \sigma \mathrm{tg}\phi^n + c^n \qquad \text{(III.4)}$$

prin metoda celor mai mici pătrate:

$$\mathrm{tg}\phi^n = \frac{n\sum\sigma_i\tau_i - \sum\sigma_i\sum\tau_i}{n\sum\sigma_i^2 - \left(\sum\sigma_i\right)^2} \qquad \text{(III.5)}$$

$$c^n = \frac{\sum\sigma_i^2\sum\tau_i - \sum\sigma_i\sum\sigma_i\tau_i}{n\sum\sigma_i^2 - \left(\sum\sigma_i\right)^2} \qquad \text{(III.6)}$$

în care:

ϕ^n - valoarea normată a unghiului de frecare interioară;

c^n - valoarea normată a coeziunii;

σ_i, τ_i - coordonatele unui punct în sistemul de axe, σ - τ, rezultate în urma unei încercări de forfecare "i";

n - numărul de determinări (minim 6).

- pentru încercări în aparatul de compresiune triaxială:

$$q = p\,\mathrm{tg}\psi^n + a^n \qquad \text{(III.7)}$$

prin metoda celor mai mici pătrate:

$$\mathrm{tg}\psi^n = \sin\phi^n = \frac{n\sum p_i q_i - \sum p_i\sum q_i}{n\sum p_i^2 - \left(\sum p_i\right)^2} \qquad \text{(III.8)}$$

$$a^n = c^n\cos\phi^n = \frac{\sum p_i^2\sum q_i - \sum p_i\sum p_i q_i}{n\sum p_i^2 - \left(\sum p_i\right)^2} \qquad \text{(III.9)}$$

în care:

$p_i = \frac{\left(\sigma_1^i + \sigma_3^i\right)}{2}$ şi $q_i = \frac{\left(\sigma_1^i - \sigma_3^i\right)}{2}$ sunt coordonatele unui punct în sistemul, p - q, rezultate în urma unei încercări în aparatul triaxial;

σ_1^i, σ_3^i - efortul unitar principal maxim şi minim pentru încercarea "i";

n - numărul de determinări (minim 6).

b. Determinarea valorilor de calcul

Valorile de calcul ale caracteristicilor geotehnice se obţin cu relaţia:

$$A = (1 \pm \rho)A^n \qquad \text{(III.10)}$$

în care:

A - valoarea de calcul a caracteristicii geotehnice respective;

A^n - valoarea normată a aceleiaşi caracteristici;

ρ - indicele de precizie al determinării valorii medii; semnul indicelui de

precizie se alege astfel încât să se realizeze o creştere a siguranţei.

Indicele de precizie se calculează:

- pentru caracteristicile corelate (ϕ, c, ψ, a) cu relaţia:

$$\rho = \frac{t_\alpha s}{A^n} \qquad \text{(III.11)}$$

- pentru caracteristicile prelucrate independent (γ) cu relaţia:

$$\rho = \frac{t_\alpha s}{\sqrt{n} A^n} \qquad \text{(III.12)}$$

în care:

t_α - coeficient statistic ce variază în funcţie de numărul de determinări n şi de nivelul de asigurare α (probabilitatea de încadrare a valorii de calcul în intervalul de siguranţă), conform tabelului III.2;

n - numărul de determinări;

s - abaterea medie pătratică daterminată cu relaţia:

- pentru tgϕ:

$$s_{tg\phi} = \sqrt{\frac{\sum\left(\sigma_i tg\phi^n + c^n - \tau_i\right)^2}{n-2} \frac{n}{n\sum\sigma_i^2 - \left(\sum\sigma_i\right)^2}}$$

- pentru tgψ:

$$s_{tg\psi} = \sqrt{\frac{\sum\left(p_i tg\psi^n + a^n - q_i\right)^2}{n-2} \frac{n}{n\sum p_i^2 - \left(\sum p_i\right)^2}}$$

- pentru c:

$$s_c = \sqrt{\frac{\sum\left(\sigma_i tg\phi^n + c^n - \tau_i\right)^2}{n-2} \frac{\sum\sigma_i^2}{n\sum\sigma_i^2 - \left(\sum\sigma_i\right)^2}}$$

- pentru a:

$$s_a = \sqrt{\frac{\sum\left(p_i tg\psi^n + a^n - q_i\right)^2}{n-2} \frac{\sum p_i^2}{n\sum p_i^2 - \left(\sum p_i\right)^2}}$$

- pentru γ:

$$s = \sqrt{\frac{\sum\left(A^n - A_i\right)^2}{n-1}}$$

Pentru toate celelalte caracteristici geotehnice se consideră:

$$\rho = 0;\ A = A^n$$

Nivelul de asigurare se consideră:

- α = 0,85 pentru verificarea la starea limită de deformaţie;
- α = 0,95 pentru verificarea la starea limită de capacitate portantă.

Obs: Caracteristicile geotehnice calculate pentru un nivel de asigurare α = 0,95 se notează cu asterix (ϕ^*, c^*, etc).

Tabelul III.2. Valorile coeficientului statistic t_α

(n-2) pentru (ϕ, c, ψ, a) (n-1) pentru γ	nivelul de asigurare, α		
	0,85	0,90	0,95
	coeficientul statistic, t_α		
2	1,34	1,89	2,92
3	1,25	1,66	2,35
4	1,19	1,53	2,13
5	1,16	1,48	2,01
6	1,13	1,44	1,94
7	1,12	1,41	1,90
8	1,11	1,40	1,86
9	1,10	1,38	1,83
10	1,10	1,37	1,81
11	1,09	1,36	1,80
12	1,08	1,36	1,78
13	1,08	1,35	1,77
14	1,08	1,34	1,76
15	1,07	1,34	1,75

III.2. PREDIMENSIONAREA FUNDAŢIEI PE BAZA PRESIUNILOR CONVENŢIONALE DE CALCUL

III.2.1. Stabilirea adâncimii de fundare

Adâncimea minimă de fundare, D_f, se stabileşte conform tabelului III.3, (normativul P 10 - 86).

Pentru cazul practic propus de tema de proiect (fundaţie izolată sub un stâlp din beton armat) se iau în considerare două criterii în ceea ce priveşte stabilirea adâncimii minime de fundare:

a - adâncimea de îngheţ, H_i:

$D_f = H_i + 0{,}10 \ldots 0{,}30$ m

H_i - nivelul cel mai coborât al izotermei de 0° (conform STAS 6054-77).

b - condiţiile geologice şi hidrogeologice:

- ori de câte ori este posibil, se evită fundarea sub nivelul apei subterane, legată de dificultăţi la execuţie şi în exploatare;

- talpa fundaţiei trebuie coborâtă până la stratul capabil sa preia solicitările, numit *strat bun de fundare*. Fie adâncimea acestui strat notată cu H_{TF}.

$D_f = H_{TF} + 0{,}30 \ldots 0{,}50$ m

Adâncimea minimă de fundare va fi dată de valoarea maximă rezultată în cele două criterii, a şi b:

$$D_f^{min} = \max(D_f^{(a)}, D_f^{(b)})$$

Tabelul III.3. Stabilirea adâncimii minime de fundare

Terenul de fundaţie	H_i, (cm) adâncimea de îngheţ conform STAS 6654-77	H, (m) adâncimea apei subterane faţă de cota terenului	adâncimea minimă de fundare, (cm) terenuri supuse acţiunii îngheţului (în spaţii reci şi neîncălzite) construcţii definitive	provizorii	terenuri ferite de acţiunea îngheţului (spaţii calde sau încălzite) construcţii fără subsol	cu subsol
Roci stâncoase	oricare	oricare	30…40	20	20	20
Pietrişuri curate, balast, cuarţ, nisipuri mari şi mijlocii curate, necoezive	oricare	H ≥ 2,00	H_i	40	40	40
	oricare	H < 2,00	H_i + 10	50	40	40
Pietriş sau balast cu liant argilos, nisip argilos, argilă grasă	H_i ≤ 70	H ≥ 2,00	80	70	50	40
		H < 2,00	90	80	50	40
	H_i > 70	H ≥ 2,00	H_i + 10	80	50	40
		H < 2,00	H_i + 20	80	50	40
Nisip fin prăfos, praf argilos, argilă prăfoasă şi nisipoasă, mâl, nămol	H_i ≤ 70	H ≥ 2,50	80	70	50	40
		H < 2,50	90	80	50	40
	H_i > 70	H ≥ 2,50	H_i + 10	80	50	40
		H < 2,50	H_i + 20	90	50	40

III.2.2. Stabilirea dimensiunilor bazei fundaţiei izolate

Dimensiunile în plan (lungimea, L şi lăţimea, B) ale tălpii fundaţiei se predimensionează pe baza condiţiei ca presiunea efectivă dezvoltată sub talpa fundaţiei să nu depăşească presiunea convenţională corespunzătoare stratului de fundare. Se consideră următoarele încărcări de calcul transmise la nivelul terenului de către structură (stâlp):

- forţa verticală:
  - P_f - în gruparea fundamentală;
  - P_s - în gruparea specială;
- forţa orizontală:
  - H_f - în gruparea fundamentală;
  - H_s - în gruparea specială;

- moment (produs de excentricitatea forţei verticale):
  - M_f - în gruparea fundamentală;
  - M_s - în gruparea specială.

Condiţiile de determinare a dimensiunilor L şi B sunt:

$$p_{ef\,med} \le p_{conv} \qquad \text{(III.13`)}$$

$$p_{ef\,max}^{(1)} \le 1{,}2\, p_{conv}\,;\; p_{ef\,max}^{(2)} \le 1{,}4\, p_{conv} \qquad \text{(III.13``)}$$

$$p_{ef\,min} \ge 0 \qquad \text{(III.13```)}$$

în care:

p_{ef} - presiunea efectivă dezvoltată sub talpa fundaţiei (în valoare medie, maximă şi minimă):

- $p_{ef\,med}$ = presiunea efectivă medie;
- $p_{ef\,min}$ = presiunea efectivă minimă;
- $p_{ef\,max}^{(1)}$ = presiunea efectivă maximă (când forţa exterioară P_f este excentrică după o direcţie);
- $p_{ef\,max}^{(2)}$ = presiunea efectivă maximă (când forţa exterioară P_f este excentrică după două direcţii).

γ_{med} - greutatea volumică medie a betonului din fundaţie şi a pământului care sprijină pe fundaţie; la acest stadiu de predimensionare se poate considera o valoare aproximativă a lui $\gamma_{med} = 20$ kN/m^3;

$W = \dfrac{BL^2}{6}$ - modulul de rezistenţă al tălpii fundaţiei;

p_{conv} - presiunea convenţională a terenului în valoare corectată cu adâncimea de fundare şi cu lăţimea fundaţiei, determinată conform STAS 3300/2-85.

Obs: Între laturile L şi B ale fundaţiei se va considera un raport $\dfrac{L}{B} = 1{,}1 \ldots 1{,}5$ în funcţie de mărimea excentricităţii forţei verticale; valorile mai mari sunt necesare în cazul transmiterii unor momente importante.

Notă: *Dimensiunile* L *şi* B *obţinute se rotunjesc superior la multiplu de 5 cm (beton armat) sau 10 cm (beton simplu).*

III.2.2.1. Stabilirea presiunii convenţionale de calcul

Presiunea convenţională de calcul este stabilită în funcţie de granulozitate, umiditate şi gradul de îndesare în cazul pământurilor necoezive şi în funcţie de plasticitate, porozitate şi consistenţă în cazul pământurilor coezive. Tabelul III.4 prezintă valorile de bază ale presiunii convenţionale:

Tabelul III.4. Valorile de bază ale presiunii convenţionale

a - pământuri necoezive

Denumirea pământului		îndesate	îndesare medie
		$\bar{p}_{conv}$ (kPa)	
Nisip mare		700	600
Nisip mijlociu		600	500
Nisip fin	uscat sau umed	500	350
	foarte umed sau saturat	350	250
Nisip fin prăfos	uscat	350	300
	umed	250	200
	foarte umed sau saturat	200	150

b - pământuri coezive

Denumirea pământului	$\bar{p}_{conv}$ (kPa)		
	indicele porilor, e	consistenţa	
		$I_C = 0,5$	$I_C = 1,0$
Cu plasticitate redusă ($I_P \leq 10\%$) nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
	0,7	275	300
Cu plasticitate mijlocie ($10\% < I_P \leq 20\%$): nisip argilos, praf nisipos argilos, praf argilos, argilă prăfoasă nisipoasă, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,5	300	350
	0,7	275	300
	1,0	200	250
Cu plasticitate mare şi foarte mare ($I_P > 20\%$): argilă nisipoasă, argilă prăfoasă, argilă, argilă grasă	0,5	550	650
	0,6	450	525
	0,8	300	350
	1,1	225	300

Obs: După precizarea adâncimii de fundare, D_f, şi respectiv a stratului de fundare, valoarea de bază a presiunii convenţionale pentru acel strat se determină prin interpolări liniare între valorile tabelului III.4.

Valorile de bază din tabelul III.4 corespund cu presiunile convenţionale pentru fundaţii având adâncimea de fundare faţă de nivelul terenului $D_f = 2.0$ m şi o lăţime a tălpii B = 1.0 m. Pentru alte adâncimi de fundare sau alte lăţimi ale tălpii, presiunea convenţională de bază va fi corectată după cum urmează:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_D + C_B \qquad \text{(III.14)}$$

unde:

C_D - corecţia cu adâncimea de fundare;
C_B - corecţia cu lăţimea fundaţiei.

a - *Corecţia lui* $\bar{p}_{conv}$ *cu adâncimea de fundare* D_f

- pentru $D_f < 2,0$ m

$$C_D = \bar{p}_{conv} \frac{D_f - 2}{4} \text{ kPa}$$

- pentru $D_f > 2,0$ m

$$C_D = K_2 \bar{\gamma} (D_f - 2) \text{ kPa}$$

în care:

K_2 - coeficient conform tabelului III.5;
$\bar{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundaţiei (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), kN/m^3.

Tabelul III.5. Valorile coeficientului K_2

Denumirea pământurilor	K_2
Pământuri necoezive, cu excepţia nisipurilor prăfoase	2,5
Nisipuri prăfoase şi pământuri coezive cu plasticitate redusă şi mijlocie	2,0
Pământuri coezive cu plasticitate mare şi foarte mare	1,5

b - *Corecţia lui* $\bar{p}_{conv}$ *cu lăţimea fundaţiei* B

- pentru $B \leq 5,0$ m

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1 (B - 1) \text{ kPa}$$

în care:

K_1 - coeficient care este:
= 0,10 - pentru pământuri necoezive (cu excepţia nisipurilor prăfoase);
= 0,05 - pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive.

- pentru $B > 5,0$ m

$C_B = 0,4\,\bar{p}_{conv}$ pentru pământuri necoezive (cu excepţia nisipurilor prăfoase);
$C_B = 0,2\,\bar{p}_{conv}$ pentru nisipuri prăfoase şi pământuri coezive.

Notă: *În ceea ce priveşte stabilirea corecţiei cu lăţimea fundaţiei pentru presiunea convenţională, se va porni de la o valoare* B *rezultată dintr-un calcul preliminar. Dacă în final valoarea definitivă a lui* B *nu diferă cu mai mult de 0,5 m faţă de valoarea considerată iniţial, atunci corecţia şi implicit valoarea lui* p_{conv} *nu se mai schimbă.*

III.2.3. Stabilirea dimensiunilor pe verticală a fundaţiei izolate

După stabilirea dimensiunilor bazei (tălpii) fundaţiei este necesar să se determine celelalte elemente geometrice ale fundaţiei (normativ P10-86).

În cadrul temei se va alege una din următoarele variante de proiectare:
- fundaţie din beton simplu cu cuzinet din beton armat;

- fundaţie elastică din beton armat.

Notă: *Dimensiunile stâlpului,* l_s *şi* b_s, *sunt considerate stabilite şi cunoscute din calculul structurii.*

III.2.3.1. Fundaţie din beton simplu cu cuzinet din beton armat

Fundaţiile de acest tip sunt alcătuite dintr-un bloc de beton simplu, pe care stâlpul reazemă prin intermediul unui cuzinet de beton armat (fig. III.1).

Blocul din beton simplu este alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să se asigure o repartiţie corespunzătoare a presiunilor pe talpa fundaţiei.

Cuzinetul are o formă prismatică, cu dimensiunile în plan, l_c, şi respectiv, b_c, şi cu înălţimea, h.

Latura mare, l_c, a cuzinetului trebuie să satisfacă următoarele valori ale raportului l_c / L:

$$\frac{l_c}{L} = 0{,}55 \ldots 0{,}65$$

dacă blocul din beton simplu are o singură treaptă, şi

$$\frac{l_c}{L} = 0{,}40 \ldots 0{,}50$$

dacă blocul din beton simplu are 2 sau 3 trepte.

Pentru determinarea celeilalte dimensiuni în plan a cuzinetului, b_c, se va considera un raport între laturile cuzinetului aproximativ egal cu raportul L/B:

$$\frac{l_c}{b_c} \cong \frac{L}{B}$$

Înălţimea, h, a cuzinetului trebuie să satisfacă simultan următoarele condiţii:

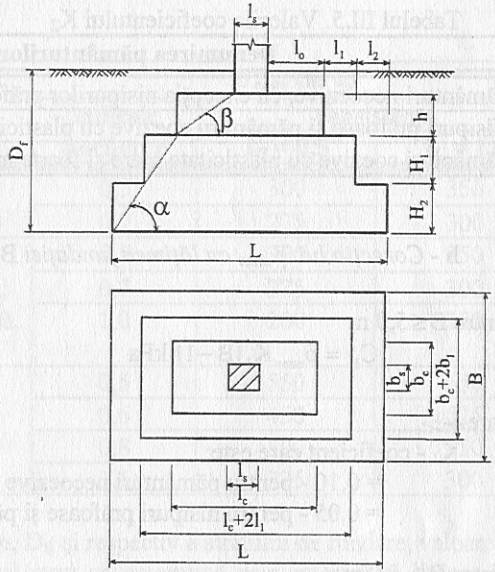


Figura III.1.

$$h \geq 30\ \text{cm}; \quad tg\beta = \frac{h}{l_o} > \frac{2}{3}; \quad \frac{h}{l_c} \geq 0.25$$

unde s-au avut în vedere notaţiile din figura III.1.

Notă: *Dacă valoarea h se alege astfel încât* $tg\beta \geq 1$ *nu mai este necesară verificarea la forţă tăietoare.*

Înălţimea totală, H, a blocului de beton simplu se determină din condiţia :

$$tg\alpha_{ef} \geq tg\alpha_{min}$$

unde: $tg\alpha_{ef} = \dfrac{H}{\dfrac{L - l_c}{2}}$; $tg\alpha_{min}$ din tabelul III.6.

Din condiţii constructive, înălţimea totală, H, a blocului de beton simplu este de cel puţin 40 cm dacă blocul are o singură treaptă. Dacă blocul este format din 2 sau 3 trepte, înălţimile H_1 ... H_3 ale fiecărei trepte sunt de cel puţin 30 cm. Înălţimea fiecărei trepte rezultă din respectarea condiţiei $tg\alpha_{ef} \geq tg\alpha_{min}$ scrisă în funcţie de înălţimile H_1, H_2... şi lungimile în consolă l_1, l_2... corespunzătoare.

Tabelul III.6. Valorile raportului tgα

Presiunea maximă pe teren, kPa	Valorile minime ale tg pentru beton de clasa:		
	Bc 3.5	Bc 5	Bc 7.5
$p_{max} \leq 200$	1,3	1,2	1,1
$p_{max} = 250$	1,5	1,3	1,2
$p_{max} = 300$	1,6	1,4	1,3
$p_{max} = 350$	1,7	1,5	1,4
$p_{max} = 400$	1,8	1,6	1,5
$p_{max} = 600$	-	-	1,8

Notă: *Pentru cuzinet se va utiliza un beton de clasă Bc 10 sau Bc 15, iar pentru blocul de beton simplu clasa Bc 3,5 sau Bc 5.*

III.2.3.2. Fundaţie elastică de beton armat

În cazul alegerii variantei fundaţiei elastice de beton armat, dacă suprafaţa în plan a acesteia este superioara a 1 m^2, forma fundaţiei va fi de tip "obelisc", cu feţele laterale teşite, aşa cum este prezentat în figura III.2.

În jurul bazei stâlpului se asigură o porţiune orizontală de 5 - 10 cm, pentru a permite corectarea unor eventuale erori de trasaj şi a asigura o bună rezemare pentru cofrajele stâlpului.

La baza fundaţiei se dispune un strat de beton de egalizare cu grosimea de 5 cm, care poate fi mărit la 10 cm în cazul în care terenul este umed sau suprafaţa lui prezintă neregularităţi.

Pentru asigurarea rigidităţii necesare fundaţiei în vederea repartizării presiunilor pe teren, raportul H/L, între înălţimea fundaţiei şi latura mare a bazei fundaţiei, trebuie să respecte valorile minime din tabelul III.7. Pe considerente economice, în special pentru

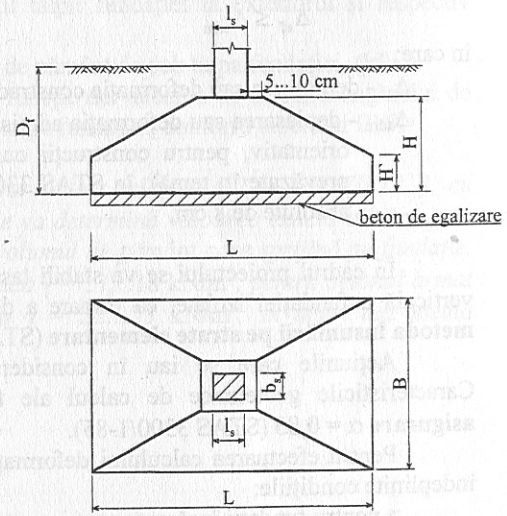


Figura III.2.

reducerea consumului de armătură, se recomandă ca raportul H/L să fie cuprins între 0,25 şi 0,35.

Tabelul III.7.

Presiunea maximă pe teren, p_{max}, kPa	Valori H/L peste care nu mai este necesară verificarea la forţa tăietoare		H/L minim
	Bc 7.5	Bc 10	
100	0,20	0,20	0,20
200	0,21	0,21	0,21
300	0,23	0,22	0,22
400	0,26	0,23	0,23
500	0,28	0,26	0,24
600	0,30	0,28	0,25

Înălţimea H` la marginea fundaţiei se va considera de regulă în intervalul $H`=\frac{H}{3}\cdots\frac{H}{2}$, dar nu mai mică de 20 cm.

Notă: *Pentru fundaţia elastică se va utiliza un beton de marca Bc 10 sau Bc 15.*

III.3. VERIFICAREA TERENULUI DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE DEFORMAŢIE

Calculul terenului la starea limită de deformaţie constă în respectarea condiţiei:

$$\Delta_{ef} \le \Delta_{adm} \qquad \text{(III.15)}$$

în care:

Δ_{ef} - deplasarea sau deformaţia construcţiei datorată tasării terenului de fundare;

Δ_{adm} - deplasarea sau deformaţia admisă pentru structură, stabilită de proiectant. În mod orientativ, pentru construcţii cu structuri în cadre (din care fac parte şi cele prevăzute în temă), în STAS 3300/2-85 se prevăd valori admisibile ale tasărilor absolute de 8 cm.

În cadrul proiectului se va stabili tasarea absolută, respectiv deplasarea probabilă pe verticală a fundaţiei izolate, ca urmare a deformării terenului. În acest scop se utilizează **metoda însumării pe strate elementare** (STAS 3300/2-85).

Acţiunile care se iau în considerare sunt cele din **gruparea fundamentală**. Caracteristicile geotehnice de calcul ale terenului de fundare corespund **nivelului de asigurare α = 0,85** (STAS 3300/1-85).

Pentru efectuarea calculului deformaţiilor probabile ale terenului de fundare trebuie îndeplinite condiţiile:

- pentru fundaţii încărcate centric:

$$p_{ef\,med} \le p_{pl} \qquad \text{(III.16)}$$

- pentru fundaţii încărcate excentric:

$$p_{ef\,med} \le p_{pl}\,;\; p^{(1)}_{ef\,max} \le 1{,}2p_{pl}\,;\; p^{(2)}_{ef\,max} \le 1{,}4p_{pl} \qquad \text{(III.17)}$$

unde:

p_{ef} – presiunea efectivă medie pe talpa fundaţiei, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală;

$p^{(1)}_{ef\,max}$ - presiunea efectivă maximă pe talpa fundaţiei, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, în cazul excentricităţii după o singură direcţie;

$p^{(2)}_{ef\,max}$ - presiunea efectivă maximă pe talpa fundaţiei provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, în cazul excentricităţii după ambele direcţii;

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

Pentru fundaţiile dreptunghiulare, presiunea plastică, p_{pl}, se calculează cu relaţiile:

- pentru construcţii fără subsol:

$$p_{pl} = m_1(\bar{\gamma}\cdot B\cdot N_1 + q\cdot N_2 + c\cdot N_3) \quad \text{(kPa)} \qquad \text{(III.18)}$$

- pentru construcţii cu subsol:

$$p_{pl} = m_1\left(\bar{\gamma}\cdot B\cdot N_1 + \frac{2q_e + q_i}{3}N_2 + c\cdot N_3\right) \quad \text{(kPa)} \qquad \text{(III.19)}$$

unde:

m_1 - coeficient al condiţiilor de lucru, conform tabelului III.8;

$\bar{\gamma}$ - media ponderată a greutăţii volumice de calcul a straturilor de sub fundaţie cuprinse pe o adâncime B/4 măsurată de la talpa fundaţiei, (kN/m^3);

B - latura mică a fundaţiei, (m);

q - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundaţiei, lateral faţă de fundaţie, (kPa);

q_e, q_i - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundaţiei la exteriorul şi respectiv interiorul fundaţiei de subsol, (kPa);

c - valoarea de calcul a coeziunii stratului de pământ de sub talpa fundaţiei, (kPa);

N_1, N_2, N_3 - coeficienţi adimensionali în funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundaţiei, conform tabelului III.9.

Notă: *Pentru calculul lui $p_{ef\,med}$ şi $p_{ef\,max}$ se vor utiliza relaţiile (III.13`) şi (III.13``), cu amendamentul că în acest stadiu de verificare se va determina valoarea exactă a lui γ_{med} în funcţie de volumele de beton din fundaţie şi de volumul de pământ care sprijină pe fundaţie. Se va considera pentru pământ o greutate volumică γ = 17...18 kN/m^3, pentru betonul armat γ = 24...25 kN/m^3, iar pentru betonul simplu γ = 22...23 kN/m^3. În acest caz media ponderată va fi determinată cu formula:*

$$\gamma_{med} = \frac{\sum \gamma_i V_i}{\sum V_i}$$

unde:

γ_i - *greutăţile volumice ale materialului "i";*

V_i - *volumul materialului "i".*

Tabelul III.8. Valorile coeficientului m_1

	Denumirea terenului de fundare	m_1
1	Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisip, pietrişuri şi nisipuri cu excepţia nisipurilor fine şi prăfoase	2,0
2	Nisipuri fine: -uscate sau umede ($S_r \leq 0.8$)	1,7
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0.8$)	1,6
3	Nisipuri prăfoase: - uscate sau umede ($S_r \leq 0.8$)	1,5
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0.8$)	1,3
4	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C \geq 0.5$	1,3
5	Pământuri coezive cu $I_C \geq 0.5$	1,4
6	Bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pământuri coezive cu $I_C < 0.5$	1,1
7	Pământuri coezive cu $I_C < 0.5$	1,1

Tabelul III.9. Valorile coeficienţilor adimensionali N_1, N_2, N_3

ϕ (°)	N_1	N_2	N_3
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Pentru calculul tasării fundaţiei este necesară cunoaşterea modulului de deformaţie liniara E (în kPa) al fiecărui strat de pamânt cuprins în zona activă, delimitată aşa cum se va prezenta mai departe. Întrucât aceste valori nu au fost stabilite direct pe teren, ele pot fi obţinute pe baza valorilor modulului de deformaţie edometric, M, înscrise în fişa de foraj, după cum urmează:

$$E = M_o M \qquad \text{(III.20)}$$

unde:

M_o - coeficient de corecţie pentru trecerea de la modulul de deformaţie edometric la modulul de deformaţie liniară. Valoarea lui M_o se determină experimental; în cazul în care nu se dispune de asemenea date, valorile M_o se pot adopta, orientativ, conform tabelului III.10. Pentru pământuri prăfoase şi argiloase având $I_c < 0,5$ sau $e > 1,10$, dacă nu se dispune de date experimentale, se poate accepta $M_o = 1$.

M - valoarea de calcul a modulului de deformaţie edometric pentru stratul respectiv, determinată în intervalul de presiuni cuprinse între presiunea geologică existentă la nivelul probei (σ_{gz}) şi presiunea medie ce apare în stratul comprimat în urma încărcării fundaţiei ($\sigma_{gz} + \sigma_z^{med}$), în kPa.

Tabelul III.10. Valorile coeficientului de corecţie M_o

Denumirea pământurilor	I_C	Coeficientul de corecţie M_o pentru indicele porilor, e, egal cu:			
		0,41÷0,60	0,61÷0,80	0,81÷1,00	1,01÷1,10
Nisipuri (cu excepţia nisipului argilos)	-	1,0	1,0	-	-
Nisip argilos, praf nisipos, argilă prăfoasă	0,00÷1,00	1,6	1.3	1,0	-
Praf, praf argilos, argilă prăfoasă	0,76÷1,00	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50÷0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argilă, argilă grasă	0,76÷1,00	1,8	1,5	1,3	1,2
	0,50÷0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

Starea de eforturi din teren se determină pornind de la valoarea presiunii nete, p_{net}, pe talpa fundaţiei calculată cu relaţia:

$$p_{net} = p_{ef\,med} - \gamma D_f \qquad \text{(III.21)}$$

unde:

$p_{ef\,med}$ – presiunea efectivă medie pe talpa fundaţiei, provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală (identică în valoare cu cea din relaţia III.16);

γ - greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului tălpii fundaţiei, kN/m^3.

Pentru aplicarea metodei însumării pe strate elementare, terenul situat sub nivelul tălpii fundaţiei se împarte în strate de calcul, până la limita inferioară a zonei active. Un strat elementar va avea grosimea maximă egală cu 0,4B şi va fi constituit dintr-un singur strat geologic (adică planele de separaţie între stratele geologice reprezintă plane de separaţie între stratele elementare de calcul).

Pe verticala centrului fundației, la limitele de separație ale stratelor elementare, eforturile unitare verticale datorate presiunii nete transmise de talpa fundației se vor determina cu relația:

$$\sigma_z = \alpha_o p_{net} \qquad \text{(III.22)}$$

unde:

α_o - coeficientul de distribuție al eforturilor verticale, în centrul fundației, pentru presiuni uniform distribuite pe talpă, dat în tabelul III.11, în funcție de rapoartele L/B și z/B (unde z este adâncimea planului de separație al stratului elementar, în metri, măsurată de la talpa fundației).

Tasarea absolută a fundației se va calcula cu relația:

$$\Delta_{ef} = \beta \sum_{1}^{n} \frac{\sigma_{z,i}^{med} h_i}{E_i} \qquad \text{(III.23)}$$

unde:

β - coeficient de corecție egal cu 0,8;

$\sigma_{z,i}^{med}$ - efortul vertical mediu în stratul elementar "i", calculat cu relația:

$\sigma_{z,i}^{med} = \dfrac{\sigma_{z,i}^{sup} + \sigma_{z,i}^{inf}}{2}$ în care $\sigma_{z,i}^{sup}$ și $\sigma_{z,i}^{inf}$ sunt eforturile unitare la limita superioară și respectiv inferioară a stratului "i", calculat cu relația (III.22), în kPa;

h_i - grosimea stratului elementar "i", în metri;

E_i - modulul de deformație liniară al stratului "i", în kPa;

n - numărul de strate elementare cuprinse în zona activă.

Tabelul III.11. Valorile coeficientului α_o

z/B	α_o pentru fundații sub formă de:				
	cerc	dreptunghi cu raportul laturilor L/B			
		1	2	3	≥ 10
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,10

Obs: Pentru valori intermediare ale rapoartelor z/B și L/B, în tabelul III.11, se admite interpolarea liniară a valorilor α_o.

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează deformațiile stratelor este delimitată inferior de adâncimea "z_o" sub talpa fundației, pentru care este îndeplinită condiția:

$$\sigma_{z_o} < 0.2\sigma_{g(z_o+D_f)} \qquad \text{(III.24)}$$

în care:

σ_{z_o} - efortul unitary vertical produs de p_{net} la cota z în kPa ;

$\sigma_{g(z_o+D_f)}$ - presiunea geologică a terenului la adâncimea z_o, în kPa.

Zona activă se extinde până la baza stratului elementar în cadrul căreia se îndeplinește condiția exprimată de relația III.24.

Se determină valorile presiunii geologice la separațiile între stratele elementare. Valoarea medie pe strat va fi media aritmetică a valorilor la limita superioară, respectiv inferioară a stratului.

Obs: Calculul tasării probabile poate fi organizat cu ajutorul tabelului III.12.

Tabelul III.12. Organizare tabelară a calculului tasării probabile

Nr. strat	h_i (m)	E_i (kPa)	γ_i (kN/m^3)	$\sigma_{g,i}^{med}$ (kPa)	$\sigma_{z,i}^{med}$ (kPa)	$\Delta_{ef,i}$ (m)
1						
2						
3						
i						
. . . n						
						$\beta\sum$

Notă: *Stratificația geologică pe amplasament, nivelul apei subterane, adâncimea de fundare, împărțirea pe strate elementare a terenului de fundare, precum și graficele de variție ale presiunilor σ_z și σ_{gz} cu adâncimea, se reprezintă pe hârtie milimetrica la o scară geometrică și o scară a eforturilor unitare convenabil alese.*

III.4. VERIFICAREA TERENULUI DE FUNDARE LA STAREA LIMITĂ DE CAPACITATE PORTANTĂ

În cazul fundațiilor directe cu talpa orizontală se recomandă verificarea capacității portante cu relația:

$$p`_{ef\,med} < m_c p_{cr} \qquad \text{(III.26)}$$

unde:

$p`_{ef\,med}$ - presiunea efectivă medie dezvoltată pe talpa fundației, raportată la dimensiunile reduse ale tălpii fundației, kPa;

m_c - coeficient al condițiilor de lucru, egal cu 0,9;

p_{cr} - presiunea critică, kPa.

Pentru calculul lui $p`_{ef}$ se va utiliza relația:

$$p`_{ef\,med} = \frac{P_s}{L`B`} + \gamma_{med} D_f \qquad \text{(III.27)}$$

în care:

P_s - încărcarea verticală de calcul, transmisă de structură, în **gruparea specială**, în kN;

γ_{med} - greutatea volumică medie de calcul a fundației și a pământului care sprijină pe fundație; calculată ca medie ponderată cu volumele respective (vezi punctul anterior din proiect), în kN/m^3;

L` și B` - dimensiunile reduse ale tălpii fundației, în metri, determinate cu relațiile:

$$L` = L - 2e_1$$
$$B` = B - 2e_2$$

unde e_1 și e_2 sunt excentricitățile încărcării verticale de calcul față de axa transversală, respectiv longitudinală a fundației, în metri.

Presiunea critică, p_{cr}, va fi determinată cu relația:

$$p_{cr} = \gamma^* B` N_\gamma \lambda_\gamma + q N_q \lambda_q + c^* N_c \lambda_c \qquad \text{(III.28)}$$

în care:

γ^* - greutatea volumică de calcul a stratului de pământ de sub talpa fundației (pentru un **nivel de asigurare α = 0,95**), în kN/m^3;

B` - lățimea redusă a tălpii fundației, în metri;

N_γ, N_q, N_c - coeficienți de capacitate portantă care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară, Φ^*, al stratului de pământ de sub talpa fundației, conform tabelului III.13;

q - suprasarcina de calcul care acționează la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație, în kPa;

c^* - valoarea de calcul a coeziunii stratului de pământ de sub talpa fundației (pentru un **nivel de asigurare α = 0,95**), în kPa;

λ_γ, λ_q, λ_c - coeficienți de formă ai tălpii fundației, conform tabelului III.14.

Tabelul III.13. Valorile coeficienților N_γ, N_q, N_c

ϕ^*	N_γ	N_q	N_c
0°	0,0	1,0	5,1
5°	0,1	1,6	6,5
10°	0,2	2,5	8,3
15°	0,7	3,9	11,0
20°	1,8	6,4	14,8
22°30'	2,7	8,2	17,5
25°	4,1	10,7	20,7
27°30'	6,1	13,9	24,9
30°	9,0	18,4	30,1
32°30'	13,6	24,6	37,0
35°	20,4	33,3	46,1
37°30'	31,0	45,8	58,4
40°	47,7	64,2	75,3
42°30'	75,0	91,9	99,3
45°	120,5	134,9	133,9

Tabelul III.14. Valorile coeficienților λ_q, λ_c, λ_γ

Forma fundației	λ_q, λ_c	λ_γ
continuă	1,0	1,0
dreptunghiulară B/L ≥ 0.2	1 + 0.3 B`/L`	1 - 0.4 B`/L`
pătrat, cerc	1,3	0,6

III.5. ARMAREA FUNDAȚIEI

III.5.1. Armarea fundației elastice

Fundația se armează la partea inferioară cu o rețea din bare dispuse paralel cu laturile. Diametrul minim al barelor este 8 mm, iar distanța dintre ele este cuprinsă între 10 și 25 cm. Pe fiecare direcție procentul minim de armare, raportat la secțiunile utile H_oL și respectiv H_oB este de 0,05% (H_o - înălțimea utilă a secțiunii), (normativ P10-86).

Secțiunea de armătură este determinată pe baza momentelor încovoietoare produse în secțiunile din dreptul fețelor laterale ale stâlpului de către presiunile reactive, p, pe talpă. Pentru calculul acestor momente se iau în considerare presiunile pe suprafețele aferente fiecărei laturi a stâlpului, stabilite prin ducerea câte unei drepte înclinate la 45° față de axele de simetrie, din fiecare colț al stâlpului (fig. III.3).

Pentru cazul temei - fundație dreptunghiulară cu încărcare excentrică pe o direcție, în situația în care $l_x > l_y$ - momentele M_x și M_y pe cele două direcții sunt date de relațiile următoare:

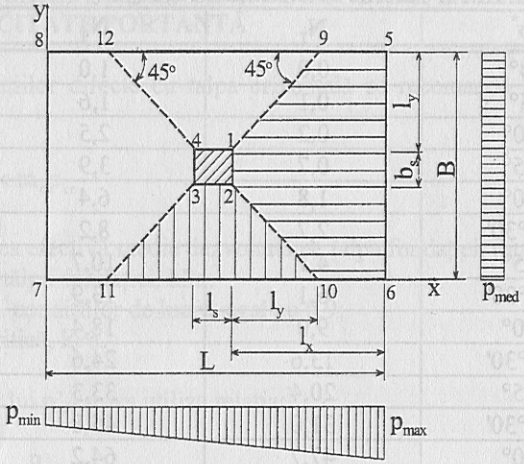


Figura III.3.

$$M_x = \frac{3}{4}\frac{(p_{max}+p_{min})^2}{p_{max}+2p_{min}}\left(\frac{Bl_x^2}{2}-\frac{l_y^3}{3}\right) \qquad \text{(III.29)}$$

$$M_y = \frac{p_{med}l_y^2}{6}(3l_s+4l_y) \qquad \text{(III.30)}$$

unde:

$$p_{med} = \frac{p_{max}+p_{min}}{2} \quad \text{(kPa)} \qquad \text{(III.31)}$$

$$p_{max,\,min} = \frac{P_s}{LB} \pm \frac{M_s + H_s D_f}{W} \qquad \text{(III.32)}$$

în care:

$W = \frac{BL^2}{6}$ - modulul de rezistență al tălpii fundației;

P_s, M_s, H_s - încărcările din **gruparea specială**;

Momentele M_x și M_y fiind astfel cunoscute, secțiunile de armătură A_{ax} și A_{ay} se determină cu relațiile de calcul corespunzătoare secțiunilor dreptunghiulare simplu armate supuse la încovoiere.

Armătura se distribuie uniform (cu barele așezate la distanțe egale), paralel cu fiecare din laturile fundației, cele paralele cu latura mare plasându-se dedesubt.

Pe latura mare, armătura calculată A_{ay} (paralelă cu latura mică) se dispune uniform pe porțiunea centrală (11-10), iar pe porțiunile marginale (7-11; 10-6) se prevede o armătură suplimentară, de aceiași secțiune pe metru liniar ca și cea din porțiunea centrală.

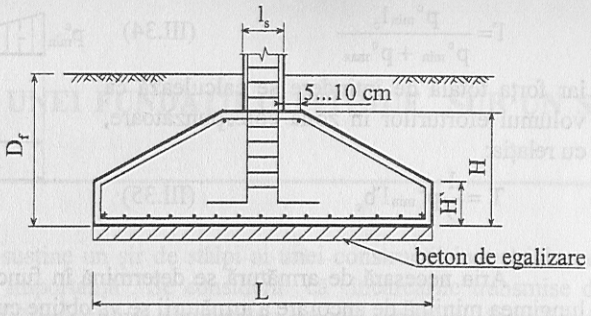


Figura III.4.

La fundațiile în formă de obelisc este necesară și o armătură constructivă, care este plasată la fața superioară (fig. III.4). Ea este alcătuită din etrieri cu diametrul de cel puțin 10 mm, dispuși pe fiecare din cele două direcții.

III.5.2. Armarea cuzinetului în cazul fundației rigide

Armarea cuzinetului la partea inferioară se realizează cu o rețea de bare dispuse paralel cu laturile, diametrul minim al barelor fiind 8 mm, iar distanța între ele fiind cuprinsă între 10 și 25 cm (normativ P10-96).

Dimensionarea armăturilor se va face pe baza momentelor încovoietoare calculate așa cum a fost prezentat în paragraful anterior pentru cazul fundației elastice, având în vedere dimensiunile l_c și b_c ale cuzinetului și presiunile p^c_{max} și p^c_{min} care se dezvoltă pe talpa acestuia.

Presiunile extreme pe talpa cuzinetului se determină cu relațiile:

$$p^c_{max,\,min} = \frac{P_s}{l_c b_c} \pm \frac{M_s + H_s[D_f - (H_1 + H_2)]}{W_c} \qquad \text{(III.33)}$$

în care:

$W_c = \frac{b_c l_c^2}{6}$ - modulul de rezistență al cuzinetului;

P_s, M_s, H_s - încărcările din **gruparea specială**;

l_c, b_c, H_1, H_2, D_f - elementele geometrice - vezi fig. III.1.

Procentul minim de armare, raportat la secțiunile utile $h_o l_c$ și respectiv $h_o b_c$ este de 0,05% (h_o - înălțimea utilă a secțiunii).

Dacă valoarea momentului exterior M_s este mare în raport cu încărcarea verticală, P_s, este posibil ca între cuzinet și blocul de beton simplu să apară eforturi de întindere ($p^c_{min} < 0$). În astfel de cazuri, pentru preluarea acestora se poate recurge la ancorarea cuzinetului în blocul de sub el, prin armături capabile să preia întreaga forță de tracțiune T (în kN). Cu notațiile din figura III.5, distanța pe care se exercită eforturi unitare de tracțiune este dată de:

$$l' = \frac{p^c_{min} l_c}{p^c_{min} + p^c_{max}} \qquad \text{(III.34)}$$

iar forța totală de întindere se calculează ca volumul eforturilor în zona corespunzătoare, cu relația:

$$T = \frac{1}{2} p^c_{min} l' b_c \qquad \text{(III.35)}$$

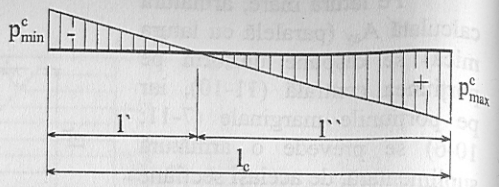


Figura III.5.

Aria necesară de armătură se determină în funcție de forța totală de întindere T, iar lungimea minimă de ancorare a armăturii se va obține cu relația:

$$l_a = (n_{anc} \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{ao}) d \qquad \text{(III.36)}$$

unde:

n_{anc} = 0,08 (pentru OB 37) - coeficient de aderență armătură - beton;
λ_{ao} = 12 - coeficient de aderență armătură - beton;
R_a - rezistența de calcul a armăturii;
R_t - rezistența de calcul la întindere a betonului;
d - diametrul armăturii.

IV. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII CONTINUE SUB UN ȘIR DE STÂLPI

Fundația ce se proiectează susține un șir de stâlpi ai unei construcții industriale sau civile încadrată în clasa a II-a de importanță . Se consideră că încărcările transmise de structură la nivelul terenului sunt alcătuite numai din forțele verticale din stâlpi. Stratificația terenului de fundare și caracteristicile geotehnice ale acestuia sunt prezentate într-o fișă de foraj anexată datelor de temă . În anexa B2 este prezentat un model de calcul pentru o astfel de fundație.

Fundația continuă se realizează sub forma unei grinzi din beton armat ca în figura IV.1.

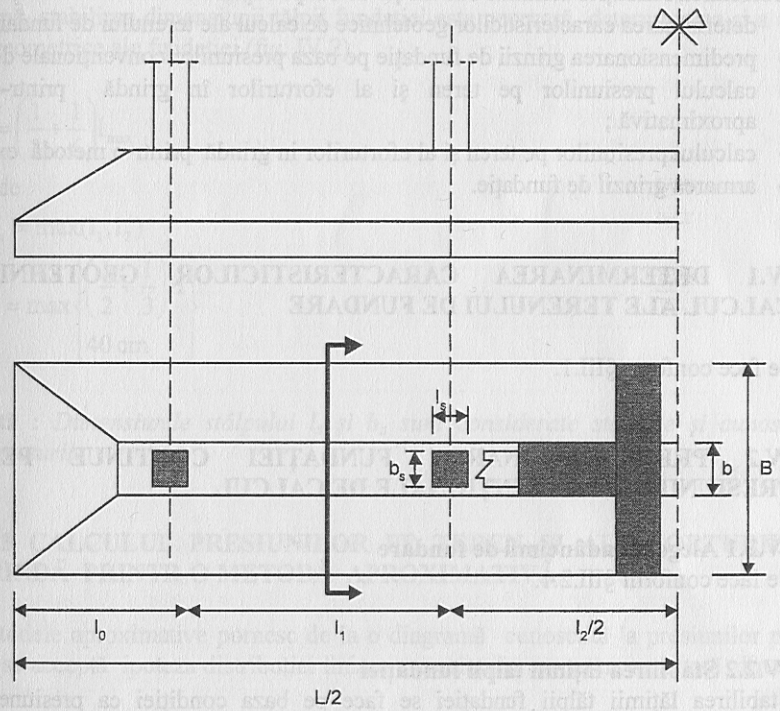


Figura IV.1

Grinda continuă are secțiunea transversală, de regulă, de formă T, cu placa de bază dezvoltată simetric față de grindă (fig. IV.2).

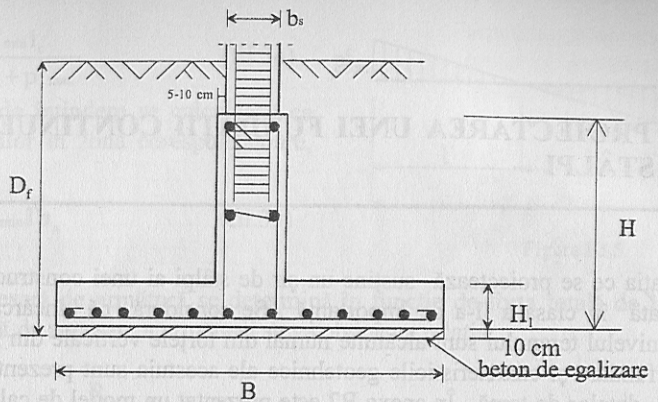


Figura IV.2

Etapele realizării proiectului

Proiectarea fundației continue sub un şir de stâlpi cuprinde următoarele etape:

- determinarea caracteristicilor geotehnice de calcul ale terenului de fundare;
- predimensionarea grinzii de fundație pe baza presiunilor convenționale de calcul;
- calculul presiunilor pe teren şi al eforturilor în grindă printr-o metodă aproximativă ;
- calculul presiunilor pe teren şi al eforturilor in grindă printr-o metodă exactă ;
- armarea grinzii de fundație.

IV.1 DETERMINAREA CARACTERISTICILOR GEOTEHNICE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE

Se face conform §III.1.

IV.2 PREDIMENSIONAREA FUNDAȚIEI CONTINUE PE BAZA PRESIUNILOR CONVENȚIONALE DE CALCUL

IV.2.1 Alegerea adâncimii de fundare

Se face conform §III.2.1.

IV.2.2 Stabilirea lățimii tălpii fundației

Stabilirea lățimii tălpii fundației se face pe baza condiției ca presiunea efectivă dezvoltată sub talpa fundației să nu depășească presiunea convențională corespunzătoare stratului de fundare.

Deoarece grinda este încărcată numai cu forțele axiale din stâlpi (P_i) condiția de determinare a lățimii B este:

$$p_{ef\,med} \le p_{conv}$$

în care:

$p_{ef\,med}$-presiunea efectivă medie dezvoltată sub talpa fundației; $p_{ef\,med} = \dfrac{\sum P_i}{B \cdot L} + \gamma_{med} D_f$

γ_{med}-greutatea volumică medie a betonului din fundație şi a pământului care sprijină pe fundație; la acest stadiu de predimensionare se poate considera o valoare aproximativă a lui γ_{med}=20kN/m^3;

p_{conv}-presiunea convențională a terenului în valoare corectată cu adâncimea de fundare şi cu lățimea fundației, determinată conform STAS 3300/2-86.

Notă : *Mărimea B obținută se majorează cu 10...20%; lățimea efectivă a tălpii fundației se rotunjeşte la multiplu de 5 cm.*

IV.2.2.1 Stabilirea presiunii convenționale de calcul

Se face conform §III.2.2.1.

IV.2.3 Stabilirea dimensiunilor pe verticală ale fundației

După stabilirea dimensiunii tălpii fundației este necesară determinarea şi a celorlalte elemente geometrice ale fundației (fig. IV.2).

$$H = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}\right) l_{max}$$

unde

$$l_{max} = \max(l_1, l_2)$$

$$H_1 = \max\left\{\begin{matrix}\left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right)H \\ 40\text{ cm}\end{matrix}\right\}$$

Notă : *Dimensiunile stâlpului l_s şi b_s sunt considerate stabilite şi cunoscute din calculul structurii*

IV.3 CALCULUL PRESIUNILOR PE TEREN ŞI AL EFORTURILOR ÎN GRINDĂ PRINTR-O METODĂ APROXIMATIVĂ

Metodele aproximative pornesc de la o diagramă cunoscută a presiunilor pe talpă . De regulă se acceptă ipoteza distribuției liniare a presiunilor pe teren, rezultată din aplicarea relației:

$$p_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \qquad \text{(IV.1)}$$

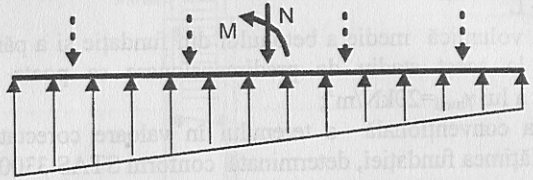
unde:

N-rezultanta forțelor P_I , aplicată în centrul de greutate al grinzii;

M-momentul încovoietor exterior rezultat ca urmare a reducerii forțelor P_I în centrul de greutate al grinzii;

A-aria tă lpii fundației; $A = L \cdot B$ (m^2);

W-modulul de rezistență al tălpii fundației; $W = \frac{B \cdot L^2}{6}$ (m^3).

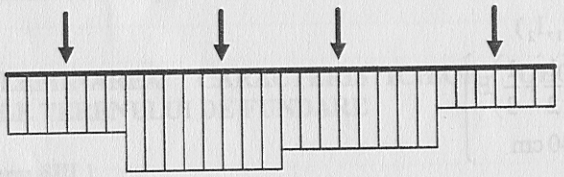


Ca metode aproximative de calcul amintim metoda grinzii continue cu reazeme fixe şi metoda grinzii continue static determinată . În cadrul acestei teme ca metodă aproximativă folosită la calculul eforturilor în grindă se foloseşte metoda grinzii continue static determinată .

În această metodă fundația continuă se consideră ca o grindă static determinată , cu reacțiunile pe reazeme cunoscute, egale cu forțele axiale din stâlpi. Având grinda încărcată cu aceste reacțiuni şi cu reacțiunea terenului, valoarea momentului încovoietor şi a forței tăietoare în orice secțiune de pe grindă se determină prin scrierea ecuațiilor de echilibru.

În cazul în care forțele din stâlpi diferă între ele (cu mai mult de 20%) iar reacțiunea terenului a fost presupusă liniară erorile pot fi mari.

În acest caz, se acceptă ipoteza unei distribuții în trepte a presiunilor pe teren, forța aferentă fiecărui stâlp repartizându-se uniform pe deschiderea aferentă .



IV.4 CALCULUL PRESIUNILOR PE TEREN ŞI AL EFORTURILOR ÎN GRINDĂ PRINTR-O METODĂ „EXACTĂ"

Metodele „exacte" sunt cunoscute sub denumirea de metode pentru calculul grinzilor pe mediu elastic. Principalul criteriu după care se diferențiază aceste metode îl constituie modelul adoptat pentru teren. Ca metode „exacte" amintim metoda Boussinesq şi metoda Winkler. În această temă se propune utilizarea metodei bazată pe modelul Winkler, terenul de fundare fiind asimilat prin resoarte elastice.

Mediul de tip Winkler se caracterizează prin relația de proporționalitate între presiunea p într-un punct al mediului şi tasarea y a acelui punct:

$$p = K_s \cdot y \qquad \text{(IV.2)}$$

în care K_s este denumit coeficient de pat.

Valoarea coeficientului de pat se determină experimental , fiind funcție de natura terenului, mărimea încărcării şi forma fundației.

Unele valori orientative ale coeficientului de pat sunt date în tabelul IV.2.

Tabelul IV.2

Nr. crt.	Natura terenului	K_s (daN/cm^3)
1	Nisip şi nisip argilos afânat, argilă şi argilă nisipoasă , în stare de curgere	0.1-0.5
2	Pietriş, nisip şi nisip argilos de compactitate mijlocie, argilă şi argilă nisipoasă în stare plastică	0.5-5
3	Pietriş, nisip argilos în stare compactă , argilă şi argilă nisipoasă consistentă	5-10
4	Stâncă dură , stâncă cu fisuri	10-100

Valoarea coeficientului de pat se poate determina cu relația (conform P10/86):

$$K_s = k_m \frac{E}{a(1-\nu^2)} \qquad \text{(IV.3)}$$

unde:

k_m-coeficient în funcție de raportul dintre lungimea şi lă timea de contact a grinzii(b/a, tabelul IV.3);
E-modulul de deformație liniară a terenului;
ν-coeficientul de deformație transversală a terenului;
a-semilă țimea suprafeței de contact a grinzii;
b-semilungimea suprafeței de contact a grinzii.

Tabelul IV.3. Valorile coeficientului k_m

b/a	k_m	b/a	k_m
1	0.5283	6	0.2584
1.25	0.4740	7	0.2465
1.5	0.4357	8	0.2370
1.75	0.4070	9	0.2292
2	0.3845	10	0.2226
2.23	0.3663	20	0.1868
2.5	0.3512	30	0.1705
2.75	0.3385	40	0.1606
3	0.3275	50	0.1537
3.5	0.3093	60	0.1484
4	0.2953	70	0.1442
4.5	0.2836	80	0.1407
5	0.2739	90	0.1378
		100	0.1353

Valoarea coeficientului de pat poate fi obținută şi prin prelucrarea datelor obținute în urma încercării de compresibilitate în edometru:

$$K_s B = 2M, \qquad \text{(IV.4)}$$

unde M este modulul edometric corespunzător unui interval de presiuni.

Pentru deducerea relațiilor de calcul a deformațiilor și eforturilor în grindă prin metoda Winkler se pleacă de la ecuația diferențială a fibrei medii deformate a grinzii supusă la încovoiere:

$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -\bar{p}$, in care $\bar{p}$ este încărcarea pe unitatea de lungime, iar EI rigiditatea grinzii.

Dar $\bar{p} = p \cdot B$,în care p este presiunea pe talpă iar $p=K_s y$.

Înlocuind aceste relații în relația anterioară se obține:

$\frac{d^4y}{dx^4} + 4\lambda^4 y = 0.$, în care s-a introdus notația :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s \cdot B}{4EI}} \qquad \text{(IV.5)}$$

în care:

B-lă ţimea grinzii (cm)

E-modulul de elasticitate al betonului din care este realizată grinda (pentru un beton de clasa Bc15 se ia $E=2.4*10^5$ daN/cm^2)

I-momentul de inerție al secțiunii grinzii obținut cu relația $I = \frac{BH^3}{12}$

Soluția generală cunoscută a acestei ecuații este:

$$y = e^{\lambda x}[A\cos\lambda x + B\sin\lambda x] + e^{-\lambda x}[C\cos\lambda x + D\sin\lambda x].$$

Constantele de integrare A,B,C,D se determină , pentru o problemă dată , punând condițiile pe contur.

Considerând grinda de lungime infinită , încărcată cu o forță concentrată , punând condițiile pe contur y=0, pentru $x=\pm\infty$, rezultă A=B=0.

Punând condiția de rotire zero pentru x=0, rezultă C=D.

Cu aceste valori ale constantelorobținem:

$$-\frac{T}{EI} = \frac{d^3y}{dx^3} = 4C\lambda^3 e^{-\lambda x}\cos\lambda x .$$

Punând condiția pentru x=0, $T = -\frac{P}{2}$ obținem $C = \frac{P\lambda}{2K_s B}$.

Considerând o grindă infinită acționată de mai multe forțe concentrate $P_1, P_2, \ldots P_n$, calculul mărimilor y,θ,M,T într-o secțiune dată se face aplicându-se suprapunerea efectelor.

$$y = \frac{\lambda}{2K_s B}\sum_{i=1}^{n} P_i \gamma(\psi_i)$$

$$\theta = \frac{\lambda^2}{K_s B}\sum_{i=1}^{n} P_i \rho(\psi_i) \qquad \text{în care } \psi = \lambda x \qquad \text{(IV.6)}$$

$$M = \frac{1}{\lambda}\sum_{i=1}^{n} P_i \alpha(\psi_i)$$

$$T = \sum_{i=1}^{n} P_i \beta(\psi_i)$$

Funcțiile $\alpha(\psi),\beta(\psi),\rho(\psi),\gamma(\psi)$ sunt date în tabelele IV.4,IV.5,IV.6,IV.7.

Expresiile analitice ale acestor funcții sunt:

$$\alpha = \frac{1}{4}[e^{-\psi}(\cos\psi - \sin\psi)]$$

$$\beta = \frac{1}{2}e^{-\psi}\cos\psi \qquad \text{(IV.7)}$$

$$\gamma = \frac{1}{2}e^{-\psi}(\cos\psi + \sin\psi)$$

$$\rho = e^{-\psi}\sin\psi$$

Tabelul IV.4 Valorile coeficientului α

ψ	α	ψ	α	ψ	α	ψ	α	ψ	α
0.000	0.250	0.350	0.105	1.025	-0.030	2.300	-0.035	3.385	-0.006
0.010	0.245	0.365	0.100	1.080	-0.035	2.310	-0.035	3.400	-0.006
0.020	0.240	0.380	0.095	1.100	-0.036	2.350	-0.034	3.465	-0.005
0.030	0.235	0.400	0.090	1.115	-0.038	2.385	-0.032	3.500	-0.004
0.045	0.230	0.415	0.085	1.155	-0.040	2.400	-0.032	3.550	-0.004
0.052	0.225	0.430	0.080	1.190	-0.042	2.425	-0.031	3.600	-0.003
0.065	0.220	0.445	0.075	1.200	-0.043	2.460	-0.030	3.650	-0.003
0.075	0.215	0.465	0.070	1.245	-0.045	2.500	-0.029	3.705	-0.002
0.085	0.210	0.480	0.065	1.300	-0.048	2.540	-0.028	3.770	-0.001
0.095	0.205	0.500	0.060	1.300	-0.049	2.575	-0.026	3.800	-0.001
0.100	0.203	0.520	0.055	1.390	-0.050	2.600	-0.025	3.850	-0.001
0.105	0.200	0.540	0.050	1.400	-0.050	2.615	-0.025	3.900	0.000
0.114	0.195	0.560	0.045	1.450	-0.051	2.695	-0.022	3.927	0.000
0.127	0.190	0.580	0.040	1.500	-0.052	2.700	-0.022	3.970	0.000
0.140	0.185	0.600	0.036	1.570	-0.052	2.740	-0.021	4.020	0.002
0.155	0.180	0.605	0.035	1.600	-0.052	2.780	-0.020	4.060	0.001
0.165	0.175	0.630	0.030	1.690	-0.051	2.800	-0.019	4.100	0.001
0.175	0.170	0.655	0.025	1.775	-0.050	2.825	-0.019	4.150	0.001
0.185	0.165	0.675	0.020	1.840	-0.049	2.870	-0.017	4.200	0.001
0.200	0.160	0.700	0.015	1.900	-0.048	2.900	-0.017	4.220	0.002
0.212	0.155	0.725	0.010	1.945	-0.046	2.915	-0.016	4.300	0.002
0.225	0.150	0.755	0.005	1.995	-0.045	2.965	-0.015	4.400	0.002
0.240	0.145	0.785	0.000	2.000	-0.045	3.000	-0.014	4.500	0.002
0.255	0.140	0.800	-0.002	2.035	-0.044	3.015	-0.014	4.600	0.002
0.265	0.135	0.820	-0.005	2.085	-0.042	3.065	-0.012	4.700	0.002
0.277	0.130	0.850	-0.010	2.100	-0.042	3.100	-0.012	4.710	0.002
0.290	0.125	0.885	-0.015	2.120	-0.041	3.120	-0.011	4.800	0.002
0.300	0.122	0.900	-0.016	2.155	-0.040	3.180	-0.010	4.900	0.002
0.305	0.120	0.930	-0.020	2.200	-0.039	3.200	-0.010	5.000	0.002
0.320	0.115	0.975	-0.025	2.235	-0.038	3.245	-0.009		
0.335	0.110	1.000	-0.028	2.270	-0.036	3.310	-0.008		

Tabelul IV.5 Valorile coeficientului β

ψ	β	ψ	β	ψ	β	ψ	β	ψ	β
0.000	-0.500	0.800	-0.157	1.537	0.000	2.700	0.030	3.800	0.009
0.050	-0.475	0.820	-0.150	1.600	0.003	2.715	0.030	3.855	0.008
0.100	-0.450	0.900	-0.125	1.625	0.005	2.800	0.029	3.900	0.007
0.155	-0.425	1.000	-0.100	1.680	0.010	2.855	0.027	3.920	0.007
0.200	-0.401	1.100	-0.076	1.700	0.012	2.900	0.027	3.995	0.006
0.205	-0.400	1.105	-0.075	1.745	0.015	2.985	0.025	4.075	0.005
0.255	-0.375	1.200	-0.055	1.800	0.019	3.000	0.025	4.100	0.005
0.300	-0.354	1.220	-0.050	1.820	0.020	3.100	0.022	4.165	0.004
0.310	-0.350	1.250	-0.045	1.900	0.024	3.200	0.020	4.200	0.004
0.360	-0.325	1.280	-0.040	1.925	0.025	3.220	0.020	4.270	0.003
0.400	-0.309	1.300	-0.036	2.000	0.028	3.300	0.018	4.300	0.003
0.420	-0.300	1.310	-0.035	2.065	0.030	3.330	0.017	4.390	0.002
0.480	-0.275	1.350	-0.030	2.100	0.031	3.400	0.016	4.400	0.002
0.500	-0.266	1.375	-0.025	2.200	0.032	3.456	0.015	4.500	0.001
0.540	-0.250	1.400	-0.021	2.300	0.033	3.500	0.014	4.600	0.001
0.600	-0.227	1.415	-0.020	2.365	0.034	3.590	0.013	4.700	0.000
0.605	-0.225	1.465	-0.015	2.400	0.033	3.600	0.012	4.800	0.000
0.670	-0.200	1.485	-0.010	2.500	0.033	3.700	0.011	4.830	0.000
0.700	-0.199	1.500	-0.008	2.530	0.032	3.720	0.010	4.930	-0.001
0.740	-0.175	1.525	-0.005	2.600	0.032	3.785	0.009	5.000	-0.001

Notă

Deoarece linia de influenţă a forţei tăietoare T este antisimetrică în raport cu punctul de aplicare al fortei P, valorile lui β se iau cu semnul din tabel când forţa este situată la stânga secţiunii de calcul şi cu semn schimbat când forţa este situată la dreapta secţiunii de calcul.

Tabelul IV.6 Valorile coeficientului ρ

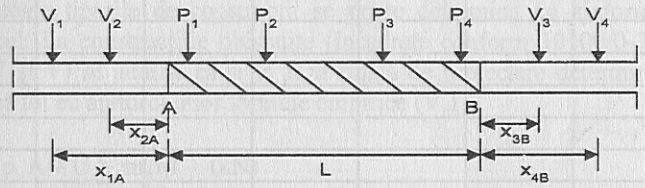
ψ	ρ	ψ	ρ	ψ	ρ	ψ	ρ
0.0	0.0000	1.3	0.2626	2.6	0.0383	3.9	-0.0139
0.1	0.0903	1.4	0.2430	2.7	0.0287	4.0	-0.0139
0.2	0.1627	1.5	0.2226	2.8	0.0204	4.1	-0.0136
0.3	0.2189	1.6	0.2018	2.9	0.0132	4.2	-0.0131
0.4	0.2610	1.7	0.1812	3.0	0.0070	4.3	-0.0124
0.5	0.2908	1.8	0.1610	3.1	0.0019	4.4	-0.0117
0.6	0.3099	1.9	0.1415	3.2	-0.0024	4.5	-0.0109
0.7	0.3199	2.0	0.1231	3.3	-0.0058	4.6	-0.0100
0.8	0.3223	2.1	0.1057	3.4	-0.0085	4.7	-0.0091
0.9	0.3185	2.2	0.0896	3.5	-0.0106	4.8	-0.0082
1.0	0.3096	2.3	0.0748	3.6	-0.0121	4.9	-0.0073
1.1	0.2967	2.4	0.0613	3.7	-0.0131	5.0	-0.0065
1.2	0.2807	2.5	0.0491	3.8	-0.0137		

Tabelul IV.7 Valorile coeficientului γ

ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ
0.000	0.500	0.800	0.312	1.500	0.119	2.500	-0.008	3.700	-0.017
0.100	0.495	0.855	0.300	1.580	0.100	2.540	-0.010	3.800	-0.016
0.200	0.482	0.900	0.286	1.600	0.098	2.600	-0.013	3.845	-0.015
0.240	0.475	0.935	0.275	1.700	0.079	2.700	-0.016	3.900	-0.014
0.300	0.463	1.000	0.254	1.720	0.075	2.800	-0.018	4.000	-0.013
0.350	0.450	1.015	0.250	1.800	0.062	2.900	-0.020	4.100	-0.012
0.400	0.439	1.095	0.225	1.880	0.500	3.000	-0.021	4.200	-0.010
0.450	0.425	1.100	0.224	1.900	0.047	3.100	-0.021	4.300	-0.009
0.500	0.412	1.185	0.200	2.000	0.033	3.141	-0.021	4.400	-0.008
0.545	0.400	1.200	0.195	2.070	0.025	3.200	-0.021	4.500	-0.007
0.600	0.381	1.275	0.175	2.100	0.022	3.300	-0.021	4.600	-0.006
0.620	0.375	1.300	0.168	2.200	0.012	3.400	-0.020	4.665	-0.005
0.650	0.350	1.375	0.150	2.300	0.004	3.445	-0.020	4.700	-0.005
0.700	0.350	1.400	0.142	2.352	0.000	3.500	-0.019	4.800	-0.004
0.780	0.325	1.475	0.125	2.400	-0.003	3.600	-0.018	5.000	-0.001

Pentru a se putea utiliza şi în cazul grinzii de lungime finită funcţiile(liniile de influenţă) stabilite pentru grinda de lungime infinită , se aplică procedeul denumit "al forţelor fictive" care constă în următoarele:

Se consideră grinda AB prelungită de o parte şi de alta a extremităţilor A şi B. Asupra grinzii infinite astfel definită acţionează încărcă rile P_1,..P_n pe tronsonul AB, cât şi patru forţe fictive V_1 şi V_2 la stânga extremităţii A şi V_3 şi V_4 la dreapta extremităţii B. Pentru ca forţele fictive să nu modifice deformaţiile şi solicitările grinzii AB, se consideră secţiunile A şi B ca articulaţii ale grinzii infinite.



Pentru determinarea forţelor fictive necunoscute se exprimă condiţiile: $M_A=0$, $T_A=0$, $M_B=0$,$T_B=0$, cu ajutorul cărora se determină necunoscutele V_1, V_2, V_3, V_4.

Poziţia forţelor fictive poate fi oarecare. Totuşi, pentru simplificarea calculelor, forţele V_i pot fi amplasate la asemenea distanţe de A şi, respectiv B, încât momentul sau forţa tăietoare datorate acestor forţe în secţiunile A sau B să fie nule.

Astfel, dacă se alege $x=1.575\lambda$, forţa tăietoare în A datorată lui V_1 este zero; dacă se alege $x=0.785\lambda$, momentul încovoietor în A datorat lui V_2 este zero.

Pe de altă parte, dacă lungimea L a grinzii infinite este astfel încât distanţele x_3 şi x_4 ale celorlalte forţe fictive V_3 şi V_4 faţă de extremitatea A îndeplinesc condiţiile $x_3\lambda\geq4$, $x_4\geq4$, efectul acestor forţe în raport cu secţiunea A este practic neglijabil, ca şi efectul forţelor V_1 şi V_2 faţă de secţiunea B. În acest mod sistemul de 4 ecuaţii cu 4 necunoscute se transformă într-un sistem de 4 ecuaţii având fiecare o singură necunoscută .

Rezultă astfel :

$$V_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \alpha_{iA}(\psi_i)}{0.052} \quad (M_A = 0)$$

$$V_2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \beta_{iA}(\psi_i)}{0.16} \quad (T_A = 0)$$

$$V_3 = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \alpha_{iB}(\psi_i)}{0.052} \quad (M_B = 0) \qquad \text{(IV.8)}$$

$$V_4 = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \beta_{iB}(\psi_i)}{0.16} \quad (T_B = 0)$$

unde $\psi_i = \lambda x_i$, iar distanţele x_{iA} şi x_{iB} sunt distanţele de la forţele P_i şi V_i la extremităţile A şi respectiv B ale grinzii reale. Valorile absciselor x se iau cu semn negativ dacă forţele respective se găsesc la stânga secţiunii de calcul şi cu semn pozitiv dacă se găsesc la dreapta secţiunii.

După aflarea necunoscutelor V_1, V_2, V_3, V_4 se determină valorile lui y, M, T şi p în diferite secţiuni ale grinzii reale AB, sub efectul tuturor forţelor $V_1 ... V_4$ şi $P_1 .. P_n$, ca în cazul unei grinzi infinite.

Calculul acestor mărimi poate fi organizat cu ajutorul unui tabel pentru fiecare secţiune de calcul(tabelul IV.1).

Tabelul IV.1

Forţă	x	ψ	α	β	γ	αP	βP	γP
V_1								
V_2								
P_1								
P_2								
.								
.								
P_n								
V_3								
V_4								
						Σ	Σ	Σ

IV.5 ARMAREA GRINZII DE FUNDATIE

Armarea longitudinală se face ca pentru o sectiune T de beton dublu armată solicitată la încovoiere cu forţă tăietoare.

Armarea în secţiune transversală a tălpii fundaţiei continue se calculează ca pentru o consolă încastrată şi încărcată , de jos în sus, de presiunile reactive mobilizate în terenul de fundare.

V. PROIECTAREA UNEI FUNDAŢII DE ADÂNCIME SUB UN STÂLP

Se cere proiectarea fundaţiei de adâncime sub un stâlp care transmite terenului de fundare o forţă verticală excentrică şi o forţă orizontală. Încărcările se consideră aplicate la nivelul superior al radierului.

Stratificaţia terenului este cea indicată la tema III.

În anexa C1 este prezentat un model de calcul pentru o astfel de fundaţie.

Se vor utiliza, după caz, unul din următoarele tipuri de piloţi:

a) Piloţi prefabricaţi din beton armat

b) Piloţi confecţionaţi pe loc prin batere (FRANKI)

Etape în realizarea proiectului:

- calculul capacităţii portante a pilotului izolat la solicitări axiale şi laterale;
- alcătuirea fundaţiei pe piloţi;
- calculul grupei de piloţi.

V.1. CALCULUL CAPACITĂŢII PORTANTE AXIALE DE COMPRESIUNE A UNUI PILOT IZOLAT

V.1.1. Pilot prefabricat din beton armat

Conform STAS 2561/3-90 în fazele preliminare de proiectare, capacitatea portantă a piloţilor pentru toate tipurile de construcţii se poate determina cu ajutorul unor formule empirice de calcul. La construcţiile obişnuite (încadrate conform 10100/0-75 în clasele de importanţă II, IV şi V) se admite ca şi în faza finală de proiectare determinarea capacităţii portante să se facă tot cu ajutorul unor formule empirice (V.1).

$$R = k\left(m_1 p_v A + U \sum m_2 f_i l_i\right) \text{ (kN)} \qquad \text{(V.1)}$$

în care:

k=0.7

m_1 şi m_2 -coeficienţi ai condiţiilor de lucru, daţi în tabelul V.1;

A - aria secţiunii transversale în planul bazei pilotului, în metri pătraţi;

U -perimetrul secţiunii transversale a pilotului, în metri;

p_v-rezistenţa pământului de la baza pilotului, dată în tabelul V.2, în kPa;

f_i-frecarea pe suprafaţa laterală a pilotului în stratul i, conform tabelului V.3 , în kPa;

l_i-lungimea pilotului în contact cu stratul i, în metri.

Tabelul V.1. Valorile coeficienților m_1 și m_2

Modul de execuție a pilotului	m_1	m_2
Piloți bătuți	1.0	1.0
Piloți introduși cu subspălare la pământuri nisipoase, cu condiția baterii pe ultimul metru fără subspălare	1.0	0.6
Piloți introduși prin vibrare, în pământuri: a) nisipoase saturate, de îndesare medie: -mijlocii și mari	1.2	1.0
-fine	1.1	1.0
-prăfoase	1.0	1.0
b) argiloase cu indicele de consistență $0.5<I_c\leq1$ -prafuri nisipoase	0.9	0.9
-argile nisipoase sau prăfoase	0.8	0.9
-argile	0.7	0.9
c) argiloase cu indicele de consistență $I_c>1$	1	1

Tabelul V.2. Valorile p_v

Adâncimea de infigere (m)	Pământuri necoezive				Nisip prăfos	Pământuri coezive cu I_c:						
	Pietriș	Nisipuri				≥1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4
		mari	medii	fine								
	p_v (kPa)											
3	7500	6500	2900	1800	1200	7000	4000	3000	2000	1200	1000	600
4	8300	6600	3000	1900	1250	8300	5100	3800	2500	1600	1200	700
5	8800	6700	3100	2000	1300	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800
7	9700	6900	3300	2200	1400	9700	6900	4300	3300	2200	1400	850
10	10500	7300	3500	2400	1500	10500	7300	5000	3500	2400	1500	900
15	11700	7500	4000	2800	1600	11700	7500	5600	4000	2800	1600	100
20	12600	8200	4500	3100	1700	12600	8200	6200	4500	3100	1700	110
25	13400	8800	5000	3400	1800	13400	8800	6800	5000	3400	1800	120
30	14200	9400	5500	3700	1900	14200	9400	7400	5500	3700	1900	130
35	15000	10000	6000	4000	2000	15000	10000	8000	6000	4000	2000	140

Observații:

1. Adâncimea de înfigere a pilotului se măsoară de la nivelul terenului natural până la nivelul vârfului pilotului, când umplutura sau decapările nu depășesc 3 m. Când umplutura sau decapările sunt mai mari de 3 m, adâncimea de înfigere se măsoară de la un nivel superior, respectiv inferior, cu 3 m nivelului terenului natural.
2. Valorile p_v din tabel pot fi folosite cu condiția ca pilotul să pătrundă în terenul stabil (care nu este supus afuierii sau alunecărilor) cel puțin 4 m în cazul infrastructurilor podurilor sau construcțiilor hidrotehnice și cel puțin 3 m în cazul celorlalte construcții.
3. Valorile p_v din tabel sunt valabile pentru pământuri îndesate sau cu îndesare medie ($I_D>0.33$)

4. Pentru nisipuri mari și pietrișuri, valorile p_v din tabel se pot folosi numai în cazul în care încastrarea relativă a vârfului pilotului în strat este $t/d\geq15$. Pentru valori $t/d<15$ se calculează rezistența de calcul corectată cu relația:

$$p_{v\,cor}=p_v(0.7+0.02t/d) \quad (kPa)$$

în care:

t-adâncimea de încastrare în stratul de nisip mare sau pietriș a vârfului pilotului, în metri;

d-diametrul pilotului în planul bazei, în metri.

5. Pentru pământuri nisipoase (cu excepția nisipurilor mari prevăzute la observația 4) și pământuri coezive, valorile din tabel se pot folosi cu condiția pătrunderii vârfului pilotului pe o adâncime $t/d\geq4$. Pentru valori $t/d<4$ se calculează rezistența normată cu relația:

$$p_{v\,cor}=p_v(0.5+0.125t/d) \quad (kPa)$$

6. Pentru valori intermediare ale adâncimilor sau consistenței, valorile p_v se obțin prin interpolare liniară.

Tabelul V.3. Valorile f_i

Adâncimea medie a stratului (m)	Pământuri necoezive			Pământuri coezive cu I_C:					
	mari și medii	fine	prăfoase	≥0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
	f_i (kPa)								
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	86	61	44	32	18	-
30	93	66	47	93	66	47	34	20	-
35	100	70	50	100	71	50	36	22	-

Observații

1. Valorile f se adoptă, pentru adâncimile medii, corespunzătoare distanței de la mijlocul stratului i până la suprafața terenului ținând seama de observația 1 de la tabelul V.2. În cazul unor straturi cu grosimi mai mari de 2 m, determinarea valorilor f se face prin împărțirea în orizonturi de maxim 2 m.
2. Pentru valori intermediare ale adâncimilor sau consistenței valorile f se obțin prin interpolare liniară.
3. Dacă în limitele lungimii pilotului există o intercalație de pământ puternic compresibil, de consistență redusă (turbă, mâl, nămol etc.) de cel puțin 30 cm grosime, iar suprafața terenului urmează a fi încărcată (în urma sistematizării sau

din alte cauze) valorile f pentru stratul puternic compresibil şi pentru cele de deasupra lui se determină astfel:

-când supraîncărcarea este până la 30 kPa, pentru toate straturile situate până la limita inferioară a stratului puternic compresibil (inclusiv umpluturile) se ia f=0;

-când supraîncărcarea este cuprinsă între 30 şi 80 kPa, pentru straturile situate deasupra stratului foarte compresibil(inclusiv umpluturile) se ia f din tabel multiplicat cu 0.4 şi cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil f= -5 kPa;

-când supraîncărcarea este mai mare de 80 kPa, pentru straturile situate deasupra stratului foarte compresibil se ia f din tabel cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil se ia f= -5 kPa;

4. Dacă pilotul străbate umpluturi recente, straturi argiloase în curs de consolidare sau straturi macroporice sensibile la umezire, cu grosimi mai mari de 5 m, valorile f se iau din tabel cu semn negativ.

V.1.2. Pilot executat pe loc prin batere

Conform STAS 2561/3-90 în fazele preliminare de proiectare, capacitatea portantă a piloților pentru toate tipurile de construcții se poate determina cu ajutorul unor formule empirice de calcul. La construcțiile obişnuite (încadrate conform 10100/0-75 în clasele de importanță II, IV şi V) se admite ca şi în faza finală de proiectare determinarea capacității portante să se facă tot cu ajutorul unor formule empirice (V.2).

$$R = k\left(m_3 p_v A + U\sum m_4 f_i l_i\right) \text{ (kN)} \qquad \text{(V.2)}$$

în care:

k, A, U,p_v, f_i, l_i conform V.1;

m_3-coeficient al condițiilor de lucru, care depinde de tehnologia de betonare a pilotului, dat în tabelul V.4;

m_4-coeficient al condițiilor de lucru care depinde de modul de execuție a pilotului, dat în tabelul V.5.

Tabelul V.4. Valorile coeficientului m_3

Tehnologia de betonare a pilotului	Categoria pământului de la baza pilotului	
	coezivă	necoezivă
	m_3	
Betonare în uscat	1.0	1.0
Betonare sub apă: -cu injecție la bază	0.9	1.0
-fără injecție la bază	0.8	0.9
Betonare sub noroi: -cu injecție la bază	0.8	0.9
-fără injecție la bază	0.6	0.8

Tabelul V.5. . Valorile coeficientului m_4

Tehnologia de execuție a pilotului	Categoria pământului de la baza pilotului	
	coezivă	necoezivă
	m_4	
Pilot cu mantaua introdusă prin batere şi betonul compactat prin batere	1.0	1.0
Pilot cu mantaua introdusă prin vibrare şi betonul compactat prin vibrare(în extragerea coloanei)	0.7	0.6
Pilot forat în uscat şi netubat	0.6	0.7
Pilot forat sub noroi	0.5	0.6
Pilot forat cu tubaj recuperabil	0.6	0.7
Pilot forat cu tubaj nerecuperabil	0.6	0.8

V.2. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE AXIALE DE SMULGERE A UNUI PILOT IZOLAT

Conform STAS 2561/3-90 în fazele preliminare de proiectare, capacitatea portantă a piloților pentru toate tipurile de construcții se poate determina cu ajutorul unor formule empirice de calcul. La construcțiile obişnuite (încadrate conform 10100/0-75 în clasele de importanță II, IV şi V) se admite ca şi în faza finală de proiectare determinarea capacității portante să se facă tot cu ajutorul unor formule empirice (V.3).

$$R_{sml} = 0.6kU\sum m\, f_i l_i \quad \text{(kN)} \qquad \text{(V.3)}$$

în care:

k, U, l_i conform V.1;

f_i-conform tabelului V.3, care în toate situațiile se ia cu valoare pozitivă;

m-coeficient al condițiilor de lucru egal cu m_2(V.1) pentru piloți prefabricați, respectiv egal cu m_4(V.2) pentru piloți executați pe loc.

V.3. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE TRANSVERSALE A UNUI PILOT IZOLAT

Capacitatea portantă transversală(laterală, orizontală) a piloților verticali în radiere joase se poate stabili, în mod aproximativ, cu ajutorul valorii lungimii convenționale de încastrare l_0, măsurată începând de la talpa radierului, dată în tabelul V.6 în funcție de categoria pământului de sub radier şi de diametrul pilotului, cunoscându-se momentul încovoietor capabil al secțiunii pilotului.

Lungimea convențională de încastrare, l_0, reprezintă lungimea unei console la care momentul încovoietor de încastrare sub încărcare orizontală este acelaşi cu momentul maxim care se dezvoltă în pilot.

Tabelul V.6. Lungimea convenţională de încastrare l_0

Categoria pământului	l_0
Nisipuri afânate şi pământuri coezive având $I_C \leq 0.5$	4d
Nisipuri de îndesare medie şi pământuri coezive având $0.5 < I_C \leq 0.75$	3d
Nisipuri şi pietrişuri îndesate, pământuri coezive având $0.75 < Ic \leq 1.00$	2d
Pământuri coezive tari, având $I_C > 1.00$	1.5d

Forţa critică orizontală, $P_{cr\ or}$, a unui pilot vertical cu radier jos se determină cu relaţiile:

-în cazul pilotului considerat încastrat în radier:

$$P_{cr\ or} = \frac{2M_{cap}}{l_0} \qquad (V.4)$$

În cazul fundaţiilor pe piloţi supuşi la solicitări axiale de smulgere sau la forţe orizontale mari care impun preluarea acestora prin piloţi consideraţi încastraţi în radier, piloţii trebuie să pătrundă în radier cu capetele intacte pe o lungime de 15 cm, iar armăturile longitudinale ale piloţilor trebuie să se înglobeze în radier pe o lungime determinată prin calcul, dar nu mai puţin de 40 de ori diametrul barelor cu secţiune constantă sau de 20 de ori diametrul barelor cu profil periodic .

-în cazul pilotului considerat articulat în radier:

$$P_{cr\ or} = \frac{M_{cap}}{l_0} \qquad (V.5)$$

În cazul fundaţiilor pe piloţi supuşi la solicitări axiale de compresiune şi la forţe orizontale reduse, care pot fi preluate de piloţii consideraţi articulaţi în radier, piloţii trebuie să pătrundă în radier cu capetele intacte pe o lungime de 5 cm, iar armăturile longitudinale ale piloţilor să se înglobeze în radier pe minimum 25 cm.

Capacitatea portantă transversală a pilotului vertical se determină cu relaţia:

$$R_{or} = kmP_{cr\ or} \quad (kN) \qquad (V.6)$$

în care

k=m=0.7

Observaţii

1. Relaţiile V.5. şi V.6 pot fi utilizate în cazul când fişa pilotului $D > 5l_0$
2. În cazul unei stratificaţii neomogene, l_0 se stabileşte ca medie ponderată (prin grosimile straturilor) ale valorilor corespunzătoare straturilor întâlnite pe o adâncime egală cu $1.5l_0$, în care l_0 reprezintă valoarea corespunzătoare stratului de la suprafaţă.

V.4. ALCĂTUIREA FUNDAŢIEI PE PILOŢI

V.4.1. Determinarea numărului de piloţi

$$n_p = \text{întreg}\left(\frac{(1.2...1.5)}{R}P + 1..2\right), \text{ dar nu mai puţin de 4.}$$

V.4.2. Dispunerea în plan a piloţilor

În cazul piloţilor cu diametrul mai mic decât 600 mm, distanţa minimă între axele piloţilor, măsurată în teren, este de 3d.

Se face în rânduri paralele sau radial, unii în dreptul celor vecini, sau în şah, respectând distanţele minime dintre piloţi.

Distanţa minimă între faţa exterioară a piloţilor marginali şi extremitatea radierului trebuie să fie de minimum 1d, dar nu mai mică de 25 cm.

V.4.3. Dimensionarea radierului din beton armat

Repartizând piloţii conform V.4.2 obţinem lungimea L şi lăţimea B a bazei radierului. Se consideră cunoscute dimensiunile stâlpului.

H=0.3L

H_1=(1/3..1/2)H (fig. V.1)

Înălţimea radierului nu va fi mai mică de 30 cm. Clasa betonului trebuie să fie minim Bc10.

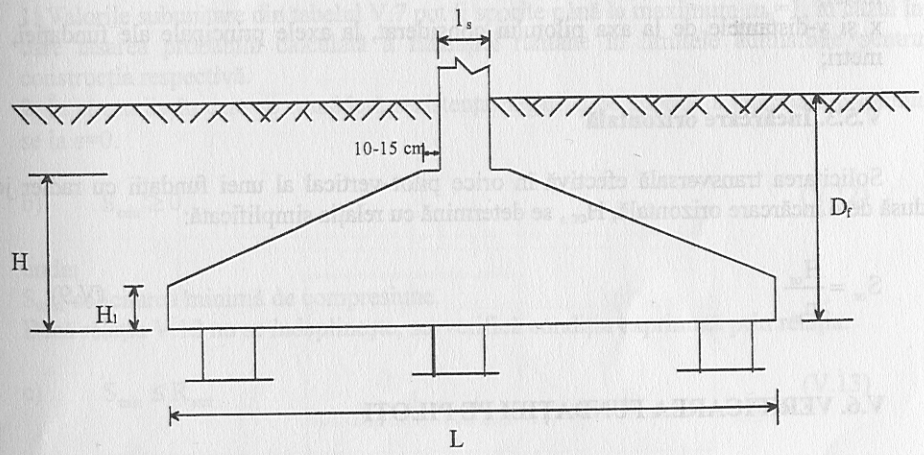


Figura. V.1

V.5. CALCULUL SOLICITĂRILOR EFECTIVE ÎN PILOŢI

La calculul fundaţiilor pe piloţi se consideră că încărcările de la construcţie se transmit terenului prin intermediul piloţilor.

V.5.1. Încărcare verticală centrică

Solicitarea axială în orice pilot vertical al unei fundații cu radier jos produsă de o încărcare verticală centrică, N, se calculează cu relația(V.7):

$$S = \frac{N + G_{r,p}}{n_p} \text{ (kN)} \qquad \text{(V.7)}$$

unde $G_{r,p}$-greutatea proprie a radierului și a pământului ce se descarcă pe acesta.

V.5.2. Încărcare verticală excentrică

Solicitarea axială într-un pilot al unei fundații cu radier jos, produsă de o încărcare verticală excentrică, se poate calcula cu relația simplificată:

$$S = \frac{N + G_{r,p}}{n_p} + \frac{M_x \cdot y}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2} \text{ (kN)} \qquad \text{(V.8.)}$$

în care:

M_x și M_y-momentele de calcul, provenite din excentricitățile principale e_x și e_y ale forței N față de axele principale ce trec prin centrul de greutate al fundației, în kNm;

x_i și y_i-distanțele de la axa pilotului i din grup la axele principale ale fundației, în metri;

x și y-distanțele de la axa pilotului considerat, la axele principale ale fundației, în metri;

V.5.3. Încărcare orizontală

Solicitarea transversală efectivă în orice pilot vertical al unei fundații cu radier jos produsă de o încărcare orizontală, H_{or}, se determină cu relația simplificată:

$$S_{or} = \frac{H_{or}}{n_p} \qquad \text{(V.9)}$$

V.6. VERIFICAREA FUNDAȚIEI PE PILOȚI

V.6.1. Verificarea la solicitări axiale

Verificarea fundației la solicitări axiale constă în îndeplinirea următoarelor condiții:

a) $S_{max} \le R_g$ (V.10)

unde:

S_{max}-solicitarea efectivă maximă de compresiune;

R_g-capacitatea portantă axială de compresiune a unui pilot în grup;

$$R_g = m_u R \text{ (kN)} \qquad \text{(V.11)}$$

în care:

R-capacitatea portantă a pilotului izolat, în kN;

m_u-coeficient al condițiilor de lucru al piloților în grup (coeficient de utilizare);

m_u se stabilește conform tabelului V.7, exceptând cazul piloților de îndesare având fișa integral cuprinsă în pământuri necoezive, pentru care m_u=1.

Tabelul V.7. Valorile coeficientului m_u

r/r_0	≥2	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0	0.8
m_u	1.00	0.95	0.9	0.85	0.8	0.7	0.6

unde:

r-distanța minimă între fețele alăturate(lumina) ale piloților învecinați, în metri;

r_0-raza de influență a pilotului izolat, în planul vârfului, în metri:

$$r_0 = \sum l_i \operatorname{tg}\varepsilon_i$$

l_i-grosimea stratului i prin care trece pilotul, în metri

$$\varepsilon_i = \frac{\phi_i}{4}$$

ϕ_i-valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară al stratului.

Observații

1. Valorile subunitare din tabelul V.7 pot fi sporite până la maximum m_u=1, în cazul în care tasarea probabilă calculată a fundației rămâne în limitele admisibile pentru construcția respectivă.
2. În straturile în care se consideră rezistența negativă pe suprafața laterală a pilotului se ia ε=0.

b) $S_{min} \ge 0$ (V.12)

unde:

S_{min}-solicitarea minimă de compresiune.

Dacă relația V.12 nu se îndeplinește, se verifică condiția exprimată prin relația:

c) $S_{min} \le R_{sml}$ (V.13)

unde:

R_{sml}-definit la pct. V.2.

V.6.2. Verificarea la solicitare transversală

Verificarea fundației la solicitare transversală constă în îndeplinirea condiției:

$$S_{or} \le m \cdot R_{or} \qquad \text{(V.14)}$$

unde:

m-coeficient al condițiilor de lucru;
m=0.9.

V.6.3. Verificarea la străpungere

STAS 10107/0-90 prescrie pentru forța capabilă la străpungere centrică a dalelor fără armătură de forfecare relația:

$$Q = 0.75 p_{cr} h_0 R_t$$

în care:

p_{cr}-perimetrul teoretic al suprafetei de forfecare situat la distanța $h_0/2$ la exteriorul zonei încărcate.

h_0-înălțimea utilă a secțiunii de beton; h_0=H-a; a=10 cm

R_t-rezistența la intindere a betonului din radier.

Condiția care trebuie îndeplinită devine:

$$\sum S_i^{exterior} \le 0.75 H^* \cdot p_{cr} \cdot R_t$$

în care:

$\sum S_i^{exterior}$ -suma solicitărilor efective axiale din piloții ale căror axe sunt situate în afara perimetrului critic

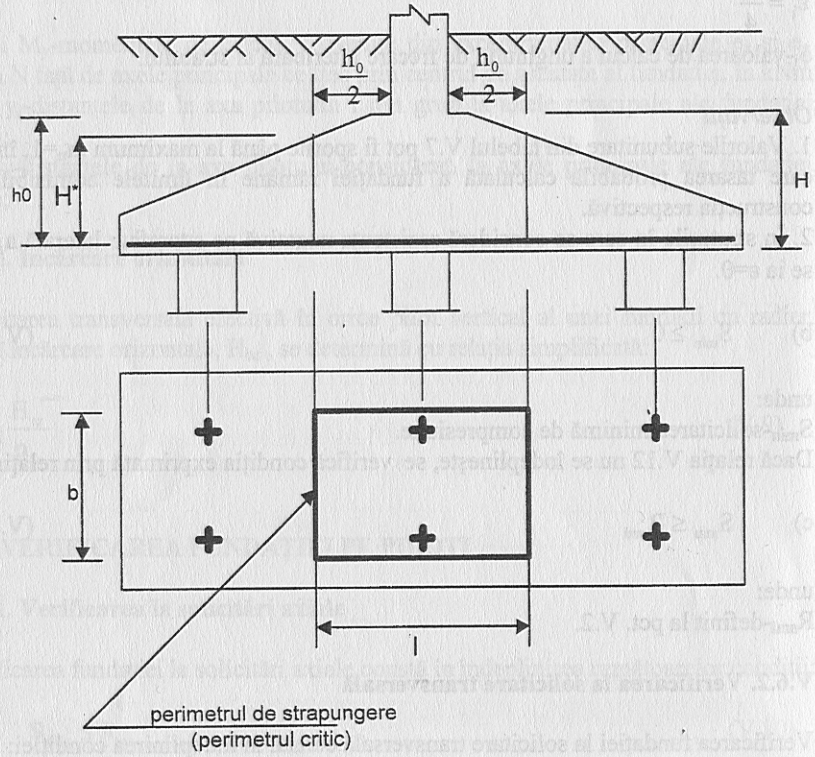


Figura. V.2

V.7. ARMAREA RADIERULUI

Armarea radierului se face conform STAS 10107/0-90 .

În figura V.3, secțiunea 1-1 reprezintă secțiunea față de care se calculează momentul M_x (A_{ax}) , iar secțiunea 2-2 secțiunea față de care se calculează M_y (A_{ay}).

Determinarea ariei de armătură A_{ax} (fig. V.4 și V.5)

Pentru sensul acțiunilor exterioare ca în figura V.4, se calculează momentul tuturor forțelor axiale din piloți față de linia punctată (forțe din piloții situați la dreapta liniei punctate).

Aria de armatură A_{ax} va rezulta din:

$$A_{ax} = \frac{M_{1-1}}{0.8 h_0 R_a}$$

în care:

h_0=H-a;

a-acoperirea cu beton a armăturii (a=10 cm);

R_a-rezistența de calcul a armăturii.

Determinarea ariei de armatură A_{ay} (fig. V.4 și V.5)

Calculul se face analog ca în cazul determinării ariei A_{ax}.

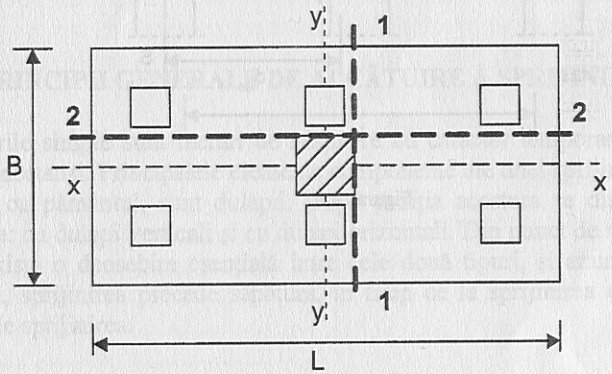


Figura. V.3

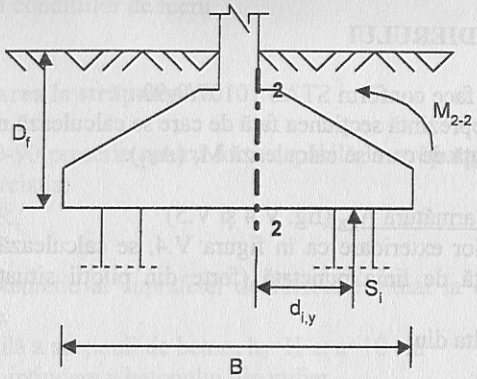


Figura. V.4

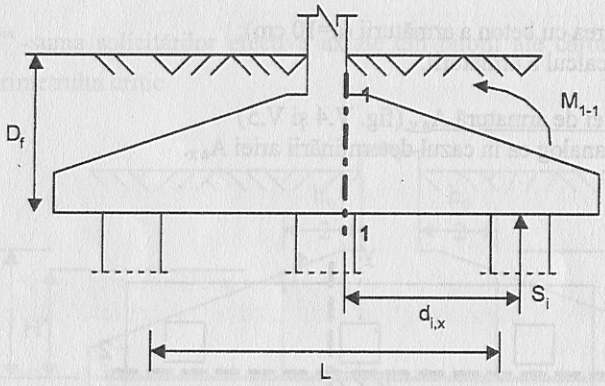


Figura. V.5

VI. PROIECTAREA UNEI SPRIJINIRI SIMPLE PENTRU O SĂPĂTURĂ DESCHISĂ. CALCULUL UNUI EPUISMENT INDIRECT

În cadrul temei se va proiecta o sprijinire cu elemente simple din lemn (dulapi, filate, șpraițuri) pentru susținerea pereților unei săpături de fundație. Nivelul apei freatice este considerat la o cotă superioară fundului săpăturii. Pentru realizarea lucrărilor în uscat se va prevedea un epuisment indirect în vederea coborârii pânzei de apă freatice.

În anexa C2 este prezentat un model de calcul pentru această temă.

Etapele realizării proiectului

- stabilirea soluției de realizare a sprijinirii;
- determinarea diagramei de calcul a împingerii active a pământului;
- dimensionarea sau verificarea elementelor din lemn (dulapi, filate, șpraițuri) ale sprijinirii;
- calculul epuismentului indirect.

VI.1. PRINCIPII GENERALE DE ALCĂTUIRE A SPRIJINIRII

Sprijinirile simple sunt lucrări de susținere cu caracter temporar, având forma unor pereți verticali neetanși. Principalele elemente componente ale unei sprijiniri simple, cele care vin în contact cu pământul, sunt dulapii. După poziția acestora se disting două tipuri de sprijiniri simple: cu dulapi verticali și cu dulapi orizontali. Din punct de vedere al tehnologiei de execuție, există o deosebire esențială între cele două tipuri, și anume: la sprijinirea cu dulapi verticali, sprijinirea precede săpătura, în timp ce la sprijinirea cu dulapi orizontali, săpătura precede sprijinirea.

VI.1.1. Sprijiniri cu dulapi verticali

Sprijinirile cu dulapi verticali se utilizează în special în pământuri necoezive și în pământuri coezive de consistență redusă, care nu se pot menține la verticală nesprijinite, impunând astfel punerea în operă a peretelui de susținere înainte de excavarea pământului din interior (fig. VI.1).

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
BIBLIOTECĂ
Nr.
Inv.

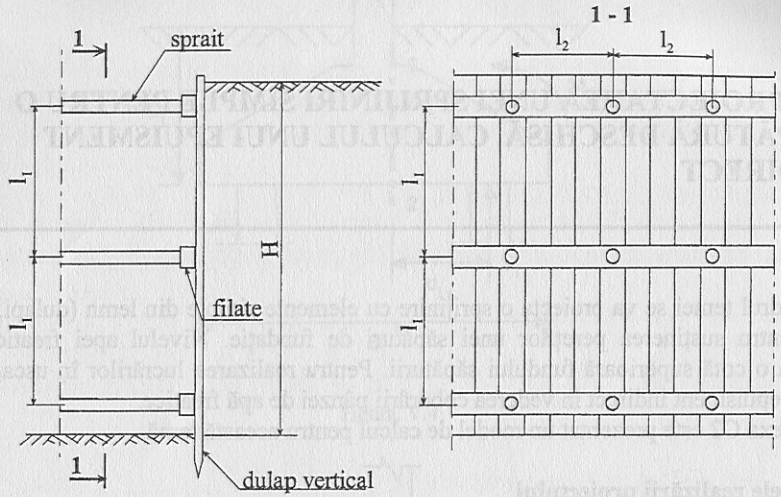


Figura VI.1

VI.1.2. Sprijiniri cu dulapi orizontali

Pentru a se putea executa o sprijinire de acest tip, este necesar ca pământul să dispună de o coeziune suficient de mare pentru ca săpătura să se poată menține nesprijinită pe o anumită înălțime. După cum se știe înălțimea teoretică maximă pe care se poate menține nesusținut un mal vertical de pământ este $H_{cr} = 4c/\gamma$. În practică se admite pentru siguranță că pământul se poate menține pe verticală pe o înălțime $H = H_{cr}/2 = 2c/\gamma$.

În figura VI.2 este prezentată o astfel de sprijinire.

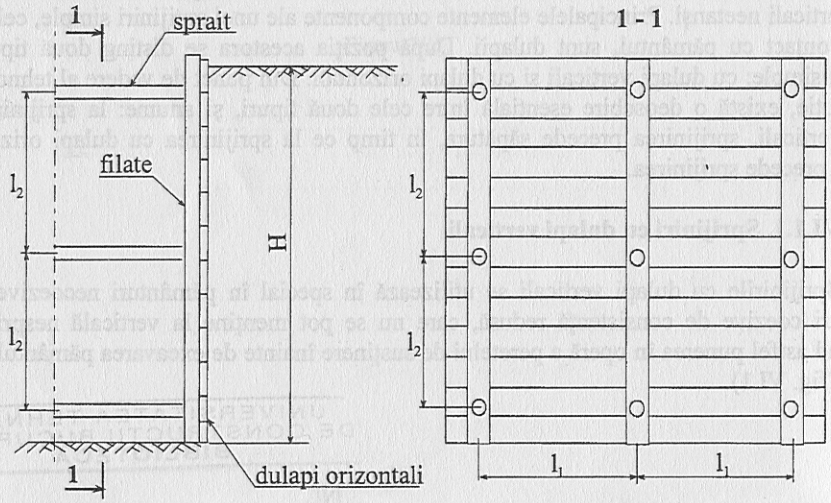


Figura VI.2

VI.2. DETERMINAREA DIAGRAMEI DE CALCUL A ÎMPINGERII ACTIVE A PĂMÂNTULUI

Dezvoltarea presiunii active a pământului este condiționată de o deplasare a construcției de susținere în sensul îndepărtării de masa de pământ aflată în spate. În cazul în care construcția de susținere are legături care o împiedică să se deplaseze și să se rotească liber, împingerea pământului poate fi diferită, atât ca mărime cât și ca distribuție de presiunea activă calculată cu teoria clasică a lui Coulomb.

În practică, la pereți cu reazeme multiple, cum sunt sprijinirile simple, se utilizează diagrame de calcul simplificate pentru împingerea activă a pământului de tipul celor date în figura VI.3, a, b, c, astfel:

a - diagramă convențională de calcul a presiunii active a pământului **necoeziv** asupra sprijinirii;

b - diagramă convențională de calcul a presiunii active a pământului **coeziv de consistență redusă** asupra sprijinirii;

c - diagramă convențională de calcul a presiunii active a pământului **coeziv de consistență ridicată** asupra sprijinirii.

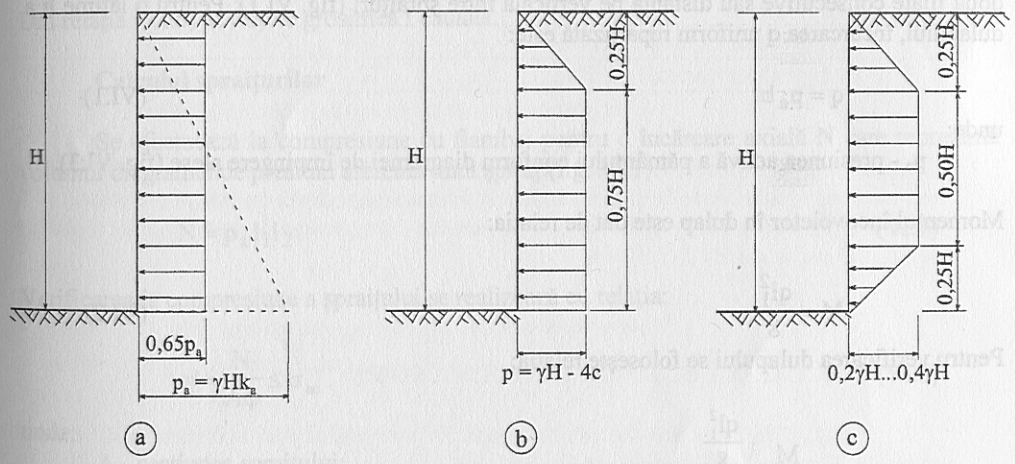


Figura VI.3

Notațiile din figură sunt:

γ - greutatea volumică a pământului în stare umedă, kN/m^3;

H - înălțimea peretelui, m;

c - coeziunea, kN/m^2;

$k_a = tg^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ - coeficient de împingere activă al pământului;

ϕ - unghiul de frecare interioară, [°].

VI.3. DIMENSIONAREA SAU VERIFICAREA ELEMENTELOR DIN LEMN (DULAPI, FILATE, ŞPRAIŢURI) ALE SPRIJINIRII.

Calculul de rezistenţă al unei sprijiniri comportă următoarele etape:

- determinarea solicitărilor asupra peretelui vertical se face conf. pct. VI.2;
- determinarea eforturilor (momente, forţe tăietoare, forţe axiale) în elementele sprijinirii;
- dimensionarea sau verificarea secţiunilor adoptate pentru elementele sprijinirii.

Determinarea eforturilor în elementele sprijinirii se face fără a se ţine seama de continuitatea elementelor. Dulapii, filatele, şpraiţurile se consideră simplu rezemate între două puncte succesive de rezemare.

VI.3.1. Sprijiniri cu dulapi verticali

Calculul dulapilor verticali

Se efectuează ca pentru grinzi simplu rezemate, având ca deschidere distanţa l_1 dintre două filate consecutive sau distanţa pe verticală între şpraiţuri (fig. VI.1). Pentru o lăţime **b** a dulapului, încărcarea q uniform repartizată este:

$$q = p_a b \qquad \text{(VI.1)}$$

unde:

p_a - presiunea activă a pământului conform diagramei de împingere alese (fig. VI.3).

Momentul încovoietor în dulap este dat de relaţia:

$$M = \frac{q l_1^2}{8} \qquad \text{(VI.2)}$$

Pentru verificarea dulapului se foloseşte relaţia:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{q l_1^2}{8}}{\frac{b d^2}{6}} \le \sigma_{aî} \qquad \text{(VI.3)}$$

în care:

W - modulul de rezistenţă al secţiunii dulapului;
d - grosimea dulapului.
$\sigma_{aî}$ - rezistenţa admisibilă a lemnului la încovoiere (tabelul VI.1).

Calculul filatelor

Se realizează ca pentru grinzi simplu rezemate având ca deschidere distanţa l_2 dintre şpraiţuri în plan orizontal (fig. VI.1). Filata preia reacţiunea de la dulapi aferentă unui câmp l_1. Încărcarea uniform repartizată pe unitatea de lungime a filatei este:

$$q_f = p_a l_1 \qquad \text{(VI.4)}$$

Momentul încovoietor maxim pentru filată:

$$M_f = \frac{q_f l_2^2}{8} \qquad \text{(VI.5)}$$

Fie **e** lăţimea cunoscută a filatei şi **f** grosimea căutată:

$$\sigma = \frac{M_f}{W_f} = \frac{M_f}{\frac{e f^2}{6}} \le \sigma_{aî} \qquad \text{(VI.6)}$$

Din relaţia (VI.6) se obţine grosimea **f** căutată.

Calculul şpraiţurilor

Se efectuează la compresiune cu flambaj pentru o încărcare axială **N** care reprezintă volumul diagramei de presiuni aferentă unui şpraiţ (fig. VI.1).

$$N = p_a l_1 l_2 \qquad \text{(VI.7)}$$

Verificarea la compresiune a şpraiţului se realizează cu relaţia:

$$\sigma' = \frac{N}{A\varphi} \le \sigma_{ac} \qquad \text{(VI.8)}$$

unde:

A - secţiunea şpraiţului;
φ - coeficientul de flambaj (relaţiile VI.9);
σ_{ac} - rezistenţa admisibilă la compresiune în lungul fibrei lemnului (tabelul VI.1).

$$\varphi = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 \text{ pentru } \lambda \le 75 \qquad \text{(VI.9`)}$$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ pentru } \lambda > 75 \qquad \text{(VI.9``)}$$

unde $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f - lungimea de flambaj;
$i = 0{,}25d$ în care d = diametrul şpraiţului.

Pentru verificarea la strivire în lungul fibrelor la contactul şpraiţ-filată se foloseşte relaţia:

$$\sigma'' = \frac{N}{A} \leq \sigma_{as} \qquad \text{(VI.10)}$$

unde:

σ_{as} - rezistenţa admisibilă la compresiune în lungul fibrelor lemnului (tabelul VI.1).

VI.3.2. Sprijiniri cu dulapi orizontali

În ceea ce priveşte calculul dulapilor orizontali, a filatelor şi şpraiţurilor se aplică aceeaşi metodologie ca în cazul sprijinirilor cu dulapi verticali (v. cap. VI.3.1).

Tabelul VI.1. Rezistenţele admisibile ale materialului lemnos din diferite specii, conform STAS 856 - 71.

Nr. crt.	Natura solicitării	simbol	Rezistenţe admisibile, daN/cm^2			
			molid, brad	stejar, gorun	fag	plop
1	Încovoiere	$\sigma_{aî}$	120	155	130	95
2	Compresiune în lungul fibrelor	σ_{ac}	120	155	130	95
3	Compresiune normală pe fibre	σ_{as}	120	155	130	95

Notă: *În funcţie de caracteristicile geometrice ale gropii, grosimea dulapilor se ia între 5 şi 7 cm, secţiunea filatelor de 8 x 16 cm sau 12 x 16 cm, la sprijiniri cu dulapi orizontali, şi 16 x 16 cm sau 20 x 20 cm la sprijiniri cu dulapi verticali, iar şpraiţurile sunt din bile cu diametrul de 10...12 cm, respectiv 12...14 cm.*

VI.4. CALCULUL EPUISMENTULUI INDIRECT

Principalele mijloace de coborâre generală a nivelului apei subterane sunt instalaţiile cu puţuri-filtre sau cu filtre aciculare.

Principiul de funcţionare al unei astfel de instalaţii este arătat în figura VI.4. În jurul săpăturii se execută, prin forare, puţuri-filtre sau se înfig filtre aciculare, spre care se drenează apa, evacuată prin pompare. Prin coborârea generală a nivelului apei subterane, cu circa 0,50 m sub cota săpăturii, atât excavaţia cât şi lucrările de fundaţie se pot executa în uscat.

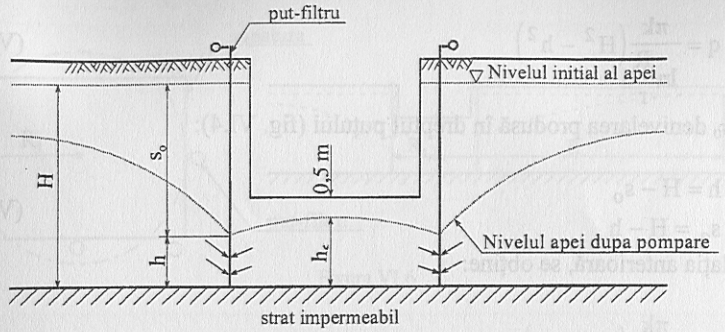


Figura VI.4

VI.4.1. Puţ-filtru perfect

În cazul puţului perfect, coborât până la stratul impermeabil (fig. VI.5), ecuaţia suprafeţei denivelate a pânzei de apă subterană este:

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{x}{r} \qquad \text{(VI.11)}$$

unde:

z - nivelul apei la distanţa x faţă de axa puţului, m;
h - nivelul apei în puţ, m;
q - debitul unitar care se înfiltrează în puţ, m^3/sec;
k - coeficientul de permeabilitate al pământului, m/sec;
r - raza puţului, m.

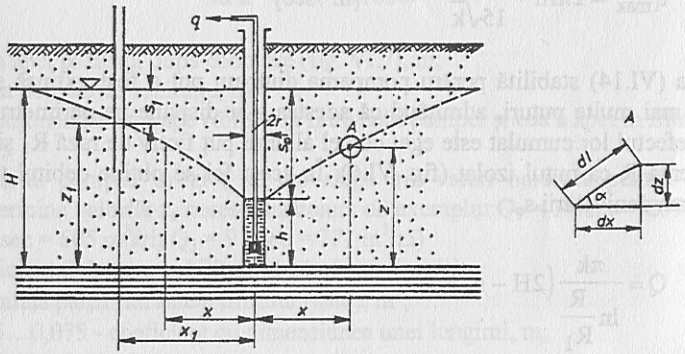


Figura VI.5

La o distanţă R de axa puţului, denumită rază de influenţă, efectul pompării încetează să se mai resimtă, pânza de apă găsindu-se la nivelul iniţial; deci, înlocuind x = R, z = H în relaţia (VI.11) rezultă:

$$q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{r}}\left(H^2 - h^2\right) \qquad \text{(VI.12)}$$

Se notează cu s_o denivelarea produsă în dreptul puţului (fig. VI.4):

$$h = H - s_o$$
$$s_o = H - h \qquad \text{(VI.13)}$$

Înlocuind în relaţia anterioară, se obţine:

$$q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{r}}\left(2H - s_o\right)s_o \qquad \text{(VI.14)}$$

Formula (VI.14) exprimă relaţia dintre debitul q pompat din puţ şi denivelarea s_o rezultată. Distanţa R se stabileşte cu următoarea relaţie stabilită experimental:

$$R = 3000 s_o \sqrt{k} \qquad \text{(VI.15)}$$

în care s_o se exprimă în metri, iar k în m/sec. Tot experimental s-a dovedit că pomparea se poate efectua doar dacă gradientul hidraulic ce se realizează la intrarea apei în puţ (şi care creşte odată cu creşterea debitului) nu depăşeşte valoarea:

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \qquad \text{(VI.16)}$$

Înlocuind această valoare a gradientului în legea lui Darcy (q = aki) se obţine următoarea expresie pentru debitul maxim ce se poate extrage dintr-un puţ:

$$q_{max} = 2\pi r h - \frac{k}{15\sqrt{k}} \qquad [m^3/sec] \qquad \text{(VI.17)}$$

Relaţia (VI.14) stabilită pentru pomparea dintr-un puţ a fost extinsă şi pentru cazul pompării din mai multe puţuri, admiţând că acestea s-ar dispune pe perimetrul unui cerc de rază R_1 şi că efectul lor cumulat este egal cu cel al unui puţ fictiv de rază R_1 şi având aceeaşi rază de influenţă R ca puţul izolat (fig. VI.6). În acest fel se obţine debitul total Q necesar pentru obţinerea denivelării s_o:

$$Q = \frac{\pi k}{\ln \frac{R}{R_1}}\left(2H - s_o\right)s_o \qquad \text{(VI.18)}$$

Numărul de puţuri rezultă din relaţia:

$$n = \frac{Q}{q_{max}} \qquad \text{(VI.19)}$$

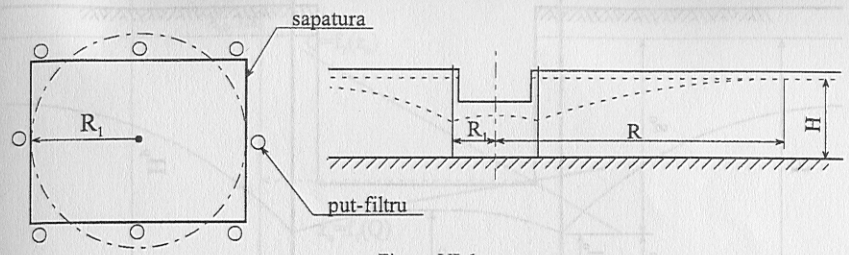


Figura VI.6

În mod obişnuit, puţurile-filtre se amplasează la distanţe de 5…6 m, unul de altul.

VI.4.2. Filtre aciculare

Sunt realizate din ţevi cu diametrul exterior **d** = 5…7,5 cm, cu partea inferioară perforată pe 1…2 m şi înfăşurată într-o pânză de sârmă de cupru. Filtrele sunt introduse în pământ sub greutate proprie, sub efectul unui jet de apă în vârful filtrului. În pământuri tari înfigerea poate fi realizată prin batere sau vibrare.

Notând cu $\mathbf{l_o}$ lungimea filtrului prin care este posibilă intrarea apei, cu $\mathbf{l_c}$ lungimea tubului colector care leagă **n** filtre aciculare aşezate la distanţa **2a** între ele şi este deservit de o instalaţie proprie de pompare, calculele în vederea dimensionării unei instalaţii de filtre se efectuează astfel:

Relaţia între debitul pompat şi coborârea nivelului în filtru:

$$z_o = H_p - h_{asp} + \xi \frac{Q}{nFk} + 0{,}134\zeta\left(\frac{Q}{1000}\right)^2 \qquad \text{(VI.20)}$$

unde:

z_o - cota apei în filtru, după coborâre (fig. VI.7), m;
H_p - cota pompei de aspiraţie, m;
h_{asp} - înălţimea de aspiraţie (diferenţa între cota pompei şi cea a apei în filtrul acicular), m;
Q - debitul pompat, m^3/zi (se vor alege trei valori oarecare pentru care se vor determina valorile z_o corespunzătoare; de exemplu: Q_1 = 3 l/sec = 259 m^3/zi; Q_2 = 7 l/sec = 605 m^3/zi; Q_3 = 9 l/sec = 777 m^3/zi)
k - coeficientul de permeabilitate al pământului, m/zi;
F - suprafaţa părţii filtrante a filtrului ($l_o \pi d$), m^2;
ξ = 0,05…0,075 - coeficient cu dimensiunea unei lungimi, m;
ζ - coeficient de randament care este egal cu:

$$\zeta = 3827\frac{a^2}{l_c^2} + l_c\left(0{,}0104 + \frac{0.0014}{a}\right) + 3{,}336 \qquad \text{(VI.21)}$$

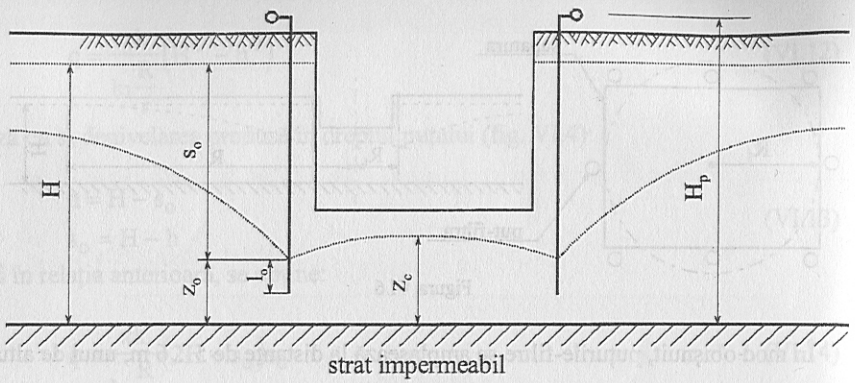


Figura VI.7

Într-o primă etapă se calculează cele trei valori ale lui z_o corespunzătoare debitelor Q_i (i = 1…3) alese şi se trasează graficul de variaţie $z_o = f_1(Q)$, (fig. VI.7).

În etapa a doua se va determina relaţia între Q şi z_o pentru trei valori ale lui z_o alese. În acest caz, pentru filtre aciculare pe două rânduri (pe două laturi ale săpăturii) relaţia de calcul este:

$$Q = kl_c \frac{H^2 - z_o^2}{2R} \frac{2\overline{\beta}}{1+\overline{\beta}} \qquad \text{(VI.22)}$$

unde:

$$\overline{\beta} = \alpha\beta \qquad \text{(VI.23)}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + 1{,}47\frac{z_o}{R}\lg\frac{1}{\sin\frac{\pi l_o}{2z_o}}} \qquad \text{(VI.24)}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 1{,}47\frac{a}{R}\lg\frac{a}{\pi r}} \qquad \text{(VI.25)}$$

Pentru trei valori alese ale lui z_o se va obţine graficul de variaţie $Q = f_2(z_o)$.

Cele două funcţii de variaţie, $z_o = f_1(Q)$ şi $Q = f_2(z_o)$, se trasează pe acelaşi grafic (fig. VI.8). Punctul de intersecţie reprezintă tocmai debitul Q şi nivelul z_o căutat.

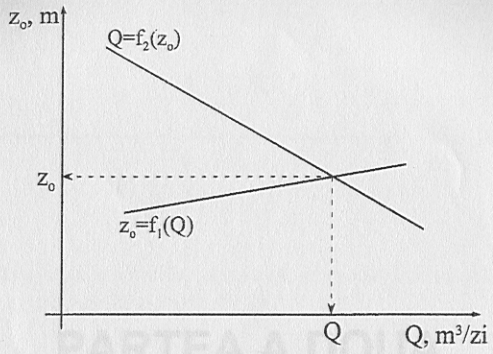


Figura VI.8

Nivelul apei sub axa săpăturii va fi:

$$z_c = \sqrt{H^2 - \frac{2QR}{kl_c}} \qquad \text{(VI.26)}$$

în care raza de influenţă R se determină cu relaţia (VI.15).

Instalaţiile de filtre aciculare se livrează în garnituri complete, cuprinzând atât filtrele, cât şi conductele, pompele de vacuum şi de absorbţie-refulare, motorul electric etc. Distanţa între două filtre este de obicei cuprinsă între 1,5…2 m.

PARTEA A DOUA

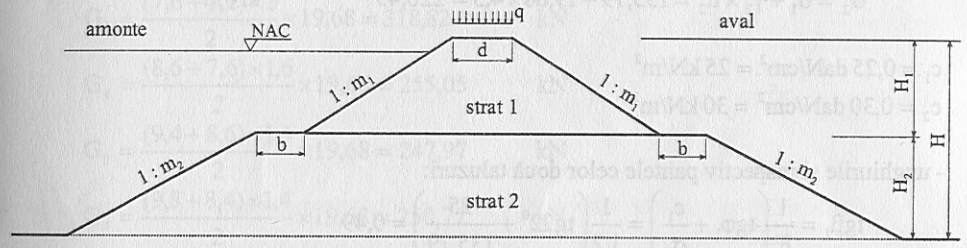
ANEXE
EXEMPLE DE CALCUL

ANEXA A1

Date de temă:

Pentru protejarea unui obiectiv industrial împotriva inundațiilor se cere executarea unui dig de pământ cu următoarele caracteristici:

$$\gamma_{s1} = 27{,}0 kN/m^3;\ n_1 = 34\%;\ w_1 = 12\%;\ \phi_1 = 22^\circ;\ c_1 = 0{,}25 daN/cm^2$$
$$\gamma_{s2} = 26{,}7 kN/m^3;\ n_2 = 37\%;\ w_2 = 17\%;\ \phi_2 = 19^\circ;\ c_2 = 0{,}30 daN/cm^2$$
$$H_1 = 5{,}3m;\ H_2 = 4{,}3m;\ b = 1{,}4m;\ d = 3{,}0;\ q = 25 kN/m^2$$



teren de fundare (aceleasi caracteristici ca pentru stratul 2)

Figura A.1. Dig de pănânt

Proiectul va cuprinde:

A. Piese scrise
- Predimensionarea pantelor digului;
- Verificarea stabilității digului în ipoteza suprafețelor de alunecare circular cilindrice, utilizând metoda fâșiilor, pentru cazul digului uscat.

B. Piese desenate
- Secțiune verticală prin dig;
- Secțiune cu schema de calcul (împărțirea în fâșii);
- Graficul coeficientului de siguranță și determinarea coeficientului de siguranță minim.

Rezolvare:

1. Predimensionarea pantelor digului de pământ

Stabilirea pantelor stabile ale digului de pământ se realizează prin metoda Maslov, conform capitolului I.1 al prezentului îndrumător:

- greutatea volumică a pământului în stare naturală pentru cele două straturi:

$$\gamma_1 = \gamma_{s1}\left(1-\frac{n_1\%}{100}\right)\left(1+\frac{w_1\%}{100}\right) = 27\left(1-\frac{34}{100}\right)\left(1+\frac{12}{100}\right) = 19{,}96 \quad kN/m^3$$

$$\gamma_2 = \gamma_{s2}\left(1-\frac{n_2\%}{100}\right)\left(1+\frac{w_2\%}{100}\right) = 26{,}7\left(1-\frac{37}{100}\right)\left(1+\frac{17}{100}\right) = 19{,}68 \quad kN/m^3$$

- eforturile normale la baza celor două straturi:

$$\sigma_1 = q + \gamma_1 \times h_1 = 30 + 19{,}96 \times 5{,}3 = 135{,}79 \quad kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_2 \times h_2 = 135{,}79 + 19{,}68 \times 4{,}3 = 220{,}49 \quad kN/m^2$$

$c_1 = 0{,}25\ daN/cm^2 = 25\ kN/m^2$

$c_2 = 0{,}30\ daN/cm^2 = 30\ kN/m^2$

- unghiurile şi respectiv pantele celor două taluzuri:

$$tg\beta_1 = \frac{1}{F_s}\left(tg\varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_1}\right) = \frac{1}{1{,}2}\left(tg22^0 + \frac{25}{135{,}79}\right) = 0{,}49$$

$$tg\beta_2 = \frac{1}{F_s}\left(tg\varphi_2 + \frac{c_2}{\sigma_2}\right) = \frac{1}{1{,}2}\left(tg19^0 + \frac{30}{220{,}49}\right) = 0{,}4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} m_1 = \dfrac{1}{tg\beta_1} = 2{,}04 \approx 2{,}0 \\ m_2 = \dfrac{1}{tg\beta_2} = 2{,}5 \end{cases}$$

$H = H_1 + H_2 = 5{,}3 + 4{,}3 = 9{,}6m$

2. Verificarea stabilităţii digului în ipoteza suprafeţelor de alunecare circular cilindrice, utilizând metoda fâşiilor, pentru cazul dig în uscat

Se trasează digul la o scară suficient de mare pentru ca erorile grafice să fie reduse la minim şi se construieşte dreapta lui Fellenius pe care se vor alege centrele suprafeţelor de cedare cele mai probabile (v. capitolul I.2 al prezentului îndrumător).

Pentru determinarea coeficientului de siguranţă minim şi aflarea suprafeţei de cedare corespunzătoare acestuia, au fost necesare în cazul de faţă alegerea a patru suprafeţe de cedare cu centrele în O_1, O_2, O_3 şi O_4.

Împărţirea în fâşii şi determinarea tuturor forţelor care acţionează la baza fâşiilor pentru fiecare suprafaţă în parte se realizează conform capitolului I.2.1 şi valorile sunt sintetizate în tabelele A.1, A.2, A.3 şi A.4.

În planşa A.1 este prezentat calculul grafic al coeficientului de siguranţă pentru prima suprafaţă de alunecare (O_1) şi diagrama de variaţie a factorului de stabilitate. În planşa A.2 este prezentat desenul de execuţie pentru digul de pământ.

În continuare se exemplifică calculul greutăţilor fâşiilor, G_i, şi al unghiurilor α_i pentru prima suprafaţa de alunecare (O_1):

- greutăţile G_i:

$$G_1 = \frac{3{,}2 \times 3{,}0}{2} \times 19{,}68 = 94{,}5 \quad kN$$

$$G_2 = \frac{(5{,}2+3{,}2)\times 2}{2} \times 19{,}68 = 165{,}3 \quad kN$$

$$G_3 = \frac{(7{,}6+3{,}2)\times 3}{2} \times 19{,}68 = 318{,}82 \quad kN$$

$$G_4 = \frac{(8{,}6+7{,}6)\times 1{,}6}{2} \times 19{,}68 = 255{,}05 \quad kN$$

$$G_5 = \frac{(9{,}4+8{,}6)\times 1{,}4}{2} \times 19{,}68 = 247{,}97 \quad kN$$

$$G_6 = \frac{(9{,}8+8{,}4)\times 1{,}4}{2} \times 19{,}68 = 250{,}72 \quad kN$$

$$G_{7_1} = \frac{(9{,}8+9{,}7)\times 2{,}5}{2} \times 19{,}68 + \frac{1{,}2\times 2{,}5}{2} \times 19{,}96 = 509{,}64 \quad kN$$

$$G_8 = \frac{(9{,}8+9{,}6)\times 2{,}4}{2} \times 19{,}68 + \frac{(2{,}6+1{,}2)\times 2{,}4}{2} \times 19{,}96 = 549{,}17 \quad kN$$

$$G_9 = \frac{(9{,}6+9{,}2)\times 2{,}6}{2} \times 19{,}68 + \frac{(3{,}8+2{,}6)\times 2{,}6}{2} \times 19{,}96 = 647{,}05 \quad kN$$

$$G_{10} = \frac{(9{,}2+8)\times 3}{2} \times 19{,}68 + \frac{(5{,}3+3{,}8)\times 3}{2} \times 19{,}96 = 780{,}2 \quad kN$$

$$G_{11} = \frac{(8+6{,}8)\times 1{,}5}{2} \times 19{,}68 + 5{,}3\times 1{,}5\times 19{,}96 + 1{,}5\times 25 = 411{,}3 \quad kN$$

$$G_{12} = \frac{(6{,}8+6{,}4)\times 1{,}5}{2} \times 19{,}68 + 5{,}3\times 1{,}5\times 19{,}96 + 1{,}5\times 25 = 391 \quad kN$$

$$G_{13} = \frac{(6{,}4+5{,}2)\times 2}{2} \times 19{,}68 + \frac{(5{,}3+4{,}4)\times 2}{2} \times 19{,}96 = 421{,}9 \quad kN$$

$$G_{14} = \frac{(5{,}2+4{,}4)\times 1{,}0}{2} \times 19{,}68 + \frac{(4{,}4+4{,}0)\times 1{,}0}{2} \times 19{,}96 = 178{,}3 \quad kN$$

$$G_{15} = \frac{2\times 2}{2} \times 19{,}68 + \frac{(2{,}6+2{,}2)\times 2}{2} \times 19{,}96 = 135{,}17 \quad kN$$

$$G_{16} = \frac{2{,}2 \times 1{,}0}{2} \times 19{,}96 = 21{,}96 \quad \text{kN}$$

- unghiurile α_i corespunzătoare fâşiilor primei suprafeţe de cedare:

$$tg\alpha_1 = \frac{6{,}0}{8{,}7} \quad \alpha_1 = 34^0 59' \qquad tg\alpha_9 = \frac{2{,}2}{10{,}4} \quad \alpha_9 = 12^0 34'$$

$$tg\alpha_2 = \frac{5{,}0}{9{,}4} \quad \alpha_2 = 28^0 \qquad tg\alpha_{10} = \frac{3{,}6}{10{,}05} \quad \alpha_{10} = 20^0 10'$$

$$tg\alpha_3 = \frac{3{,}8}{9{,}9} \quad \alpha_3 = 21^0 39' \qquad tg\alpha_{11} = \frac{5{,}0}{9{,}45} \quad \alpha_{11} = 28^0 28'$$

$$tg\alpha_4 = \frac{2{,}6}{10{,}3} \quad \alpha_4 = 14^0 16' \qquad tg\alpha_{12} = \frac{5{,}7}{9{,}0} \quad \alpha_{12} = 32^0 35'$$

$$tg\alpha_5 = \frac{1{,}9}{10{,}5} \quad \alpha_5 = 10^0 25' \qquad tg\alpha_{13} = \frac{6{,}2}{8{,}65} \quad \alpha_{13} = 36^0 03'$$

$$tg\alpha_6 = \frac{1{,}2}{10{,}55} \quad \alpha_6 = 6^0 48' \qquad tg\alpha_{14} = \frac{6{,}9}{8{,}1} \quad \alpha_{14} = 40^0 42'$$

$$tg\alpha_7 = \frac{0{,}3}{10{,}6} \quad \alpha_7 = 1^0 62' \qquad tg\alpha_{15} = \frac{7{,}45}{7{,}65} \quad \alpha_{15} = 44^0 24'$$

$$tg\alpha_8 = \frac{1{,}0}{10{,}55} \quad \alpha_8 = 5^0 41' \qquad tg\alpha_{16} = \frac{8{,}15}{6{,}85} \quad \alpha_{16} = 50^0 35'$$

Calculul factorului de stabilitate (coeficientului de siguranţă) se realizează pentru fiecare suprafaţă de cedare considerată cu formula:

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{R\left[\sum\left(G_i \cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)\right]}{R\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} =$$

$$= \frac{\sum\left(G_i \cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} = \frac{\sum\left(F_i + C_i + T_{i(+)}\right)}{\sum T_{i(-)}}$$

În urma calculelor s-au obţinut următorii coeficienţi de siguranţă:

$$F_s^1 = 2{,}17;\ F_s^2 = 2{,}15;\ F_s^3 = 2{,}10;\ F_s^4 = 2{,}15$$

Conform graficului de variaţie al factorilor de stabilitate (v. planşa A.1) se obţine un minim pentru acesta, $F_{s,\,min} = 2{,}10$, care satisface condiţia stabilitate:

$$F_{s,\,min} = 2{,}10 > F_{s,\,adm} = 1{,}5$$

⇒ taluzul este stabil.

Tabelul A.1. Calculul coeficientului de siguranţă corespunzător suprafeţei de alunecare cu centrul în O_1

Nr. fâşie	G (kN)	α_i (°)	radiani	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$G \sin\alpha_{i,(+)}$ (kN)	$G \sin\alpha_{i,(-)}$ (kN)	$G \cos\alpha_i$ (kN)	$tg\,\phi_i$	$G \cos\alpha_i\, tg\,\phi_i$ (kN)	$C = c_i \times l_i$ (kN)
1	94.5	34.59	0.60371	0.568	0.823	53.65		77.80	0.34	26.76	114.00
2	165.3	28	0.48869	0.469	0.883	77.60		145.95	0.34	50.21	72.00
3	318.82	21.39	0.37333	0.365	0.931	116.28		296.86	0.34	102.12	96.00
4	225.05	14.16	0.24714	0.245	0.970	55.05		218.21	0.34	75.06	48.00
5	247.97	10.25	0.17890	0.178	0.984	44.12		244.01	0.34	83.94	42.00
6	250.72	6.48	0.11310	0.113	0.994	28.30		249.12	0.34	85.70	42.00
7	509.64	1.62	0.02827	0.028	1.000	14.41		509.44	0.34	175.25	72.00
8	549.17	5.41	0.09442	0.094	0.996		51.78	546.72	0.34	188.07	72.00
9	647.05	12.34	0.21537	0.214	0.977		138.28	632.10	0.34	217.44	78.00
10	780.2	20.1	0.35081	0.344	0.939		268.12	732.68	0.34	252.04	96.00
11	411.3	28.28	0.49358	0.474	0.881		194.87	362.21	0.34	124.60	54.00
12	391	32.35	0.56461	0.535	0.845		209.22	330.31	0.34	113.63	18.00
13	421.9	36.03	0.62884	0.588	0.809		248.17	341.19	0.34	117.37	60.00
14	356.6	40.42	0.70546	0.648	0.761		231.21	271.48	0.34	93.39	36.00
15	135.17	44.24	0.77213	0.698	0.716		94.30	96.84	0.34	33.31	54.00
16	21.96	50.35	0.87877	0.770	0.638		16.91	14.01	0.34	4.82	72.00
TOTAL						**389.41**	**1452.86**			**1743.72**	**1026.00**

Coeficientul de siguranţă $F_s^1 = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum\left(G_i \cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} = \frac{1743{,}72 + 1026 + 389.41}{1452{,}86} = 2{,}17$

Tabelul A.2. Calculul coeficientului de siguranţă corespunzător suprafeţei de alunecare cu centrul în O_2

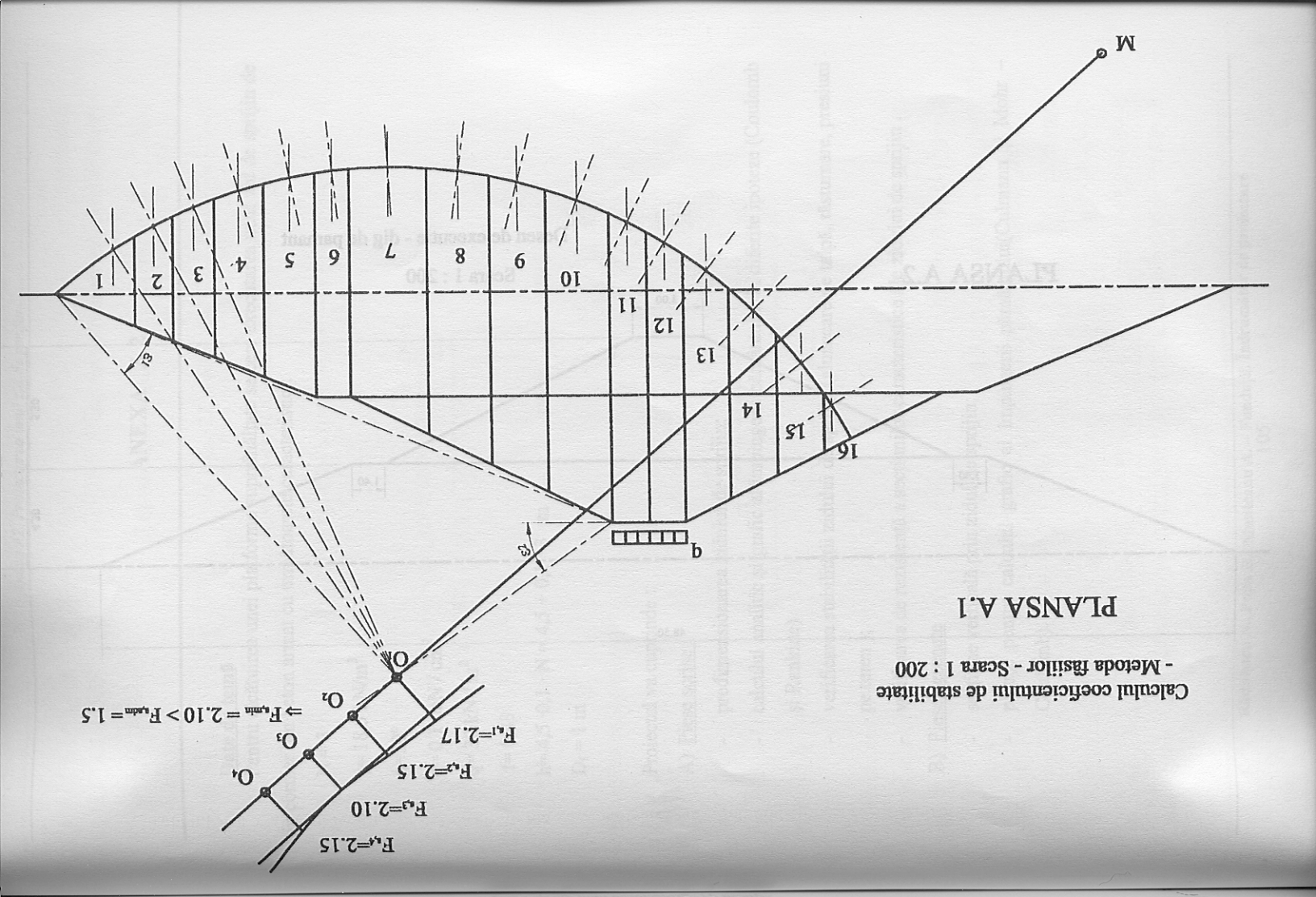
Nr. fâşie	G (kN)	α_i (°)	radiani	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$G \sin\alpha_{i,(+)}$ (kN)	$G \sin\alpha_{i,(-)}$ (kN)	$G \cos\alpha_i$ (kN)	$tg\,\phi_i$	$G \cos\alpha_i\, tg\,\phi_i$ (kN)	$C = c_i \times l_i$ (kN)
1	82.66	29.37	0.51260	0.490	0.871	40.54		72.04	0.344	24.78	102
2	135.6	23.35	0.40753	0.396	0.918	53.74		124.49	0.344	42.83	60
3	320.6	16.19	0.28257	0.279	0.960	89.39		307.89	0.344	105.91	90
4	213.5	9.46	0.16511	0.164	0.986	35.09		210.60	0.344	72.45	48
5	207.7	5.38	0.09390	0.094	0.996	19.47		206.79	0.344	71.13	42
6	217.3	2.28	0.03979	0.040	0.999	8.64		217.13	0.344	74.69	42
7	475.9	3.23	0.05637	0.056	0.998		26.81	475.14	0.344	163.45	78
8	491.2	10.34	0.18047	0.179	0.984		88.17	483.22	0.344	166.23	72
9	573.5	7.22	0.12601	0.126	0.992		72.08	568.95	0.344	195.72	78
10	711.2	24.53	0.42813	0.415	0.910		295.27	647.01	0.344	222.57	102
11	510.3	34.16	0.59620	0.562	0.827		286.54	422.26	0.344	145.26	84
12	148.3	28.34	0.49463	0.475	0.880		70.40	130.53	0.344	44.90	18
13	268.5	41.41	0.72274	0.661	0.750		177.60	201.37	0.344	69.27	60
14	169.4	43.32	0.75608	0.686	0.728		116.22	123.24	0.344	42.40	42
15	128.3	51.07	0.89134	0.778	0.628		99.81	80.62	0.344	27.73	54
16	71.8	57.37	1.00130	0.842	0.539		60.47	38.72	0.404	15.64	75
TOTAL						**246.89**	**1293.35**			**1484.96**	**1047**

$$\text{Coeficientul de siguranţă } F_s^2 = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum\left(G_i \cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} = \frac{1484{,}96 + 1047 + 246{,}89}{1293{,}35} = 2{,}15$$

Tabelul A.3. Calculul coeficientului de siguranţă corespunzător suprafeţei de alunecare cu centrul în O_3

Nr. fâşie	G (kN)	α_i (°)	radiani	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$G \sin\alpha_{i,(+)}$ (kN)	$G \sin\alpha_{i,(-)}$ (kN)	$G \cos\alpha_i$ (kN)	$tg\,\phi_i$	$G \cos\alpha_i\, tg\,\phi_i$ (kN)	$C = c_i \times l_i$ (kN)
1	76.752	23.06	0.40247	0.392	0.920	30.06		70.62	0.344	24.29	96
2	129.89	19.08	0.33301	0.327	0.945	42.46		122.75	0.344	42.23	60
3	295.2	12.23	0.21345	0.212	0.977	62.53		288.50	0.344	99.24	90
4	199.95	6.03	0.10524	0.105	0.994	21.00		198.84	0.344	68.40	48
5	194.24	2.26	0.03944	0.039	0.999	7.66		194.09	0.344	66.77	42
6	202.51	2.27	0.03962	0.040	0.999		8.02	202.35	0.344	69.61	42
7	381.72	7.39	0.12898	0.129	0.992		49.10	378.55	0.344	130.22	72
8	407.5	14.17	0.24731	0.245	0.970		99.76	395.10	0.344	135.91	72
9	473.1	20.36	0.35535	0.348	0.938		164.60	443.54	0.344	152.58	78
10	555.85	28.22	0.49253	0.473	0.881		262.84	489.78	0.344	168.48	102
11	395.6	37.4	0.65275	0.607	0.794		240.28	314.27	0.344	108.11	90
12	84.75	42.54	0.74246	0.676	0.737		57.30	62.44	0.344	21.48	18
13	180.08	47.1	0.82205	0.733	0.681		131.92	122.58	0.344	42.17	66
14	69.86	52	0.90757	0.788	0.616		55.05	43.01	0.404	17.38	40
15	31.14	55.57	0.96988	0.825	0.565		25.68	17.61	0.404	7.11	60
TOTAL						**163.72**	**1094.54**			**1153.99**	**976**

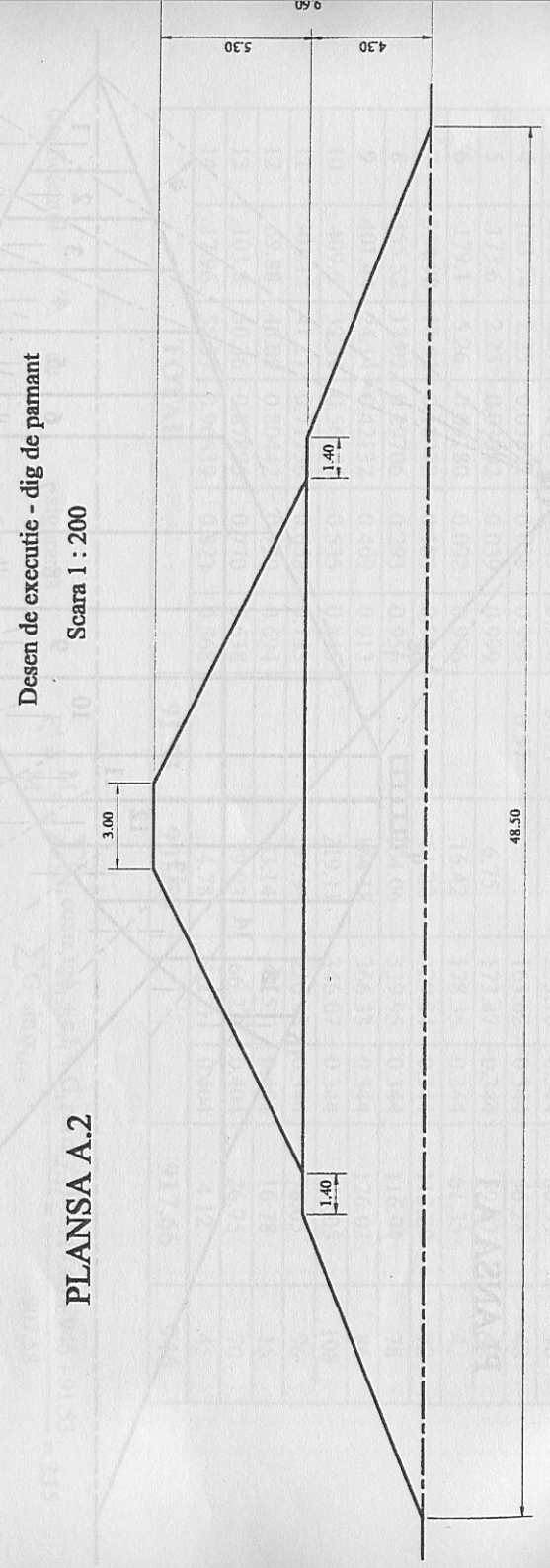
$$\text{Coeficientul de siguranţă } F_s^3 = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum\left(G_i \cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i \sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i \sin\alpha_{i,(-)}} = \frac{1153{,}99 + 976 + 163{,}72}{1094{,}54} = 2{,}10$$



Tabelul A.4. Calculul coeficientului de siguranță corespunzător suprafeței de alunecare cu centrul în O_4

Nr. fâșie	G (kN)	α_i (°)	radiani	$\sin\alpha_i$	$\cos\alpha_i$	$G\sin\alpha_{i,(+)}$ (kN)	$G\sin\alpha_{i,(-)}$ (kN)	$G\cos\alpha_i$ (kN)	$tg\,\phi_i$	$G\cos\alpha_i\,tg\,\phi_i$ (kN)	$C = c_i \times l_i$ (kN)
1	64.94	20.43	0.35657	0.349	0.937	22.67		60.86	0.344	20.93	96
2	114.14	14.47	0.25255	0.250	0.968	28.52		110.52	0.344	38.02	60
3	236.16	8.27	0.14434	0.144	0.990	33.97		233.70	0.344	80.39	90
4	163.74	2.23	0.03892	0.039	0.999	6.37		163.62	0.344	56.28	48
5	173.6	2.23	0.03892	0.039	0.999		6.75	173.47	0.344	59.67	42
6	179.1	5.26	0.09180	0.092	0.996		16.42	178.35	0.344	61.35	42
7	334.98	10.53	0.18378	0.183	0.983		61.22	329.34	0.344	113.29	72
8	355.52	17.02	0.29706	0.293	0.956		104.06	339.95	0.344	116.94	78
9	401.44	24.14	0.42132	0.409	0.913		164.18	366.33	0.344	126.02	84
10	409.6	32.34	0.56444	0.535	0.845		219.11	346.07	0.344	119.05	108
11	301.12	41.11	0.71750	0.658	0.753		197.99	226.88	0.344	78.05	96
12	59.88	46.09	0.80442	0.720	0.694		43.14	41.53	0.404	16.78	15
13	103.8	50.36	0.87895	0.770	0.638		79.93	66.22	0.404	26.75	70
14	17.96	55.37	0.96639	0.823	0.568		14.78	10.21	0.404	4.12	45
TOTAL						**91.53**	**907.58**			**917.66**	**946**

Coeficientul de siguranță $F_s^4 = \dfrac{M_s}{M_r} = \dfrac{\sum\left(G_i\cos\alpha_i tg\phi_i + c_i l_i + G_i\sin\alpha_{i,(+)}\right)}{\sum G_i\sin\alpha_{i,(-)}} = \dfrac{917.66+946+91.53}{907.58} = 2{,}15$



ANEXA A 2

Date de temă

Pentru alcătuirea unei platforme supraînălțate se cere executarea unui zid de sprijin de tip cornier din beton armat cu următoarele caracteristici:

$N = 3$

$\gamma = 18{,}5\ kN/m^3$

$\phi = 30°$

$c = 0{,}1\ daN / cm^2$

$q = 30\ kN / m^2$

$f = 0{,}43$

$h = 4{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot N = 4{,}5 + 0{,}1 \cdot 3\ \ m$

$D_f = 1\ m$

Proiectul va cuprinde :

A) Piese scrise :

- predimensionarea zidului de sprijin;
- calculul analitic şi grafic al împingerii pământului în diferite ipoteze (Coulomb şi Rankine)
- verificarea stabilității zidului de sprijin (alunecare pe talpă, răsturnare, presiuni pe teren);
- verificarea de rezistență a secțiunilor caracteristice ale zidului de sprijin .

B) Piese desenate

- secţiune verticală prin zidul de sprijin;
- planşe pentru calculul grafic al împingerii pământului(Culmann şi Mohr – Coulomb).

Rezolvare

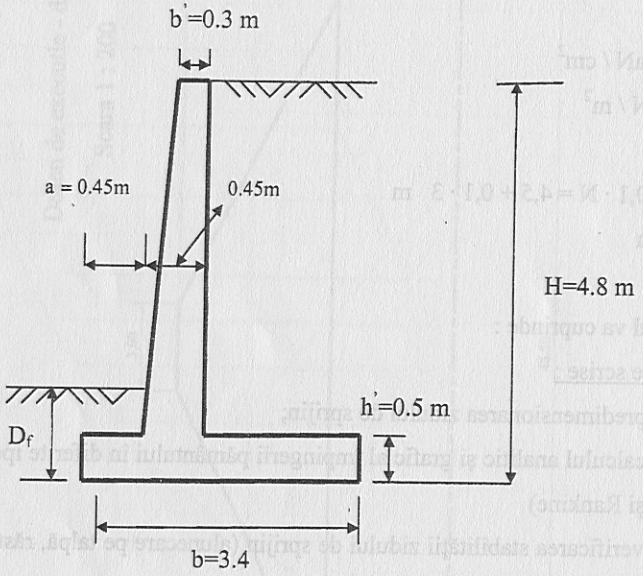
Predimensionarea zidului de sprijin

$$a = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) 4.8 = 0.48 \div 0.4 = 0.45 \text{ m}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3}\right) h = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3}\right) 4.8 = 2.4 \div 3.2 = 3.4 \text{ m}$$

$$b' = \frac{h}{24} = \frac{48}{24} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm dar } b' \geq 30\text{cm} \Rightarrow b' = 30 \text{ cm}$$

$$h' = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) 4.8 = 0.6 \div 0.4 = 0.5 \text{ m}$$



(I) Ipoteza I

$k_a = tg^2 (45 - \phi /2) = 0,33$

$P^\gamma = 1 / 2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a = 1 / 2 \cdot 18,5 \cdot 4,8^2 \cdot 0,33 = 70,33$ kN

$P^q = qhk_a = 30\ 4,8\ 0,33 = 47,52$ kN

Greutăţi

$G_i = \gamma_i \cdot S_i \cdot 1$ m

$S_1 = 3,4 \cdot 0,5 = 1,7$ m^2; $G_1 = 25 \cdot 1,7 \cdot 1 = 42,5$ kN;

$S_2 = (0,15 \cdot 4,3)/ 2 = 0,3225$ m^2; $G_2 = 25 \cdot 0,3225 \cdot 1 = 8,06$ kN;

$S_2 = 0,3 \cdot 4,3 = 1,29$ m^2; $G_3 = 25 \cdot 1,29 \cdot 1 = 32,25$ kN;

$S_2 = 2,5 \cdot 4,3 = 10,75$ m^2; $G_4 = 18,5 \cdot 10,75 \cdot 1 + 30 \cdot 2,5 \cdot 1 = 273,88$ kN;

$\Sigma G_i = 356,69$ kN

Verificări

1. Verificarea la alunecare pe talpă

$$\nu_L = \frac{F_f}{F_l}$$

$1,35 \geq \nu_L \geq 1,30$

$F_f = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \cdot f = 356,69 \cdot 0,43 = 153,37$ kN

$F_l = P^\gamma + P^q = 70,33 + 47,52 = 117,85$ kN

$\nu_L = 153,37 / 117,85 = 1,301$

$1,35 \geq 1,301 \geq 1,30$

2. Verificarea la răsturnare

$$M_s = \sum_1^4 G_i \cdot \text{brat.forta}_i$$

$M_s = (42,5 \cdot 1,7 + 8,06 \cdot 0,525 + 32,25 \cdot 0,75 + 273,88 \cdot 2,15) = 689,51$ kNm

$M_r = P^\gamma \cdot 1/3\ h + P^q \cdot 1/2\ h = 4,8/3 \cdot 70,33 + 4,8/2 \cdot 47,52 = 226,57$ kNm

$\nu_L = 689,51 / 226,57 = 3,04 > 1,5$

3. Verificarea presiunilor pe teren

Pentru aceasta se reduc toate forţele în centrul de greutate al tălpii zidului.

$N = \Sigma G_i = 356,69$ kN

$M = P^\gamma \cdot 1/3\ h + P^q \cdot 1/2\ h + G_1 \cdot 0 + G_2 \cdot 1,15 + G_3 \cdot 0,95 - G_4 \cdot 0,45 = 4,8/3 \cdot 70,33 + 4,8/2 \cdot 47,52 + 42,5 \cdot 0 + 8,06 \cdot 1,15 + 32,25 \cdot 0,95 - 273,88 \cdot 0,45 = 143,23$ kNm

$A = b \cdot 1 = 3,4 \cdot 1 = 3,4$ m^2

$W = (b \cdot 1) / 6 = 3,4 / 6 = 1,93$ m^2

$p_{1,2} = N / A \pm M / W$ (kN/m^2)

$p_{max} = N / A + M / W = 356,69 / 3,4 + 143,23 / 1,93 = 179,12$ kN / m^2

$p_{min} = N / A - M / W = 356,69 / 3,4 - 143,23 / 1,93 = 30,69\ kN / m^2$

$p_{conv} = 250\ kN / m^2$

$p_{max} = 179,12\ kN / m^2 < 1,2 \cdot P_{conv} = 300\ kN / m^2$

$p_{min} = 30,69\ kN / m^2 > 0$

(II) Ipoteza II

$45 + \phi /2 = 45 + 30 /2 = 60°$

$tg\ 60° = 1,7$

$tg\ \alpha = x / 25 \Rightarrow x = 25 \cdot 1,7 = 4,25$

$BE = 4,25\ m$

$h_{AB} = h_{AE} - h_{BE} = 4,3 - 4,25 = 0,05\ m$

$BC = L = \sqrt{(4.25^2 + 2.5^2)} = 4.93\,m$

$G_4 = \gamma \cdot S_4 \cdot 1 = 18,5 \cdot 10,75 \cdot 1 = 198,88\ kN$

$$\begin{cases} p_{AB}^{A\gamma} = 0 \\ p_{AB}^{B\gamma} = \gamma \cdot h_{AB} \cdot k_a = 18.5 \cdot 0.05 \cdot 0.33 = 0.3 \end{cases} kN/m^2$$

$$P_{AB}^{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_{AB}^2 \cdot k_a \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot 18.5 \cdot 0.05 \cdot 0.33 \cdot 1 = 0.0076\ kN$$

$$\begin{cases} p_{AB}^{Aq} = q \cdot k_a = 30 \cdot 0.33 = 9.9 \\ p_{AB}^{Bq} = q \cdot k_a = 30 \cdot 0.33 = 9.9 \end{cases} kN/m^2$$

$$P_{AB}^{q} = q \cdot h_{AB} \cdot k_a \cdot 1 = 30 \cdot 0.05 \cdot 0.33 = 0.495\ kN$$

$$\begin{cases} p_{CD}^{C\gamma} = \gamma \cdot h_{AC} \cdot k_a = 18.5 \cdot 4.3 \cdot 0.33 = 26.25 \\ p_{CD}^{D\gamma} = \gamma \cdot H \cdot k_a = 18.5 \cdot 4.8 \cdot 0.33 = 29.3 \end{cases} kN/m^2$$

$$P_{CD}^{\gamma} = \frac{26.25 + 29.3}{2} \cdot 0.5 \cdot 1 = 13.9\ kN$$

$$\begin{cases} p_{CD}^{Cq} = q \cdot k_a = 30 \cdot 0.33 = 9.9 \\ p_{CD}^{Dq} = q \cdot k_a = 30 \cdot 0.33 = 9.9 \end{cases} kN/m^2$$

$$P_{CD}^{q} = q \cdot h_{CD} \cdot k_a \cdot 1 = 30 \cdot 0.5 \cdot 0.33 \cdot 1 = 4.95\ kN$$

$$\sigma_1^B = \gamma \cdot h_{AB} + q = 18.5 \cdot 0.05 + 30 = 30.93\ kN/m^2$$

$$\sigma_3^B = \sigma_1^B \cdot k_a = 30.93 \cdot 0.33 = 10.2\ kN/m^2$$

Din calcul grafic se obține $p^B = 18\ kN/m^2$

$$\sigma_1^C = \gamma \cdot h_{AE} + q = 18.5 \cdot 4.3 + 30 = 109.55\ kN/m^2$$

$$\sigma_3^C = \sigma_1^C \cdot k_a = 109.55 \cdot 0.33 = 36.2\ kN/m^2$$

Din calcul grafic se obține $p^C = 63.6\ kN/m^2$

$P_{BC}^{\square} = p^B L1 = 88.74\ kn$

$$P^{\nabla}_{BC} = \frac{p^C - p^B}{2} \cdot L = \frac{63.6 - 18}{2} \cdot 4.93 = 112.4\ kN$$

$P^{\nabla}_{V} = P^{\nabla}_{BC} \sin 60 = 112.4 \sin 60 = 97.34\ kN$

$P^{\nabla}_{H} = P^{\nabla}_{BC} \cos 60 = 112.4 \cos 60 = 56.2\ kN$

$P_V^{\square} = P_{BC}^{\square} \sin 60 = 88.74 \sin 60 = 76.85\ kN$

$P_H^{\square} = P_{BC}^{\square} \cos 60 = 88.74 \cos 60 = 44.37\ kN$

Verificări

1. Verificarea la alunecare pe talpă

$\nu_L = F_f / F_l \geq 1,3$

$F_f = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + P_v^{\square} + P_v^{\nabla}) \cdot f = (356,69 + 76,85 + 97,34) \cdot 0,43 = 196$

$F_l = P^{\gamma}_{AB} + P^{q}_{AB} + P_H^{\square} + P^{\nabla}_{H} + P^{\gamma}_{CD} + P^{q}_{CD} = 0.0076 + 0.495 + 44.37 + 56.2 + 13.9 + 4.95 + 0.76 = 119.9\ kN$

$\nu_L = F_f / F_e = 196 / 119,9 = 1,63 > 1,3$

2. Verificarea la răsturnare

$\nu_R = M_s / M_r$

$M_s = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + P_v^D + P_v^D) \cdot$ br. forț elor

$M_s = (42,5 \cdot 1,7 + 8,06 \cdot 0,525 + 32,25 \cdot 0,75 + 198,88 \cdot 2,15 + 76,85 \cdot 2,17 + 97,34 \cdot 2,58)$
$= 946,16\ kNm$

$M_r = P^{\gamma}_{AB} 4.76 + P^{q}_{AB} 4.77 + P_H^{\square} 2.63 + P^{\nabla}_{H} 1.92 + P^{\gamma}_{CD} 0.083 + P^{q}_{CD} 0.25 = 0.00764.76 + 0.4954.77 +$
$44.372.63 + 56.21.92 + 1.09 + 0.2 + 0.760.16 = 231.63\ kNm$

$\nu_R = M_s / M_r = 946,16 / 231,63 = 4,08 > 1,5$

3. *Verificarea presiunii pe teren*

$N = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + P_v^{\square} + P_v^{\nabla} = 42,5 + 8,06 + 32,25 + 198,88 + 76,85 + 97,34 = 455,88\ kN$

$M = G_2 1.15 + G_3 0.95 - G_4 0.45 + P^q_{AB} 4.775 + P^\gamma_{AB} 4.766 + P^\square_H 2.63 + P^\nabla_H 1.92$

$+ P^\gamma_{CD} 0.083 + P^q_{CD} 0.25 - P^\square_V 0.47 - P^\nabla_V 0.88 = 60{,}27$ kNm

$A = b \cdot 1 = 3{,}4 \cdot 1 = 3{,}4\ m^2$

$W = (b^2 \cdot 1) / 6 = 3{,}4^2 / 6 = 1{,}93\ m^2$

$p_{1,2} = N / A \pm M / W$

$p_{max} = N / A + M / W = 455{,}88 / 3{,}4 + 60{,}27 / 1{,}93 = 165{,}31\ kN / m^2$

$p_{min} = N / A - M / W = 455{,}88 / 3{,}4 - 60{,}27 / 1{,}93 = 102{,}85\ kN / m^2$

$p_{conv} = 250\ kN / m^2$

$p_{max} = 165{,}31 < 1{,}2 \cdot P_{conv} = 300\ kN/m^2$

$p_{min} = 102{,}85 > 0$

Calculul împingerii active folosind epura Culmann ($\delta = 0$)

Se calculează înălţimea echivalentă de pământ corespunzătoare sarcinii q :

$H_e = q / \gamma = 30/18{,}5 = 1{,}62$ m

Se împarte prismul de pământ ABC şi se calculează greutatea fâşiilor .

$$G_1 = \frac{(4{,}8 + H_1)}{2} \cdot 1.2355 \cdot 1 \cdot 18{,}5 = \frac{(4{,}8 + 1{,}62)}{2} \cdot 1.2355 \cdot 1 \cdot 18{,}5 = 73.37\ kN$$

$G_2 = 2 \cdot G_1 = 146.74\ kN / m$

$G_3 = 3 \cdot G_1 = 220.11\ kN / m$

$G_4 = 4 \cdot G_1 = 293.48\ kN / m$

$G_5 = 5 \cdot G_1 = 366.85\ kN / m$

$G_6 = 6 \cdot G_1 = 440.22\ kN / m$

$G_7 = 7 \cdot G_1 = 513.6\ kN / m$

$G_8 = 8 \cdot G_1 = 586.96\ kN / m$

$G_9 = 9 \cdot G_1 = 660.33\ kN / m$

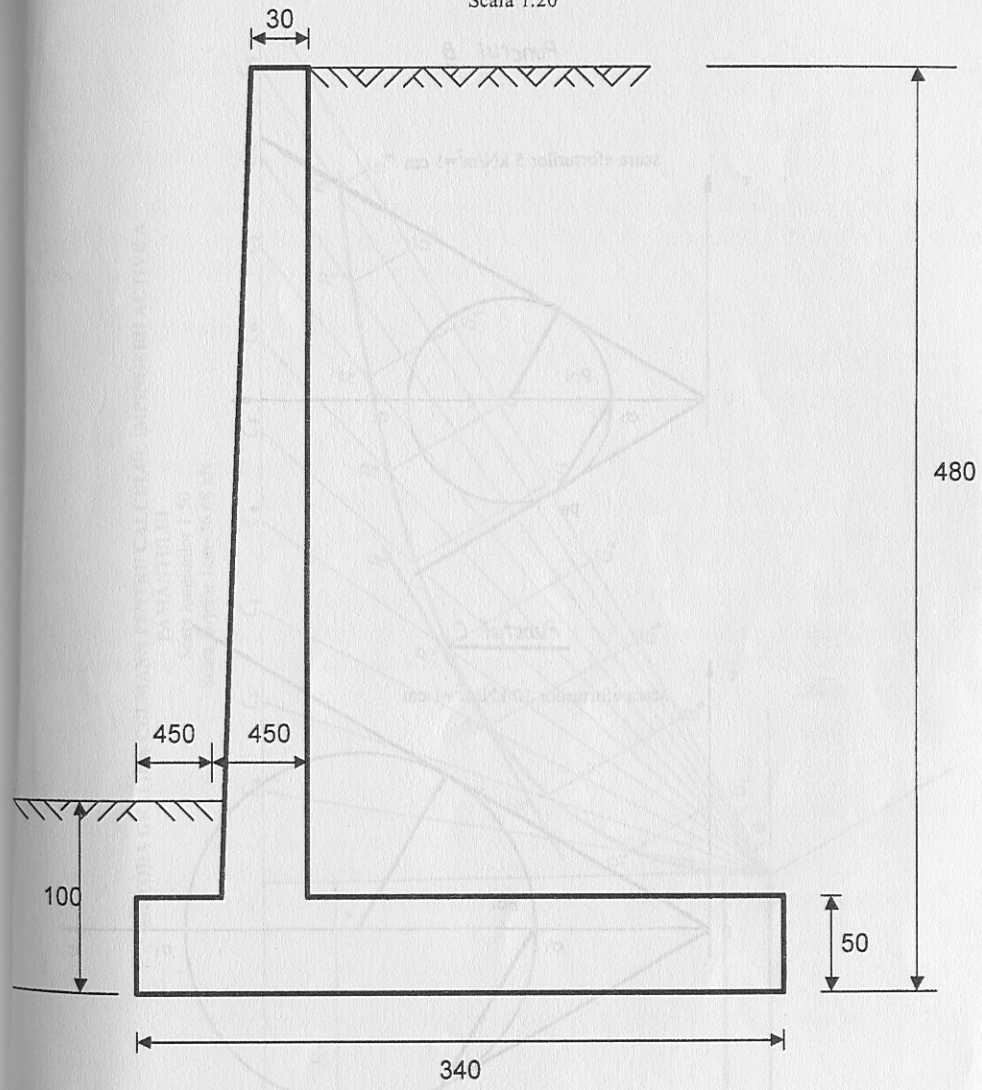
Scara la care se dispun greutăţile G_i pe dreapta de referinţă este: G_1=2 cm.

2 . . . . . 73.37

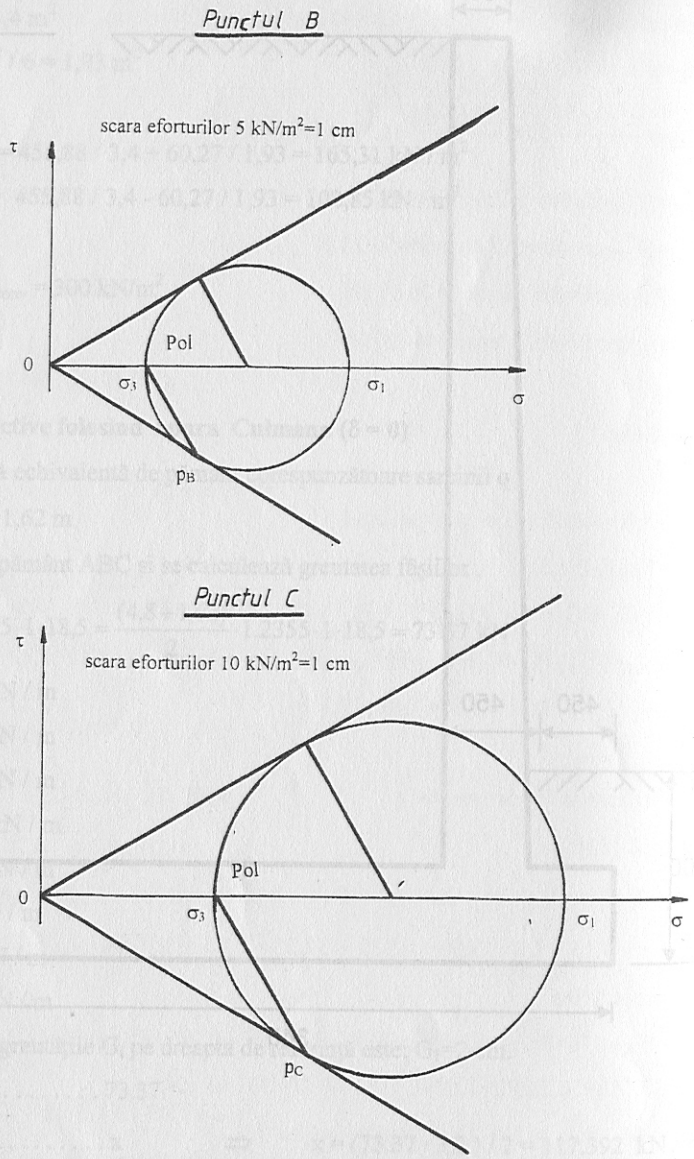
3,2 . . . . . x $\Rightarrow$ $x = (73.37 \cdot 3{,}2) / 2 = 117.392\ kN / m$

$P_a = 117.392\ kN / m$

SECŢIUNE
TRANSVERSALĂ
Scara 1:20

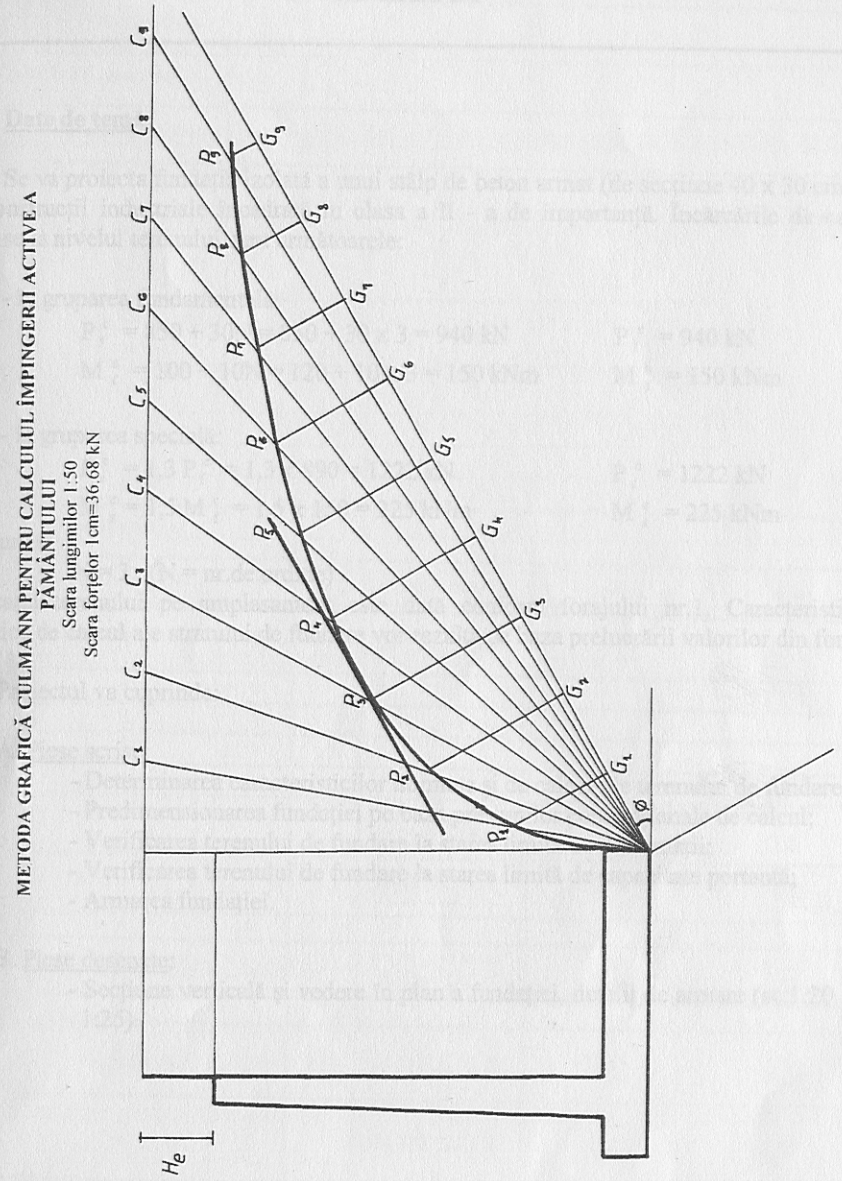


Planşa A2.1



PLANŞĂ PENTRU CALCULUL GRAFIC A PRESIUNILOR ACTIVE
ÎN PUNCTELE B ŞI C PE PLANUL BC

Planşa A2.2



Planşa A2.3

ANEXA B1

Date de temă:

Se va proiecta fundația izolată a unui stâlp de beton armat (de secțiune 40 x 30 cm^2) al unei construcții industriale încadrată în clasa a II - a de importanță. Încărcările de calcul transmise la nivelul terenului sunt următoarele:

- în gruparea fundamentală:

$P_f^c = 850 + 30N = 850 + 30 \times 3 = 940$ kN $\qquad P_f^c = 940$ kN

$M_f^c = 100 + 10N = 120 + 10 \times 3 = 150$ kNm $\qquad M_f^c = 150$ kNm

- în gruparea specială:

$P_s^c = 1{,}3\, P_f^c = 1{,}3 \times 890 = 1222$ kN $\qquad P_s^c = 1222$ kN

$M_s^c = 1{,}5\, M_f^c = 1{,}5 \times 150 = 225$ kNm $\qquad M_s^c = 225$ kNm

unde:

N = 3 (N = nr.de ordine)

Stratificația terenului pe amplasament este dată conform forajului nr.1. Caracteristicile geotehnice de calcul ale stratului de fundare vor rezulta pe baza prelucrării valorilor din foraj.

Proiectul va cuprinde:

A. Piese scrise:
- Determinarea caracteristicilor normate și de calcul ale terenului de fundare;
- Predimensionarea fundației pe baza presiunilor convenționale de calcul;
- Verificarea terenului de fundare la starea limită de deformații;
- Verificarea terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă;
- Armarea fundației.

B. Piese desenate:
- Secțiune verticală și vedere în plan a fundației, detalii de armare (sc.1:20 sau 1:25).

Rezolvare:

1. Determinarea valorilor normate şi de calcul ale caracteristicilor terenului de fundare

Stabilirea valorii normate şi de calcul pentru greutatea volumică, γ (stratul de argilă cafenie, plastic vîrtoasă)

- Valorile γ_i determinate prin încercări de laborator (conform forajului s-au efectuat n = 6 încercări):

i	γ kN/m³	$\bar{\gamma}-\gamma_i$	$(\bar{\gamma}-\gamma_i)^2$
1	18,3	0,13	0,0169
2	18,4	0,03	0,0009
3	18,5	-0,07	0,0009
4	18,7	-0,27	0,0729
5	18,6	-0,17	0,0289
6	18,1	0,33	0,1089
Total (Σ)	110,6	-0,02	0,233

- Valoarea medie $\bar{\gamma}$ şi estimaţia deplasată a abaterii medii pătratice $\bar{s}$:

$$\gamma^n = \bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_i}{n} = \frac{110,6}{6} = 18,43 \text{ kN/m}^3$$

$$\sum_1^6 (\bar{\gamma}-\gamma_i)^2 = 0,233 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_1^n (\bar{\gamma}-\gamma_i)^2} = \sqrt{\frac{1}{6}\sum_1^6 (\bar{\gamma}-\gamma_i)^2} = \sqrt{\frac{1}{6}0,233} = 0,20 \text{ kN/m}^3$$

● Verificarea erorilor excesive:

Pentru n = 6 din tabelul III.1 rezultă ν = 2,07. Condiţia :

$$|\bar{\gamma}-\gamma_i| < \nu\bar{s} = 2,07 \times 0,2 = 0,41$$

se verifică pentru toate valorile γ_i, deci nici o valoare nu va fi eliminată din şirul statistic

$$\Rightarrow n' = n$$

- Valoarea normată este:

$$\gamma^n = \frac{1}{n}\sum_1^n \gamma_i = \frac{1}{6}\sum_1^6 \gamma_i = \frac{1}{6}110,6 = 18,43 \text{ kN/m}^3$$

FISA CU REZULTATELE ANALIZELOR DE LABORATOR GEOTEHNIC

Forajul nr. 1

COTA m	ADANCIMEA m	GROSIMEA m	Nivel hidrostatic m	DESCRIEREA STRATULUI	NUMAR PROBA	BORCAN / STUT m	Adancime de prelevare m	w %	w_L %	w_P %	I_P %	I_C	γ kN/m³	n %	e	S_r	M 200 300 kPa	φ grade	c daN/cm²
0																			
1	1	1		Umplutura din beton, caramizi, argila															
1				Argila cafenie, plastic vartoasa	1	S	2					0,71	18,3		0,66		90	20	0,68
					2	S	2,2					0,72	18,4		0,68		95	20	0,68
					3	S	3					0,88	18,5		0,7		90	20	0,66
					4	S	3,5					0,9	18,7		0,74		100	19	0,75
					5	S	4					0,85	18,6		0,71		98	19	0,75
6,5	6,5	5,5			6	S	4					0,82	18,1		0,76		90	22	0,62
8,5	8,5	2		Argila prafoasa, galbuie, plastic vartoasa, cu concretiuni calcaroase	1	S	7					0,77	19,1		0,62		110	21	0,69
					2	S	7,5					0,8	19,2		0,63		120	21	0,72
12	12	3,5		Argila grasa, cenusie, plastic vartoasa, cu concretiuni calcaroase	1	S	9					0,85	19,4		0,6		130	20	0,82
					2	S	10					0,88	19,6		0,54		135	21	0,85

- Abaterea medie pătratică este:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{1}^{n}(\bar{\gamma}-\gamma_i)^2} = \sqrt{\frac{1}{5}0{,}233} = 0{,}22 \text{ kN/m}^3$$

- Determinarea valorii de calcul pentru verificări la **SLD**

$$\gamma^c = (1 \pm \rho)\gamma^n \; ; \; \rho = \frac{t_\alpha}{\sqrt{n}\,\gamma^n}$$

Pentru n - 1 = 5 şi α = 0,85, rezultă din tabelul III.2, t_α = 1,16 (se consideră semnul minus pentru indicele de precizie, ρ, în vederea creşterii siguranţei):

$$\Rightarrow \quad \gamma^c_{0,85} = (1 - \frac{1{,}16 \times 0{,}22}{\sqrt{6} \times 18{,}43}) \times 18{,}43 = 18{,}3 \text{ kN/m}^3$$

- Determinarea valorii de calcul pentru verificări la **SLCP**

Pentru n - 1 = 5 şi α = 0,95, rezultă din tabelul III.2, t_α = 2,01

$$\Rightarrow \quad \gamma^c_{0,95} = (1 - \frac{2{,}01 \times 0{,}22}{\sqrt{6} \times 18{,}43}) \times 18{,}43 = 18{,}25 \text{ kN/m}^3$$

Determinarea valorii normate şi de calcul pentru parametrii rezistenţei la forfecare, ϕ şi c (stratul de argilă cafenie, plastic vîrtoasă)

Valorile rezistenţei la forfecare τ_f determinate în aparatul de forfecare directă pentru eforturile normale σ egale cu 0,1; 0,2; 0,3 MPa:

$$\tau_f = \sigma tg\phi^n + c^n$$

Proba nr.1:

H = 2,0 m
ϕ = 20°
c = 0,68 daN/cm² = 68 kPa = 0,068 MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg20° + 0,068 = 0,104 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg20° + 0,068 = 0,141 MPa
σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg20° + 0,068 = 0,177 MPa

Proba nr.2:

H = 2,2 m
ϕ = 20°
c = 0,068 MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg20° + 0,068 = 0,104 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg20° + 0,068 = 0,141 MPa

σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg20° + 0,068 = 0,177 MPa

Proba nr.3:

H = 3,0 m
ϕ = 20°
c = 0,066MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg20° + 0,066 = 0,102 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg20° + 0,066 = 0,139 MPa
σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg20° + 0,066 = 0,175 MPa

Proba nr.4:

H = 3,5 m
ϕ = 19°
c = 0,075 MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg19° + 0,075 = 0,109 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg19° + 0,075 = 0,144 MPa
σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg19° + 0,075 = 0,178 MPa

Proba nr.5:

H = 4,0 m
ϕ = 19°
c = 0,075 MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg19° + 0,075 = 0,109 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg19° + 0,075 = 0,144 MPa
σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg19° + 0,075 = 0,178 MPa

Proba nr.6:

H = 4,0 m
ϕ = 22°
c = 0,062 MPa

σ = 0,1 MPa τ_f = 0,1 tg22° + 0,062 = 0,102 MPa
σ = 0,2 MPa τ_f = 0,2 tg22° + 0,062 = 0,143 MPa
σ = 0,3 MPa τ_f = 0,3 tg22° + 0,062 = 0,183 MPa

Forajul	Nr. probei în foraj	Adîncimea (m)	σ, MPa		
			0,1	0,2	0,3
			τ_f, MPa		
F1	2	2,0	0,104	0,141	0,177
	3	2,3	0,104	0,141	0,177
	4	3,0	0,102	0,139	0,175
	5	4,0	0,109	0,144	0,178
	6	4,3	0,109	0,144	0,178
	7	6,0	0,102	0,143	0,183
		Σ	0,63	0,852	1,068

● Analiza valorilor τ_f pentru $\sigma = 0{,}1$MPa

i	τ_i	$\bar{\tau}-\tau_i$	$(\bar{\tau}-\tau_i)^2$	$\tau_i^n-\tau_i$	$(\tau_i^n-\tau_i)^2$
1	0,104	0,001	0,000001	0	0
2	0,104	0,001	0,000001	0	0
3	0,102	0,003	0,000009	0,002	0,000004
4	0,109	-0,004	0,000016	-0,005	0,000025
5	0,109	-0,004	0,000016	-0,005	0,000025
6	0,102	0,003	0,000009	0,002	0,000004

$$\sum \tau_i = 0{,}63 \text{ MPa}$$

- Valoarea medie $\bar{\tau}$ şi estimaţia deplasată a abaterii medii pătratice $\bar{s}$ rezultă:

$$\bar{\tau} = \frac{0{,}63}{6} = 0{,}105 \text{ MPa}$$

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{6}0{,}000052} = 0{,}003$$

$$\sum(\bar{\tau} - \tau_i)^2 = 0{,}000052 \text{ MPa}$$

$$\sum(\tau_i^n - \tau_i)^2 = 0{,}000058 \text{ MPa}$$

Pentru n = 6, din tabelul III.1, rezultă $\nu = 2{,}07$

$$\left|\bar{\tau} - \tau_i\right| < \upsilon\bar{s} = 2{,}07 \times 0{,}003 = 0{,}0062 \quad \text{oricare ar fi n.}$$

● Analiza valorilor τ_f pentru $\sigma = 0{,}2$MPa

i	τ_i	$\bar{\tau}-\tau_i$	$(\bar{\tau}-\tau_i)^2$	$\tau_i^n-\tau_i$	$(\tau_i^n-\tau_i)^2$
1	0,141	0,001	0,000001	0	0
2	0,141	0,001	0,000001	0	0
3	0,139	0,003	0,000009	0,002	0,000004
4	0,144	-0,002	0,000004	-0,003	0,000009
5	0,144	-0,002	0,000004	-0,003	0,000009
6	0,143	-0,001	0,000001	-0,002	0,000004

$$\sum \tau_i = 0{,}892 \text{ MPa}$$

$$\sum(\bar{\tau} - \tau_i)^2 = 0{,}00002 \text{ MPa}$$

$$\sum(\tau_i^n - \tau_i)^2 = 0{,}000042 \text{ MPa}$$

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{6}0{,}000002} = 0{,}0018$$

$$\bar{\tau} = \frac{0{,}852}{6} = 0{,}142 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \left|\bar{\tau} - \tau_i\right| < \upsilon\bar{s} = 2{,}07 \times 0{,}0018 = 0{,}0037 \text{ oricare ar fi n.}$$

● Analiza valorilor τ_f pentru $\sigma = 0{,}3$MPa

i	τ_i	$\bar{\tau}-\tau_i$	$(\bar{\tau}-\tau_i)^2$	$\tau_i^n-\tau_i$	$(\tau_i^n-\tau_i)^2$
1	0,177	0,001	0,000001	0	0
2	0,177	0,001	0,000001	0	0
3	0,175	0,003	0,000009	0,002	0,000004
4	0,178	0	0	-0,001	0,000001
5	0,178	0	0	-0,001	0,000001
6	0,183	-0,005	0,000025	-0,006	0,000036

$$\sum \tau_i = 1{,}07 \text{ MPa}$$

$$\sum(\bar{\tau} - \tau_i)^2 = 0{,}000036 \text{ MPa}$$

$$\sum(\tau_i^n - \tau_i)^2 = 0{,}000042 \text{ MPa}$$

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{6}0{,}000036} = 0{,}0024$$

$$\bar{\tau} = \frac{1{,}07}{6} = 0{,}178 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \left|\bar{\tau} - \tau_i\right| < \upsilon\bar{s} = 2{,}07 \times 0{,}0024 = 0{,}0049 \text{ oricare ar fi n.}$$

⇒ Nu se elimină nici o valoare din şirul statistic al valorilor τ_i, numărul total de valori fiind:

$$n = 3 \times 6 = 18$$

● Determinarea valorilor normate ϕ^n şi c^n

$$\operatorname{tg}\phi^n = \frac{n\sum_1^n \sigma_i\tau_i - \sum_1^n \sigma_i \sum_1^n \tau_i}{n\sum_1^n \sigma_i^2 - (\sum_1^n \sigma_i)^2}$$

$$tg\phi^n = \frac{18(0{,}1\times 0{,}63 + 0{,}2\times 0{,}852 + 0{,}3\times 1{,}068) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}3)(0{,}63 + 0{,}852 + 1{,}068)}{18(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}3)^2}$$

$$= 0{,}366$$

$$c^n = \frac{\sum_1^n \sigma_i^2 \sum_1^n \tau_i - \sum_1^n \tau_i \sum_1^n \sigma_i \tau_i}{n\sum_1^n \sigma_i^2 - (\sum_1^n \sigma_i)^2}$$

$$c^n = \frac{(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2)(0{,}63 + 0{,}852 + 1{,}068)}{18(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}3)^2} -$$

$$- \frac{(6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}3)(0{,}1\times 0{,}63 + 0{,}2\times 0{,}852 + 0{,}3\times 1{,}068)}{18(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}3)^2} = 0{,}0684$$

$$\Rightarrow \quad c^n = 0{,}068 \text{MPa}$$

$$\phi^n = 20°10'$$

- <u>Determinarea valorilor de calcul ϕ, c, ϕ^*, c^*, (SLD, SLCP)</u>

- Se deduc, în prealabil, valorile normate ale rezistenței de forfecare, $\tau^n = \sigma_i \, tg\phi^n + c^n$, după cum urmează:

$\sigma = 0{,}1\text{MPa}$ $\quad \tau_1^n = 0{,}1\times 0{,}366 + 0{,}068 = 0{,}104\text{MPa}$

$\sigma = 0{,}2\text{MPa}$ $\quad \tau_2^n = 0{,}2\times 0{,}366 + 0{,}068 = 0{,}141\text{MPa}$

$\sigma = 0{,}3\text{MPa}$ $\quad \tau_3^n = 0{,}3\times 0{,}366 + 0{,}068 = 0{,}177\text{MPa}$

- Se calculează abaterea medie pătratică a unghiului de frecare interioară și a coeziunii.

$$S_{tg\phi} = \sqrt{\frac{\sum_1^2 \left(\sigma_i tg\phi^n + c^n - \tau_i\right)^2 \times n}{(n-2)\times[n\sum_1^n \sigma_i^2 - \left(\sum_1^n \sigma_i\right)^2]}}$$

$$S_{tg\phi} = \sqrt{\frac{(0{,}000058 + 0{,}000026 + 0{,}000042)\times 18}{16\times[18(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}6)^2]}} = 0{,}0081$$

$$S_c = \sqrt{\frac{\sum_1^n \left(\sigma_i tg\phi^n + c^n - \tau_i\right)^2 \times \sum_1^n \sigma_i^2}{(n-2)\times[n\sum_1^n \sigma_i^2 - \left(\sum_1^n \sigma_i\right)^2]}}$$

$$S_c = \sqrt{\frac{(0{,}000058 + 0{,}000026 + 0{,}000042)\times(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2)}{16\times[18(6\times 0{,}1^2 + 6\times 0{,}2^2 + 6\times 0{,}3^2) - (6\times 0{,}1 + 6\times 0{,}2 + 6\times 0{,}6)^2]}} = 0{,}0017 \text{ MPa}$$

- Pentru n = 18 și $\alpha = 0{,}85 \Rightarrow t_\alpha = 1{,}07$;
- Pentru n = 18 și $\alpha = 0{,}95 \Rightarrow t_\alpha = 1{,}73$;

- <u>Valorile de calcul pentru verificarea la **SLD**:</u>

$$tg\phi = tg\phi^n \left(1 - \frac{t\alpha \, S tg\phi}{tg\phi^n}\right) = 0{,}366\left(1 - \frac{1{,}07\times 0{,}0081}{0{,}366}\right) = 0{,}357$$

$$c = c^n \left(1 - \frac{t\alpha \, Sc}{c^n}\right) = 0{,}068\left(1 - \frac{1{,}07\times 0{,}0017}{0{,}068}\right) = 0{,}066 \text{ MPa}$$

$$tg\phi = 0{,}357$$

$$\phi = 19°64' \cong 20°$$

$$c = 0{,}066 \text{ MPa}$$

- <u>Valorile de calcul pentru verificarea la **SLCP**:</u>

$$tg\phi^* = 0{,}366\left(1 - \frac{1{,}73\times 0{,}0081}{0{,}366}\right) = 0{,}3519$$

$$\phi^* = 19°39' \cong 19°$$

$$c^* = 0{,}068\left(1 - \frac{1{,}73\times 0{,}0017}{0{,}068}\right) = 0{,}065 \text{ MPa}$$

<u>Determinarea valorilor normate și de calcul pentru celelalte caracteristici geotehnice (stratul de argilă cafenie, plastic vîrtoasă)</u>

Prelucrarea se va face pentru: I_c, e, M_{2-3}.

$$A^n = \frac{\sum A}{n} = A^c$$

$$I_c^n = I_c^c = \frac{0{,}71 + 0{,}72 + 0{,}88 + 0{,}90 + 0{,}85 + 0{,}82}{6} = 0{,}813$$

$$e^n = e^c = \frac{0{,}66 + 0{,}68 + 0{,}70 + 0{,}74 + 0{,}71 + 0{,}76}{6} = 0{,}708$$

$$M_{2-3}^n = M_{2-3}^c = \frac{90 + 95 + 90 + 100 + 98 + 90}{6} = 93{,}83 \text{ kPa}$$

2. Predimensionarea fundației pe baza presiunilor convenționale de calcul

2.1. Stabilirea adâncimii de fundare, D_f

Adâncimea de fundare, D_f, este stabilită conform punctului III.2.1 al prezentului îndrumător. Pentru acest caz s-a considerat în final o adâncime de fundare D_f = 2,50 m, adâncime care satisface toate condițiile impuse de normativ.

2.2. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației

Pentru predimensionare trebuie respectate condițiile III.13 al prezentului îndrumător:

$$p_{ef}^{med} \le p_{conv}$$
$$p_{ef}^{max} \le 1{,}2\ p_{conv}$$
$$p_{ef}^{min} \ge 0$$

- Stabilirea presiunii convenționale de calcul

Conform tabelului III.4, pentru un pământ cu $I_p > 20\%$ ($I_p = 25{,}5\%$), se determină prin interpolare liniară valoarea lui $\overline{p}_{conv}$ corespunzătoare caracteristicilor de calcul ale stratului de fundare ($I_c = 0{,}813$ și $e = 0{,}708$).

Denumirea terenului de fundare	Indicele porilor e	Consistența		
		$I_c = 0{,}5$	$I_c^c = 0{,}813$	$I_c = 1$
		$\overline{p}_{conv}$, kPa		
Argilă prăfoasă cafenie, plastic vârtoasă cu $I_p \ge 20\%$	0,6	450	496,95	525
	$e^c = 0{,}708$		407,5	
	0,8	300	331,3	350

Interpolare pe orizontală:

pentru e=0,6

$\Delta I_c = 1 - 0{,}5 = 0{,}5$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = 525 - 450 = 75$ kPa

$\Delta I_c = 0{,}813 - 0{,}5 = 0{,}313$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = x$

$$x = \frac{0{,}313 \times 75}{0{,}5} = 46{,}95 \qquad \overline{P}_{conv} = 450 + 46{,}95 = 496{,}95 \text{ kPa}$$

pentru e=0,8

$\Delta I_c = 1 - 0{,}5 = 0{,}5$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = 350 - 300 = 50$ kPa

$\Delta I_c = 0{,}813 - 0{,}5 = 0{,}313$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = x$

$$x = \frac{0{,}313 \times 50}{0{,}5} = 31{,}3 \qquad \overline{P}_{conv} = 300 + 31{,}3 = 331{,}3 \text{ kPa}$$

Interpolare pe verticală (pentru $I_c = 0{,}813$):

$\Delta e = 0{,}8 - 0{,}6 = 0{,}2$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = 331{,}3 - 496{,}95 = -165{,}65$ kPa

$\Delta e = 0{,}708 - 0{,}6 = 0{,}108$ ..... $\Delta \overline{P}_{conv} = x$

$$x = -\frac{0{,}108 \times 165{,}65}{0{,}2} = -89{,}451 \qquad \overline{P}_{conv} = 496{,}95 - 89{,}451 = 407{,}5 \text{ kPa}$$

- Corecția de adâncime: (C_D)

Pentru $D_f > 2$ m

$$C_D = K_2 \overline{\gamma}(D_f - 2) = 2 \times 18{,}04\ (2{,}5 - 2) = 18{,}04 \text{ kPa}$$

unde:

$\overline{\gamma} = 18{,}04$ kN/m^3; $K_2 = 2$ - pentru argilă prăfoasă;

$\Rightarrow p_{conv}^{D_f} = \overline{p}_{conv} + C_D = 407{,}5 + 18{,}04 = 425{,}54$ kPa - presiunea corectată cu D_f

$\Rightarrow$ se poate face un calcul preliminar pentru determinarea dimensiunilor bazei fundației L și B:

$$\frac{P_f^c}{L \times B} = P_{conv}^{D_f} - \gamma_{med} \times D_f$$

$P_f^c = 940$ kN $\qquad \gamma_{med} = 20$ kN/m^3

$\frac{L}{B} = 1{,}2 \ldots 1{,}5 \qquad$ se alege $\frac{L}{B} = 1{,}2$

$$\frac{940}{1{,}2\,B^2} = 425{,}54 - 20 \times 2{,}5 \qquad B_{nec} = 1{,}44\text{m} \quad L_{nec} = 1{,}73\text{m} \Rightarrow B_{ef} = 1{,}5\text{m} \quad L_{ef} = 1{,}8\text{m}$$

- Corecția de lățime: (C_B)

Pentru B = 1,5m

$$C_B = \overline{p}_{conv} K_1 (B - 1) = 407{,}5 \times 0{,}05(1{,}5 - 1) = 10{,}2 \text{ kPa}$$

$\Rightarrow p_{conv} = \overline{p}_{conv} + C_D + C_B = 407{,}5 + 10{,}2 + 18{,}04 = 435{,}74$ kPa

- Se verifică condițiile III.13 pentru valoarea finală (corectată) a lui p_{conv}:

1) $p_{ef}^{med} \le p_{conv}$

$$p_{ef}^{med} = \frac{P_f^c}{L \times B} + \gamma_{med} \times D_f = \frac{940}{1{,}8 \times 1{,}5} + 20 \times 2{,}5 = 398{,}15 \text{kPa} < p_{conv} = 435{,}74 \text{ kPa}$$

2) $p_{ef}^{max} \le 1{,}2\ p_{conv}$

$$p_{ef}^{max} = p_{ef}^{med} + \frac{M_f^c}{W} = \frac{P_f^c}{LB} + \gamma_{med} D_f + \frac{M_f^c}{\frac{L^2 B}{6}}$$

$$p_{ef}^{max} = \frac{940}{1{,}8 \times 1{,}5} + 20 \times 2{,}5 + \frac{150}{\frac{(1{,}8)^2 \times 1{,}5}{6}} = 583{,}3\,kPa$$

$1{,}2\, p_{conv} = 1{,}2 \times 435{,}74 = 522{,}89$ kPa

$\Rightarrow P_{ef}^{max} > 1{,}2\ p_{conv} = 522{,}89$ kPa

Se mărește lungimea fundației la 2,0 m:

$$\frac{L}{B} = \frac{2{,}0}{1{,}5} = 1{,}33 \in [1{,}2.....1{,}5]$$

$$p_{ef}^{max} = \frac{940}{1{,}5 \times 2{,}0} + 20 \times 2{,}5 + \frac{150}{\frac{(2{,}0)^2 \times 1{,}5}{6}} = 513{,}3\,kPa < 1{,}2\ p_{conv} = 522{,}89\ kPa$$

3) $p_{ef}^{min} \geq 0$

$$p_{ef}^{min} = \frac{P_f^c}{L \times B} + \gamma_{med} D_f - \frac{M_f^c}{\frac{L^2 B}{6}}$$

$$p_{ef}^{min} = \frac{940}{1{,}5 \times 2{,}0} + 20 \times 2{,}5 - \frac{150}{\frac{(2{,}0)^2 \times 1{,}5}{6}} = 213{,}3\,kPa > 0$$

În concluzie dimensiunile finale ale bazei fundației vor fi:

L = 2,0 m
B = 1,5 m

2.3. Stabilirea dimensiunilor pe verticală ale fundației izolate

Se va considera varianta fundație cu cuzinet de beton armat și bloc de beton simplu.

Conform capitolului III.2.3.1 raportul între dimensiunile în plan ale cuzinetului și cele ale blocului de beton trebuie să se încadreze în intervalul:

$$\frac{l_c}{L} \cong \frac{b_c}{B} = 0{,}40...0{,}50 \text{ pentru bloc cu două trepte.}$$

$\Rightarrow$ se alege **l_c = 0,9 m**
b_c = 0,7 m

Înălțimea cuzinetului se consideră la valoarea minimă **h_c = 30 cm** care satisface toate condițiile impuse, inclusiv condiția tgβ > 1, deci nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare a cuzinetului.

Pentru predimensionarea blocului de beton simplu se va ține seama de valoarea unghiului α (cap. III.2.3.1), astfel:

tg α = f (B_c 5; p_{max}) ⇒ din tabelul III.6 tg α = 1,6.

unde $p_{max} = \frac{P_f^c}{LB} + \frac{M_f^c}{W} = 463$ kN/m²

În final se alege un bloc de beton cu **două trepte** de înălțime **$H_{treaptă}$ = 0,45 m.**

3. Verificarea terenului de fundare la starea limită de deformație

Următoarele trei relații stau la baza acestei verificări (cap. III.3):

1) $p_{ef\,med} \leq p_{pl}$
2) $p_{ef\,max} \leq 1{,}2 p_{pl}$
3) $\Delta_{ef} \leq \Delta_{adm}$ Δ_{adm} = 8 cm (pentru cazul de față).

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

$\Rightarrow p_{pl}$ = 1,4 (18,3x1,5x0,51+44,45x3,06+665,66) = 735 kPa

Obs: Pentru umplutură s-a considerat greutatea volumică $\gamma_{umplutură}$ = 17 kN/m³.

unde:

m_1 = 1,4 (tabel III.8);
$\bar{\gamma} = \gamma_{SLD}$ = 18,3 kN/m³ (deoarece pe adâncimea B/4 sub talpa fundației nu apare nici o schimbare de strat);
$q = h_u\gamma_u + (D_f - h_u)\,\gamma_{SLD}$ = 1x17 + 1,5x18,3 = 44,45 kN/m²
c = 66 kN/m²
$\phi_{SLD} = 20^o$ ⇒ din tabelul III.9 N_1 = 0,51; N_2 = 3,06; N_3 = 5,66.

$$P_{ef}^{med} = \frac{P_f^c + G_f}{L \times B} = \frac{P_f^c}{L \times B} + \gamma_{med}^{exact} \times D_f$$

V_b = 2,0 x 1,5 x 0,45 + 1,4 x 1,1 x 0,45 = 2,05 m³ — V_b - volum beton simplu

V_{ba} = 0,9 x 0,7 x 0,3 + 0,4 x 0,3 x 1,3 = 0,28 m³ — V_{ba} - volum beton armat

V_u = 2,0 x 1,5 x 2,5 - V_b - V_{ba} = 5,17 m³ — V_u - volum umplutură

$$\gamma_{med}^{exact} = \frac{\gamma_b V_b + \gamma_{b.a} V_{b.a} + \gamma_u V_u}{V_b + V_{b.a} + V_u} = \frac{20 \times 2{,}05 + 25 \times 0{,}28 + 17 \times 5{,}17}{2{,}05 + 0{,}28 + 5{,}17}$$

$$\gamma_{med}^{exact} = \frac{135{,}89}{7{,}5} = 18{,}12\ kN/m^3$$

$$\Rightarrow p_{ef}^{med} = \frac{940}{2 \times 1{,}5} + 18{,}12 \times 2{,}5 = 358{,}6\ kPa$$

1) $P_{ef}^{med} \le P_{pl} = 735 kPa$

2) $P_{ef}^{max} \le 1{,}2\ P_{pl}$

$$p_{ef}^{max} = p_{ef}^{med} + \frac{M_f^c}{W} = p_{ef}^{med} + \frac{M_f^c}{\frac{L^2 \times B}{6}} = 358{,}6 + \frac{150}{\frac{(2)^2 \times 1{,}5}{6}} = 508{,}6\ kPa$$

$1{,}2\ P_{pl} = 1{,}2 \times 735 = 882\ kPa$

$P_{ef}^{max} \le 1{,}2\ P_{pl} = 882\ kPa$

Calculul tasării probabile

Grosimea maximă a stratului elementar:

$h_i \le 0{,}4B$

$B = 1{,}5m$ $\qquad h_i \le 0{,}6m$

Presiunea netă sub talpa fundației:

$$p_{net} = p_{ef}^{med} - \gamma D_f = p_{ef}^{med} - q = 358{,}6 - 44{,}45 = 314{,}15\ kPa$$

Calculul tasării probabile se efectuează conform capitolului III.3 al prezentului îndrumător și este organizat în tabelul B1.

Graficele de variație ale presiunilor σ_g și σ_z precum și împărțirea în straturi elementare sunt prezentate în planșa B.1.

Tabelul B1. Calculul tasării probabile.

Nr. strat	h_i (m)	z_i (m)	L/B	z_i / B	α_i	$\sigma_{z,i} = \alpha \times P_{net}$ (kPa)	$\sigma_{z,i}^{med}$ (kPa)	γ (kN/m^3)	$\sigma_{g,i}$ (kPa)	$\sigma_{g,i}^{med}$ (kPa)	M_o	$M_{2\text{-}3}$ (kPa)	$E = M_o M_{2\text{-}3}$ (kPa)	Δ_i (cm)
1	0,6	0 0,6	1,33	0,0 0,4	1 0,82	314,15 257,60	285,87	18,3	44,45 55,43	49,94	1,5	93,83	140,74	1,22
2	0,6	0,6 1,2	1,33	0,4 0,8	0,82 0,48	257,60 150,79	204,19	18,3	55,43 66,41	60,92	1,5	93,83	140,74	0,87
3	0,6	1,2 1,8	1,33	0,8 1,2	0,48 0,3	150,79 94,24	122,51	18,3	66,41 77,39	71,9	1,5	93,83	140,74	0,52
4	0,6	1,8 2,4	1,33	1,2 1,6	0,3 0,2	94,24 62,83	78,53	18,3	77,39 88,37	82,88	1,5	93,83	140,74	0,33
5	0,6	2,4 3,0	1,33	1,6 2,0	0,2 0,14	62,83 43,98	53,40	18,3	88,37 99,35	93,86	1,5	93,83	140,74	0,23
6	0,6	3,0 3,6	1,33	2,0 2,4	0,14 0,1	43,98 31,41	37,70	18,3	99,35 110,33	104,84	1,5	93,83	140,74	0,16
7	0,4	3,6 4,0	1,33	2,4 2,66	0,1 0,09	31,41 28,27	29,84	18,3	110,33 117,65	113,99	1,5	93,83	140,74	0,08
8	0,6	4,0 4,6	1,33	2,66 3,06	0,09 0,07	28,27 21,99	25,13	19,1	117,65 129,11	123,38	1,5	115	172,5	0,08
9	0,6	4,6 5,2	1,33	3,06 3,46	0,07 0,03	21,99 9,42	15,70	19,1	129,11 140,57	134,84	1,5	115	172,5	0,05

În final tasarea probabilă este:

3) $\Delta_{ef} = 0{,}8 \sum_{1}^{9} \Delta_i = 2{,}83\ cm < \Delta_{adm} = 8\ cm$

3. Verificarea terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă

Condiția care trebuie îndeplinită este:

$$p'_{ef} \le m_c\, p_{cr}$$

unde:

$$m_c = 0{,}9$$

$$p'_{ef} = \frac{P_s^c + G_f}{L'B'} = \frac{1222 + 135{,}89}{1{,}63 \times 1{,}5} = 555{,}4 \text{ kPa}$$

$$L' = L - 2e_1 = L - 2\frac{M_s^c}{P_s^c} = 2{,}0 - 2\frac{225}{1222} = 1{,}63 \text{ m}$$

$$B' = B = 1{,}5 \text{ m}$$

$$G_f = \gamma_b V_b + \gamma_{b.a} V_{b.a} + \gamma_u V_u = 20 \times 2{,}05 + 25 \times 0{,}28 + 17 \times 5{,}14 = 135{,}89 \text{ kN}$$

$$p_{cr} = \gamma^* B' N_\gamma \lambda_\gamma + q N_q \lambda_q + c^* N_c \lambda_c$$

în care:

$\gamma^* = 18{,}25$ kN/m^3

$B' = B = 1{,}5$ m

$q = 17x1 + 18{,}25x1{,}5 = 44.37$ kPa

$c^* = 65$ kPa

$\phi^* = 19° \Rightarrow$ din tabelul III.13 $N_\gamma = 0{,}92$; $N_q = 4{,}4$; $N_c = 11{,}76$

$\lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c$ - conform tabelului III.14 $\Rightarrow$

$$\frac{B}{L} = \frac{1{,}5}{2{,}0} = 0{,}75 \qquad \lambda_q = \lambda_c = 1 + 0{,}3\frac{B'}{L'} = 1 + 0{,}3\frac{1{,}5}{1{,}63} = 1{,}276$$

$$\lambda_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B'}{L'} = 1 - 0{,}4\frac{1{,}5}{1{,}63} = 0{,}632$$

În final:

$$p_{cr} = 18{,}25 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}632 + 44{,}37 \cdot 4{,}4 \cdot 1{,}276 + 65 \cdot 11{,}76 \cdot 1{,}276 = 1195{,}38 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow p'_{ef} = 555{,}4 \text{ kPa} < m_c \cdot p_{cr} = 1075.8 \text{ kPa}$$

4. Armarea cuzinetului de beton armat

Armarea cuzinetului din beton armat se realizează conform capitolului III.5.2 al prezentului îndrumător.

Valorile de maxim și de minim ale presiunilor pe talpa cuzinetului sunt:

$$p^c_{max,\,min} = \frac{P_s^c}{l_c b_c} \pm \frac{M_s^c}{W_c} = \frac{1222}{0{,}7 \cdot 0{,}9} \pm \frac{225}{\frac{0{,}7 \cdot 0{,}9^2}{6}}$$

$\Rightarrow$ $p^c_{max} = 4320{,}58$ kPa
$p^c_{min} = -441{,}22$ kPa

Datorită faptului că presiunea minimă este negativă, în relația de calcul a momentelor de armare (v. schema de calcul din capitolul III.5.1 și formulele III.29 și III.30) se va considera presiunea maximă ca fiind egală cu suma celor două presiuni, p^c_{max} și p^c_{min} (în modul), iar presiunea minimă ca fiind egală cu zero.

$\Rightarrow$ Momentele de armare pe cele două direcții sunt:

$$M_x = \frac{3}{4}\frac{\left(p^c_{max} + p^c_{min}\right)^2}{p^c_{max} + 2p^c_{min}}\left(\frac{Bl_x^2}{2} - \frac{l_y^3}{3}\right) = \frac{3}{4}\frac{4761{,}22^2}{4761{,}22}\left(\frac{1{,}5 \cdot 0{,}25^2}{2} - \frac{0{,}2^3}{3}\right)$$

$\Rightarrow$ $M_x = 157{,}8$ kNm

$$M_y = \frac{p^c_{med} l_y^2}{6}\left(3l_s + 4l_y\right) = \frac{2380{,}61 \cdot 0{,}2^2}{6}\left(3 \cdot 0{,}4 + 4 \cdot 0{,}2\right)$$

$\Rightarrow$ $M_y = 31{,}74$ kNm

Pentru calculul ariei de armătură necesară se utilizează relația:

$$A_a = \frac{M}{0{,}85 \cdot h_o \cdot R_a}$$

în care:

M - momentul de armare, M_x sau M_y;
h_o - înălțimea utilă a cuzinetului;
$h_o = h_c - a = 30 - 3{,}5 = 26{,}5$ cm
a - acoperirea armăturii cu beton;
$R_a = 210$ N/mm^2 - rezistența de calcul a armăturii de tip OB 37.

În concluzie:

$$A_{a,x} = \frac{157{,}8}{0{,}85 \cdot 0{,}265 \cdot 210000} = 0{,}003335 \text{ m}^2 = 33{,}35 \text{ cm}^2$$

$$A_{a,y} = \frac{31{,}74}{0{,}85 \cdot 0{,}24 \cdot 210000} = 0{,}000740 \text{ m}^2 = 7{,}40 \text{ cm}^2$$

$\frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 4{,}90625$
$= 4{,}90$

În final se consideră:

- pe direcția x - x:
  7ϕ25 / 10,5 cm $\Rightarrow$ $A_{a,\,ef} = 34{,}36$ cm$^2 > A_{a,x}$

$\frac{\pi \cdot 22^2}{4} = 3{,}7$

- pe direcția y - y:
  7ϕ12 / 13,5 cm $\Rightarrow$ $A_{a,\,ef} = 7{,}92$ cm$^2 > A_{a,y}$

Procentele de armare pe cele două direcții sunt:

ϕ8 = 0,502
ϕ12 = 1,13
ϕ10 = 0,785

$$p_x = \frac{A_{a,x}}{b_c \cdot h_o}100 = \frac{34,36}{70 \cdot 26,5}100 = 1,85\% > p_{min} = 0,05\%$$

$$p_y = \frac{A_{a,y}}{l_c \cdot h_o}100 = \frac{7,92}{90 \cdot 24}100 = 0,36\% > p_{min} = 0,05\%$$

<u>Armătura de ancoraj a cuzinetului în blocul de beton simplu</u> (v. cap. III.5.2)

$$l' = \frac{p^c{}_{min} l_c}{p^c{}_{min} + p^c{}_{max}} = \frac{441,22 \cdot 0,9}{4320,58 + 441,22} = 0,08 \text{ m}$$

Forța totală de întindere:

$$T = \frac{1}{2} p^c{}_{min} l' b_c = \frac{1}{2} 441,22 \cdot 0,08 \cdot 0,7 = 12,35 \text{ kN}$$

Aria de armătură necesară este:

$$A_a = \frac{T}{R_a} = \frac{12,35}{210000} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Se consideră $2\phi 8$ cu $A_{a,ef} = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{a,nec}$

Lungimea de ancorare necesară este:

$$l_a = (n_{anc} \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{ao})d$$

unde:

$n_{anc} = 0,08$ (pentru OB 37) - coeficient de aderenţă armătură - beton;
$\lambda_{ao} = 12$ - coeficient de aderenţă armătură - beton;
$R_a = 210 \text{ N/mm}^2$ - rezistenţa de calcul a armăturii;
$R_t = 0,5 \text{ N/mm}^2$ - rezistenţa de calcul la întindere a betonului;
$d = 8$ mm - diametrul armăturii.

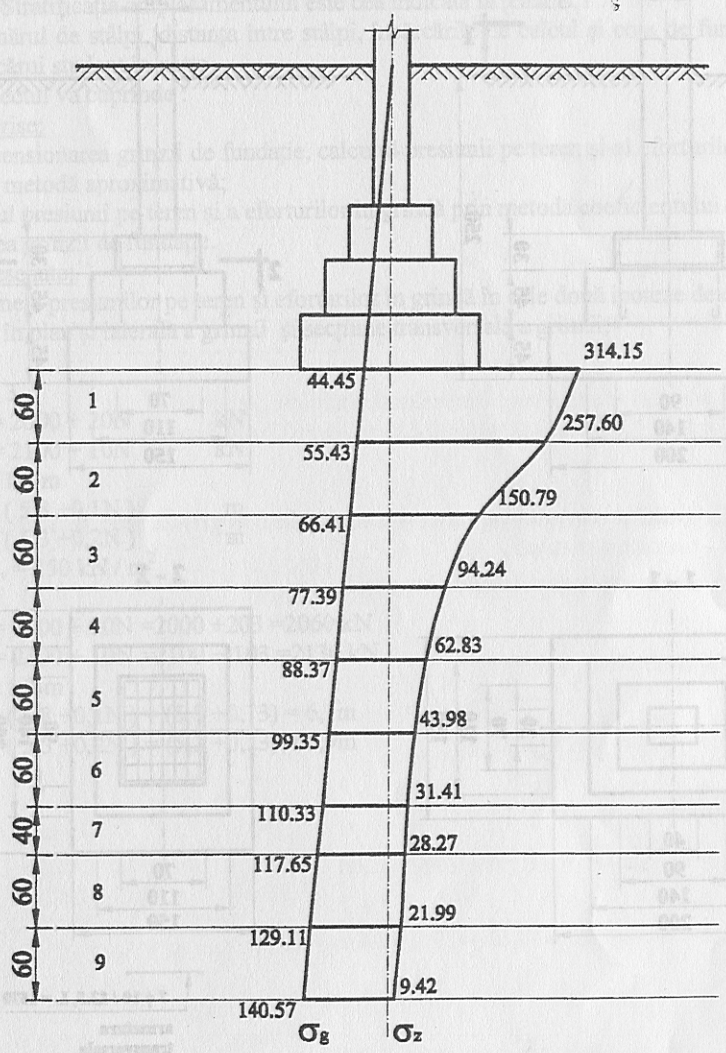
$\Rightarrow \quad l_a = 36,48$ cm

În final se consideră o lungime de ancoraj $l_{a,ef} = 40$ cm.

Obs: Desenul de execuţie al fundaţiei izolate este prezentat în planşa B.2.

CALCULUL TASARII PROBABILE

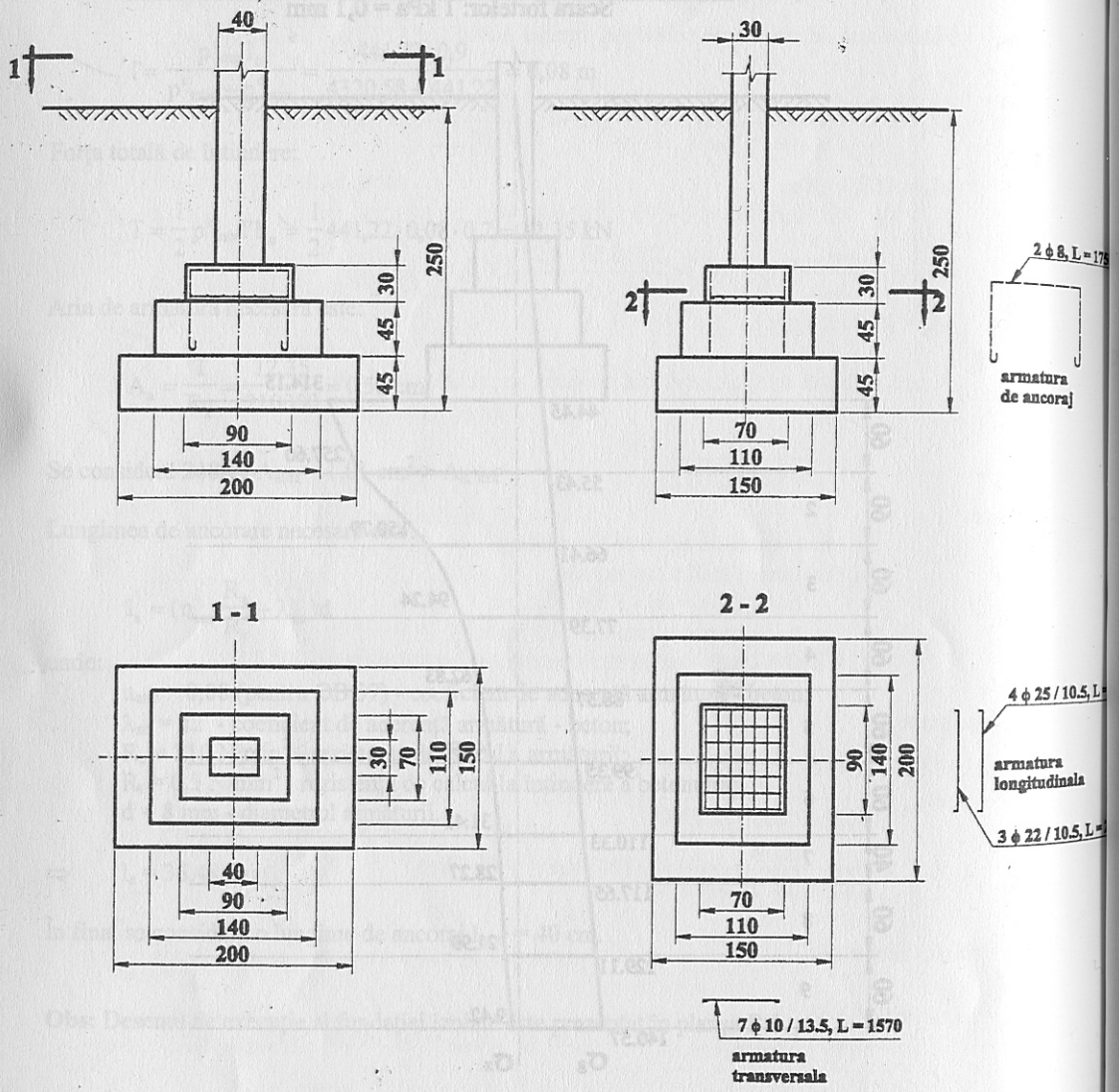
Scara 1 : 50
Scara fortelor: 1 kPa = 0,1 mm



PLANSA B.1

DESEN DE EXECUTIE

Scara 1 : 50



PLANSA B.2

ANEXA B 2

Date de temă

Să se proiecteze fundația continuă din beton armat sub un şir de stâlpi ai unei hale industriale. Stratificația amplasamentului este cea indicată la tema B.1 .

Numărul de stâlpi, distanța între stâlpi, încărcările de calcul şi cota de fundare vor fi indicate fiecărui student în parte .

Proiectul va cuprinde :

A) Piese scrise:

-Predimensionarea grinzii de fundație, calculul presiunii pe teren şi al eforturilor în grindă printr-o metodă aproximativă;

-Calculul presiunii pe teren şi a eforturilor în grindă prin metoda coeficientului de pat

-Armarea grinzii de fundație.

B) Piese desenate:

-diagramele presiunilor pe teren şi eforturilor în grindă în cele două ipoteze de calcul ;

-vedere în plan şi laterală a grinzii şi secțiune transversală a grinzii;

$N = 3$

$P_1 = 2000 + 20N$ kN

$P_2 = 2100 + 10N$ kN

$l_0 = 1{,}3$ m

$l_1 = (5{,}8 + 0{,}1N)$ m

$l_2 = (5{,}3 + 0{,}2N)$ m

$p_{conv} = 250$ kN / m^2

$P_1 = 2000 + 20N = 2000 + 203 = 2060$ kN

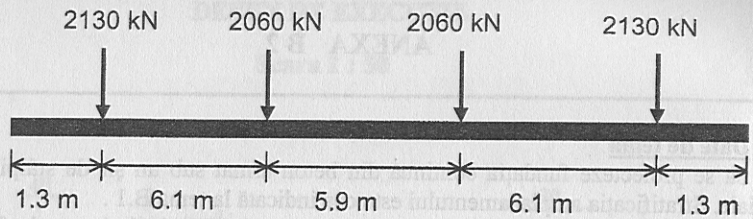
$P_2 = 2100 + 10N = 2100 + 103 = 2130$ kN

$l_0 = 1{,}3$ m

$l_1 = (5{,}8 + 0{,}1N) = (5{,}8 + 0{,}13) = 6{,}1$m

$l_2 = (5{,}3 + 0{,}2N) = (5{,}3 + 0{,}23) = 5{,}9$m

Rezolvare



$D_f = 2{,}5$ m

$\gamma_{med} = 20$ kN / m^3

$P_{ef} \le P_{conv}$

$$P_{ef} = \frac{\sum P_i}{B \cdot L} + \gamma_{med} \cdot D_f \le P_{conv}$$

$$P_{ef} = \frac{2P_1 + 2P_2}{B \cdot L} + \gamma_{med} \cdot D_f = \frac{2 \cdot 2060 + 2 \cdot 2130}{B \cdot 20.7} + 20 \cdot 2.5 = \frac{8380}{B \cdot 20.7} + 50 \le 250 \Rightarrow B_{nec} \ge 2.02$$

$B_{ef} = 3.0$m

Considerăm cunoscute dimensiunile stâlpilor $l_0 = b_0 = 0.6$ m

$b = b_0 + (0{,}1 - 0{,}2)$ m $= b_0 + 0{,}2$ m $= 0{,}6 + 0{,}2 = 0{,}8$ m

Calculul presiunilor pe teren şi a eforturilor în grindă prin metoda aproximativă

p - presiunea pe talpă ;

$\overline{p}$ – încarcarea pe unitatea de lungime.

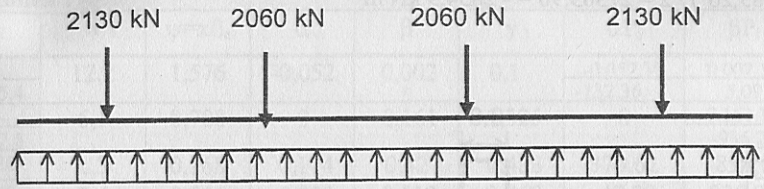
$$\begin{cases} H = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}\right) l_2 \\ H' = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) H \ge 30\text{m} \end{cases}$$

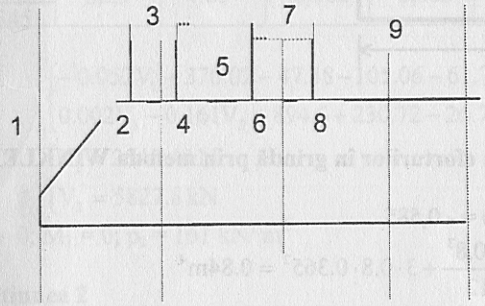
alegem

$$\begin{cases} H = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{6}\right) 5.9 = (1.96 \div 0.98) = 1.9\text{m} \\ H' = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) 1.9 = (0.63 \div 0.95) = 0.8\text{m} > 0.3\text{m} \end{cases}$$

$$p = \frac{\Sigma P_i}{B \cdot L} = \frac{2P_1 + 2P_2}{B \cdot L} = \frac{2 \cdot 2060 + 2 \cdot 2130}{B \cdot 20.7} = \frac{8380}{3 \cdot 20.7} = 134.9 \text{kN / m}^2$$

$$\overline{p} = \frac{\Sigma P_i}{L} = \frac{2P_1 + 2P_2}{L} = \frac{8380}{20.7} = 404.8 \text{kN / m}$$





$M_1 = 0$

$M_2 = 1404{,}81/2 = 202{,}4$ kN m

$M_3 = 1{,}3404{,}801{,}3/2 = 342$ kN m

$M_4 = (404{,}81{,}6^2) / 2 - 21300{,}3 = -120{,}9$ kN m

$M_5 = (404{,}84{,}35^2) / 2 - 21303{,}05 = -2666{,}6$ kN m

$M_6 = (404{,}87{,}1^2) / 2 - 21305{,}8 = -2151$ kN m

$M_7 = (404{,}87{,}4^2) / 2 - 21306{,}1 = -1909{,}6$ kN m

$M_8 = (404{,}87{,}7^2) / 2 - 21306{,}4 - 20600{,}3 = -2249{,}7$ kN m

$M_9 = (404{,}810{,}35^2) / 2 - 21309{,}05 - 20602{,}95 = -3671{,}9$ kN m

$T_1 = 0$

$T_2 = 404.81 = 404.8$ kN

$T_3 = 404.81.3 = 526.2$ kN

$T'_3 = T_3 - P_2 = 526.2 - 2130 = -1603.8$ kN

$T_4 = 404.8\ 1.6 - 2130 = -1482.3$ kN

$T_5 = 404.8\ 4.35 - 2130 = -369.1$ kN

$T_6 = 404.8\ 7.1 - 2130 = 744.1$ kN

$T_7 = 404.8\ 7.4 - 2130 = 865.5$ kN

$T'_7 = T_7 - P_1 = 865.5 - 2060 = -1194.4$ kN

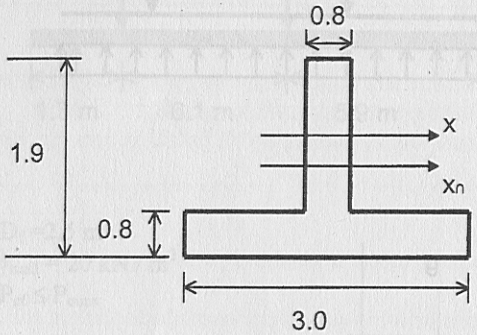
$T_8 = 404.8\ 7.7 - 2130 - 2060 = -1073.0$ kN

$T_9 = 404.8\ 10.35 - 2130 - 2060 = 0$ kN

$(1.3 + x)\ 404.8 - 2130 = 0$

$x = 3.96$

$M_{max} = (404{,}85{,}26^2) / 2 - 21303{,}96 = -2834{,}9$ kN m



Calculul presiunilor pe teren şi a eforturilor în grindă prin metoda WINKLER

$Y_G = (-3{,}080{,}95) / (1{,}10{,}95+3095) = -0{,}585$

$$I = \frac{0.8 \cdot 1.1^3}{12} + 0.8 \cdot 1.1 \cdot 0585^2 + \frac{3 \cdot 0.8^3}{12} + 3 \cdot 0.8 \cdot 0.365^2 = 0.84 m^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I_b}{k_s \cdot B}};$$

$$E = 2 \cdot 10^7 kN/m^2;$$

$$I_b = 0.84 m^4;$$

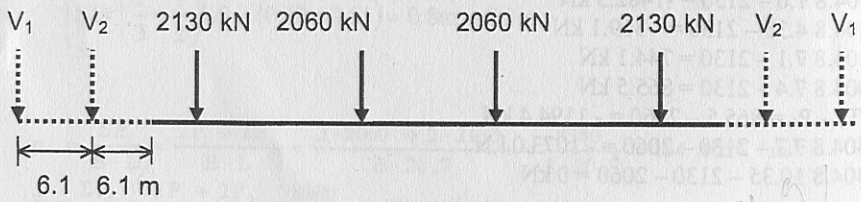
$$k_s \cdot B = 2M_{2-3} = 2 \cdot 93.75 \cdot 10^2 = 18750 kN/m^2$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 0.84}{187.5 \cdot 10^2}} = 7.74 m$$

$$\frac{\pi}{4} l_e = \frac{\pi}{4} \cdot 7.74 = 6.1 m$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = \frac{\pi}{2} \cdot 7.74 = 12.2 m$$

Calculul grinzii de lungime finită acționată de mai multe forțe concentrate



Secțiunea 1

P_i	x	$\psi = x/l_e$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
V_1 / 2545.4	12,2	1,576	-0,052	0,002	0,1	-0.052 V_1 / -132.36	0.002 V_1 / 5.09	254,54
V_2 / 5827.8	6,1	0,788	0	-0,161	0,325	0	0.161 V_2 / -936.27	1894,03
2130	1,3	0,168	0,174	0,42	0,488	370,62	894,6	1039,44
2060	7,4	0,956	-0,023	0,112	0,269	-47,38	230,72	554,14
2060	13,3	1,718	-0,051	-0,013	0,075	-105,06	-26,78	154,5
2130	19,4	2,5	-0,029	-0,033	-0,008	-61,77	-70,29	-17,04
V_2 / 5827.8	26,8	3,462	-0,005	-0,015	-0,02	-0.005 V_2 / -29.14	-0.015 V_2 / -87.42	-116,55
V_1 / 2545	32,9	4,25	0,002	-0,003	-0,009	0.002 V_1 / 5.09	-0.003 V_1 / -7.63	-22,9
						0	0	3740,2

$$\begin{cases} -0.052V_1 + 370.02 - 47.38 - 105.06 - 61.77 - 0.005V_2 + 0.002V_1 = 0 \\ 0.002V_1 - 0.161V_2 + 894.6 + 230.72 - 26.78 - 70.29 - 0.015V_2 - 0.003V_1 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_1 = 2545.4 kN \\ V_2 = 5827.8 kN \end{cases}$$

$T_1 = 0$; $M_1 = 0$; $p_1 = 161$ kN/ m^2

Secțiunea 2

P_i	x	$\psi = x/l_e$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
2545.	13.2	1.705	-0.051	0.012	0.079	-129.81	30.54	201.08
5827,	7,2	0,93	-0,02	-0,117	0,275	-116,55	-681.85	1602.64
2130	0,3	0,038	0,223	0,48	0,497	496,29	1022.4	1058.61
2060	6,4	0,826	-0,005	0,148	0,306	-10,3	304.88	630.36
2060	12,3	1,589	-0,052	-0,003	0,099	-107.12	-6.18	203.94
2130	18,4	2,377	-0,032	-0,034	-0,002	-68,16	-7242	-4.26
5827,	25,8	3,333	-0,008	-0,017	-0,021	-46,62	-99.07	-122.38
2545,	31,9	4,121	0,001	-0,005	-0,012	2,54	-12.72	-30.54
						2	45.58	3539,45

$T_2 = 485.58$ kN; $M_2 = 7.7420.67 = 159.98$ kNm; $p_2 = 3539{,}45 / 7{,}743 = 152{,}43$ kN/m^2

Secțiunea 3

P_i	x	$\psi = x/l_e$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
2545.	13.5	1.744	-0.05	0.015	0.07	-127.27	38.18	17.81
5827,	7,4	0,956	-0,023	-0,112	0,270	-134,04	-652,71	1573,5
2130	0	0	0,25	±0.5	0,5	532,5	±1065	1065
2060	6,1	0,788	0	0,159	0,319	0	327,54	657,14
2060	12	1,55	-0,052	0,001	0,108	-107,12	-2,06	222,48
2130	18,1	2,338	-0,034	-0,034	0,001	-72,42	-72,42	2,13
5827,	25,5	3,294	-0,008	-0,018	-0,021	-46,62	-104,9	-122,38
2545,	31,6	4,082	0,001	-0,005	-0,012	2,54	12,72	-30,54
						4	585,91	3385,14
						7	-1544,09	

T_3 = 485.58 kN; T'_3 = 1544,1 kN; M_3 = 7.7447,57= 368,19 kNm; p_3 = 3385,14/ 7,743 = 145,8 kN/m^2

Secțiunea 4

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
2545.	13.8	1.783	0.049	0.018	0.064	-124.72	45.81	162.9
5827,	7,7	0,994	-0,028	-0,1	0,254	-163,17	-582,78	1480,26
2130	0,3	0,038	0,233	-0,48	0,497	496,29	-1022,4	1058,61
2060	5,8	0,75	0,005	0,172	0,337	10,3	354,32	694,22
2060	11,7	1,511	-0,052	0,007	0,115	-107,12	14,42	236,9
2130	17,8	2,3	0,035	-0,033	0,004	-74,55	-70,29	8,52
5827,	2,2	3,255	-0,009	-0,019	-0,021	-52,45	-110,72	-122,38
2545,	31,3	4,044	0,001	-0,005	-0,013	2,54	-12,72	-33,1
						-	-1384,36	3485,93

T_4 = 1384,36 kN; M_4 = 7.74(-12,83)= -99,3 kNm; p_4 = 3485,93/ 7,743 = 150,12 kN/m^2

Secțiunea 5

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	α	βP_i	γP_i
2545.	16.55	2.138	-0.042	0.031	0.018	-106.9	78.9	45.81
5827,	10,45	1,35	-0,05	-0,03	0,159	-291,39	-174,83	926,62
2130	3,05	0,394	0,091	-0,31	0,439	193,83	-660,3	935,07
2060	3,05	0,394	0,091	0,31	0,439	187,47	638,6	904,34
2060	8,95	1,156	-0,04	0,062	0,21	-82,4	127,72	43,26
2130	15,05	1,944	-0,046	-0,026	0,04	-97,98	-55,38	8,52
5827,	22,45	2,9	-0,017	-0,027	-0,02	-99,07	-157,35	-116,5
2545,	28,55	3,688	-0,002	-0,011	-0,017	-5,09	-28	-43,27
						-301,53	-230,64	2703,85

T_5 = -230,64 kN; M_5 = 7.74(-301,53)= -2333,8 kNm;p_5 = 2703,85/ 7,743 = 116,44 kN/m^2

Secțiunea 6

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	α	βP_i	γP_i
2545.	19.3	2.493	-0.029	0.033	-0.008	-73.91	84	-20.36
5827,	13,2	1,705	-0,051	0,012	0,079	-297,21	69,93	460,39
2130	5,8	0,75	0,005	-0,172	0,335	10,65	-366,36	713,55
2060	0,3	0,038	0,232	0,48	0,497	477,92	988,8	1023,82
2060	6,2	0,8	-0,002	0,157	0,312	-4,12	-323,42	642,72
2130	12,3	1,59	-0,052	-0,003	0,098	-110,76	-6,39	208,74
5827,	19,7	2,545	-0,028	-0,032	-0,01	-163,17	-186,69	-58,27
2545,	25,8	3,333	-0,007	-0,017	-0,021	-17,81	-43,27	-53,45
						-178,31	863,64	2917,14

T_6 =863,64 kN; M_6 = 7.74(-178,31)= -1380,12 kNm; p_6 = 2917,14/ 7,743 = 125,63 kN/m^2

Secțiunea 7

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	α	βP_i	γP_i
2545.	19.6	2.532	-0.028	0.032	-0.01	-71.27	81.45	-25.45
5827,	13,5	1,744	-0,05	0,015	0,072	-291,39	87,41	419,6
2130	6,1	0,788	0	-0,159	0,325	0	-338,67	692,25
2060	0	0	0,25	±0,5	0,5	515	+1030 -1030	1030
2060	5,9	0,762	0,003	0,170	0,33	6,18	350,2	679,8
2130	12	1,55	-0,052	-0,001	0,108	-110,76	-2,13	230,04
5827,	19,4	2,5	-0,029	-0,033	-0,008	-169	-192,31	-46,62
2545,	25,5	3,294	-0,008	-0,018	-0,021	-20,36	-45,81	-53,45
						-141,6	970.14 -1089.86	2926,1

T_7 = 970.14 kN; T'_7 = -1089.86 kN; M_7 = 7.74(-141.6)= -1095.98 kNm
p_7 = 2926,17/ 7,743 = 126 kN/m^2

Secțiunea 8

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	α	βP_i	γP_i
2545.	19.9	2.571	-0.026	0.032	-0.012	-66.18	81.45	-30.54
5827,	13.8	1.783	-0,05	0,018	0,064	-291,39	104,9	372,98
2130	6.4	0.826	-0,005	-0,148	0,306	-10,65	-315,24	651,78
2060	0.3	0.038	0,233	-0,48	0,497	479,98	-988,8	1023,8
2060	5.6	0.723	0,01	0,187	0,344	20,6	385,22	708,64
2130	11.7	1.511	-0,052	0,007	0,116	-110,76	14,91	247,08
5827,	19.1	2.467	-0,03	-0,033	-0,007	-174,83	-192,31	-40,79
2545,	25.2	3.255	-0,009	-0,02	-0,021	-22,9	-50,9	-53,45
						-176,13	-960,77	2879,5

T_8 = - 960.77 kN; M_8 = 7.74(-176,13)= -1363,24 kNm; p_8 = 2879,5/ 7,743 = 124 kN/m^2

Secțiunea 9

P_i	x	$\psi=x/l_e$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
2545.	22.55	2.913	-0.016	0.027	-0.02	-40.72	68.72	-50.9
5827,	16,45	2,125	-0,041	0,031	0,019	-238,94	180,66	110,73
2130	9,05	1,170	-0,041	-0,06	0,205	-87,33	-127,8	436,65
2060	2,95	0,381	0,095	-0,314	0,44	195,7	-646,84	906,4
2060	2,95	0,381	0,095	+0,314	0,44	195,7	646,84	906,4
2130	9,05	1,170	-0,041	0,06	0,205	-87,33	127,8	436,65
5827,	16,45	2,125	-0,041	-0,031	0,019	-238,94	-180,66	110,73
2545,	22,55	2,913	-0,016	-0,027	-0,02	-40,72	-68,72	-50,9
						-342,58	0	2805,7

T_9 = 0 kN; M_9 = 7.74(-342,58)= -2651,57 kNm; p_9= 2805,76 / 7,743 = 120,83 kN/m^2

Secțiunea M_{max}

P_i	x	$\psi=x/l_p$	α	β	γ	αP_i	βP_i	γP_i
2545.4	17.1	2.209	-0.039	0.032	0.011	-99.27	81.45	28
5827,8	11	1,421	-0,051	-0,019	0,137	-297,22	-110,73	798,4
2130	3,6	0,465	0,07	-0,282	0,42	149,1	-600,66	894,6
2060	2,5	0,323	0,114	0,345	0,456	234,84	710,7	939,36
2060	8,4	1,085	-0,035	0,079	0,226	-72,1	162,74	456,56
2130	14,5	1,873	-0,049	-0,023	0,051	-104,37	-48,99	108,63
5827,8	21,9	2,829	-0,019	-0,028	-0,019	-110,72	-163,18	-110,73
2545,4	28	3,617	-0,003	-0,012	-0,018	-7,63	-30,54	-45,81
						-307,37	0	3078

T = 0 kN; M = 7.74(-307,37)= -2379 kNm; p=3078 / 7,743 = 132,5 kN/m^2

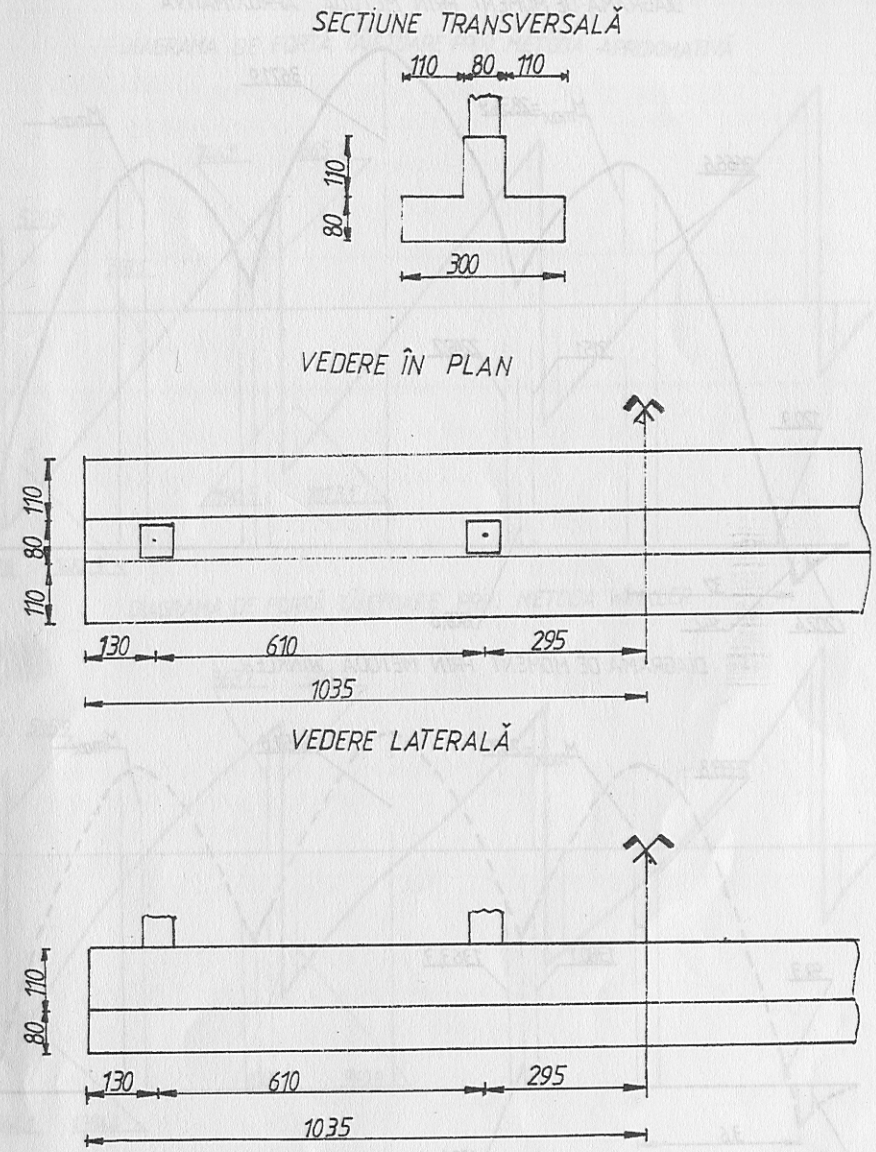
Notă : Pentru aflarea distanței x de la reazem până la T = 0 se interpolează valorile forței tăietoarei de la stânga și de la dreapta secțiunii în care T = 0 :

-230,7..... 3,05

836,7 ..... 5,8 x = 3,6 m

0,68785

1780,012



Planșa B2.1

DIAGRAMA DE MOMENT PRIN METODA APROXIMATIVĂ

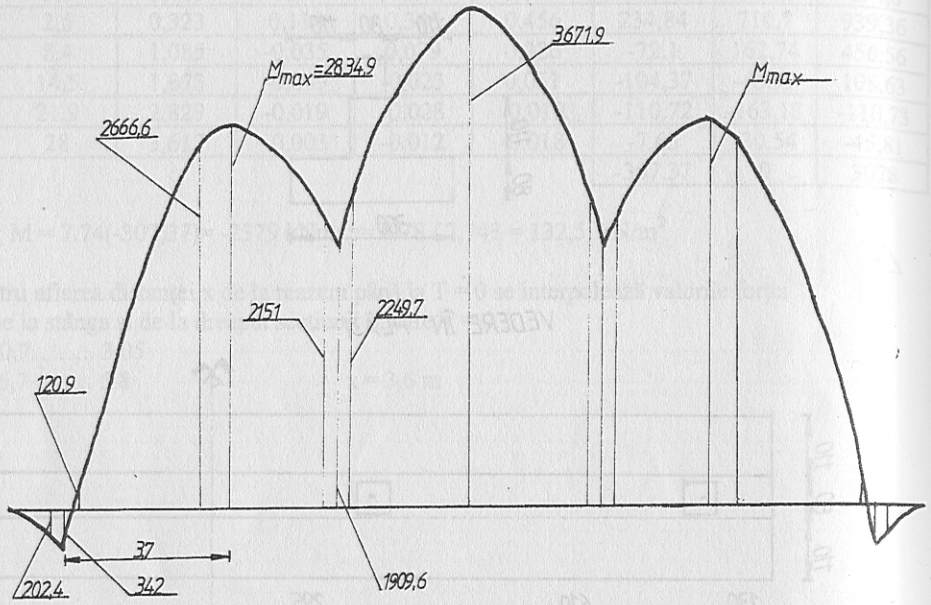
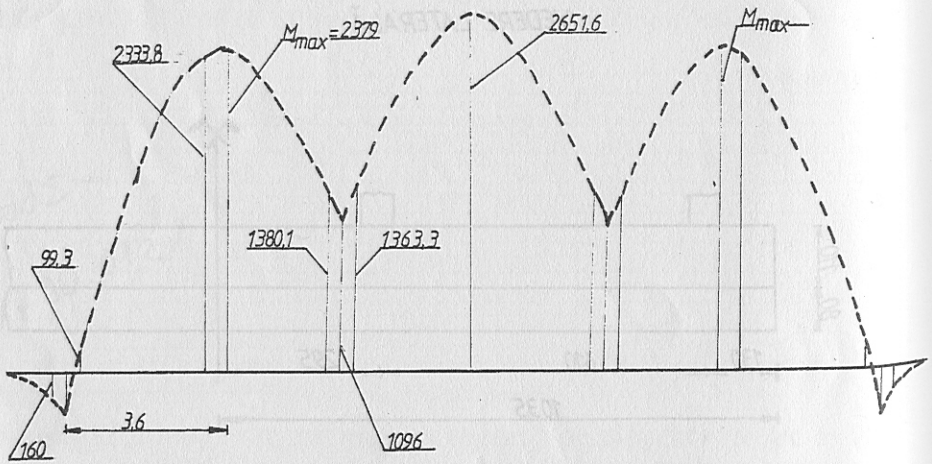


DIAGRAMA DE MOMENT PRIN METODA WINKLER



Planşa B2.2

DIAGRAMA DE FORTĂ TĂIETOARE PRIN METODA APROXIMATIVĂ

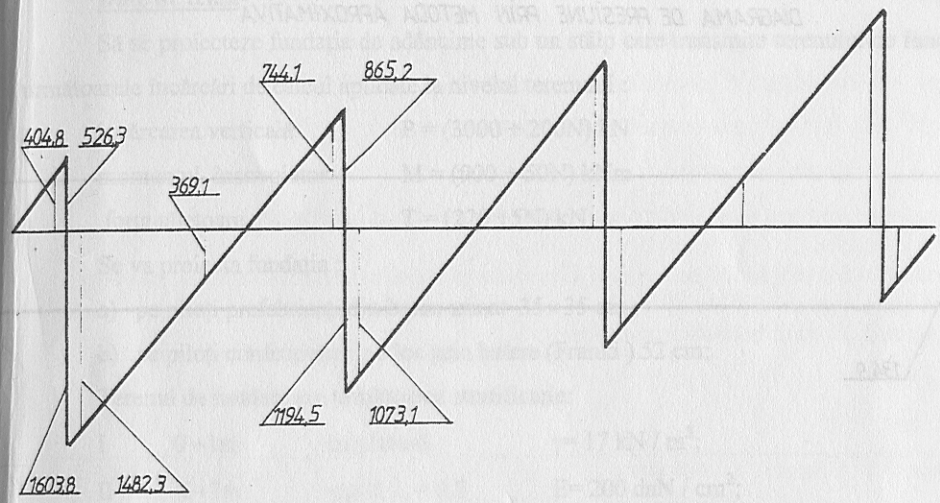
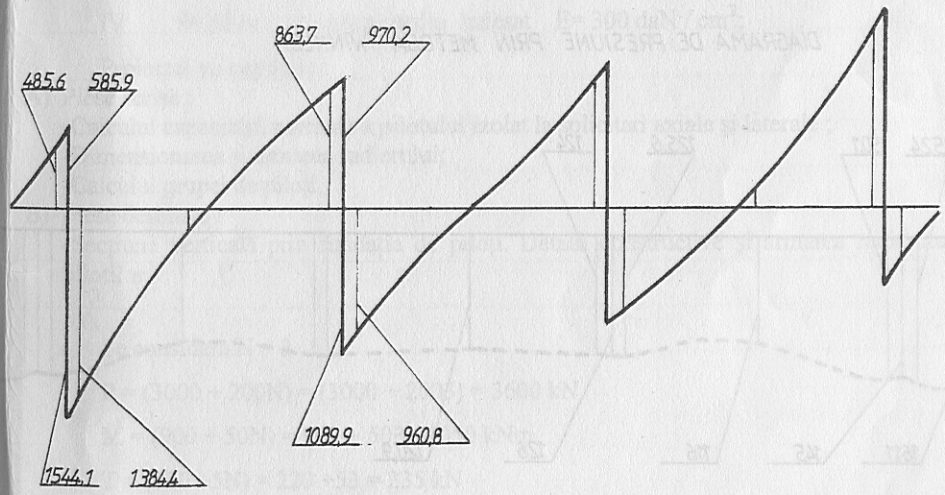


DIAGRAMA DE FORTĂ TĂIETOARE PRIN METODA WINKLER



Planşa B2.3

DIAGRAMA DE PRESIUNE PRIN METODA APROXIMATIVĂ

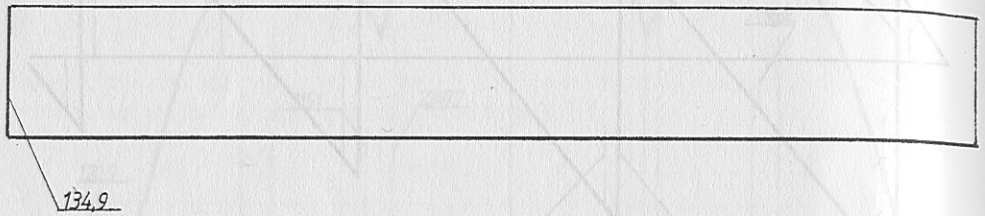
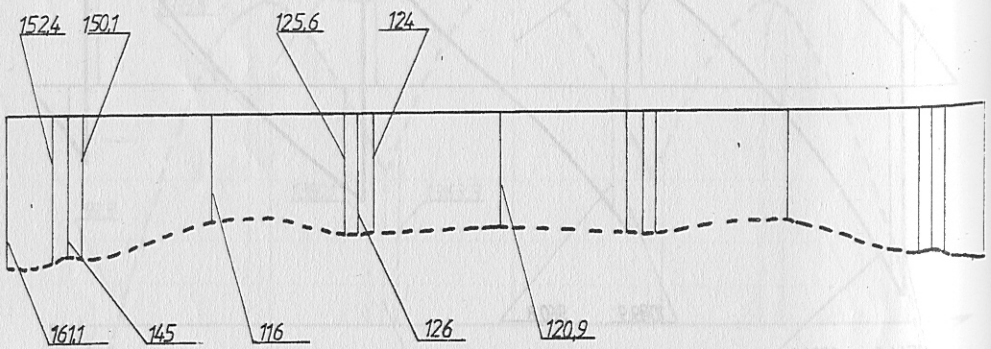


DIAGRAMA DE PRESIUNE PRIN METODA WINKLER



Planşa B2.4

ANEXA C1

Date de temă

Să se proiecteze fundația de adâncime sub un stâlp care transmite terenului de fundare următoarele încărcări de calcul aplicate la nivelul terenului :

încărcarea verticală	P = (3000 + 200N) kN
momentul încovoietor	M = (900 + 50N) kNm
forța tăietoare	T = (220 +5N) kN

Se va proiecta fundația :

a) pe piloți prefabricați din beton armat 35×35 cm ;

b) pe piloți confecționați pe loc prin batere (Franki) 52 cm;

Terenul de fundare are următoarea stratificație:

I	0 ÷1m	umplutură	γ= 17 kN / m^3;
II	-1÷3m	argilă I_c = 0,7	E= 200 daN / cm^2;
III	-3÷9m	praf argilos	I_c = 0,28+0,01N, E= 40 daN / cm^2;
IV	9÷ 50 m	nisip mediu îndesat	E= 300 daN / cm^2;

Proiectul va cuprinde :

A) Piese scrise :
-Calculul capacității portante a pilotului izolat la solicitari axiale şi laterale ;
-Dimensionarea şi armarea radierului;
-Calculul grupei de piloți.

B) Piese desenate :
-Secțiune verticală prin fundația de piloți. Detalii constructive şi armarea radierului şi pilotilor.

Se consideră N = 3.

P = (3000 + 200N) = (3000 + 2003) = 3600 kN

M = (900 + 50N) = 900 + 503 =1050 kNm

T = (220 +5N) = 220 +53 = 235 kN

Pentru stratul III, I_c = 0,28+0,01 3 = 0,31

Rezolvare

a) **Piloți prefabricați**

1.Calculul capacității portante a pilotului izolat la solicitări axiale

$R_{iz} = P_v + P_l = k\,(m_1 \cdot p_v \cdot A + m_2 \cdot U\,\Sigma f_i\, l_i)$

în care:

k = 0.7 (coeficient de omogenitate);

$m_1 = m_2 = 1$ (coeficienti ai condițiilor de lucru, tabelul V.2 ,capitolul V);

$A = 0{,}35^2 = 0{,}1225\ m^2$ (aria secțiunii transversale a pilotului);

$U = 4 \cdot 0{,}35 = 1{,}4$ m(perimetru) ;

p_v - rezistenț a convenț ionalăa pământului sub vârful pilotului, datăîn tabelul V.2 (capitolul V), în kPa;

f_i - rezistenț a convenț ionalăpe suprafaț a lateralăa pilotului în dreptul stratului i, conform tabelului V.3, (capitolul V),în kPa;

l_i = lungimea pilotului în contact cu stratul i .

$l_{imax} = 2$ m

$L_p \le 15$ m

Strat geologic	Strat elementar	Adâncimea medie z_{med}(m)	I_C	f_i (kN/m)	$f_i\, l_i$ (kN/m)	p_v (kN/m^2)
II	1	2,75	0,7	33,74	16,875	
III	2	4,0	0,31	5,4	10,8	
III	3	6,0	0,31	6,9	13,8	
III	4	8,0	0,31	7,73	15,46	
IV	5	10,0		65	130	
IV	6	12,0		67,8	135,6	
IV	7	14,0		70,6	141,2	
IV	8	15.75		73.2	109.8	4000
					$\Sigma = 573.54$	

$R_{iz} = 0{,}7\,(1 \cdot 4000 \cdot 0{,}1225 + 1 \cdot 1{,}4 \cdot 573.54) = 905$ kN

$R_{iz} \le R_b$

R_b – capacitatea portantă la compresiune a secțiunii de beton ;

$R_b = A \cdot \sigma_{\alpha\delta\mu}$

$A = 0{,}1225\ cm^2$

$\sigma_{\alpha\delta\mu} = 100$ daN /cm^2

$R_b = 0{,}1225 \cdot 10^4 = 1225$ kN

$R_{iz} = 905$ kN < 1225 kN

2.Calculul numărului de piloți și stabilirea dimensiunilor radierului

n_p = numărul de piloți ;

$n_p = P \cdot (1{,}2 \div 1{,}5) / R_{iz} + 1 \ldots 2$ piloți

$n_p \ge 4$; $L \ge B$;

$t_m = 1{,}5\ d$;

$t_i = 3d \div 4{,}5\ d$;

P = 3600 kN;

$R_{iz} = 905$ kN

$n_p = 3600 \cdot (1{,}2 \div 1{,}5) / 905 + 1 \ldots 2 = 4.77 \div 5.96 + 1 \ldots 2$ piloți $= 7 \div 8$ piloți

Se aleg 8 piloți.

D = 0,35 m

$t_m = 1{,}5\ d = 1{,}5 \cdot 0{,}35 = 0{,}5$ m;

$t_i = (3d \div 4{,}5)\ d = (3 \div 4{,}5)\ 0{,}35 = 1{,}05 \div 1{,}575$ m

$t_{ix} = 1.5$ m; $t_{iy} = 1.5$ m;

$x_1 = x_2 = x_3 = -1.5$ m; $x_4 = x_5 = 0$ m; $x_6 = x_7 = x_8 = +1.5$ m

$L = 0{,}5 \cdot 2 + 2 \cdot 1.5 = 4$ m

$B = 0{,}5 \cdot 2 + 1.5 = 2.5$ m

$H = (0{,}3 \div 0{,}35)\ L = (0{,}3 \div 0{,}35) \cdot 4 = 1{,}2 \div 1{,}4 = 1{,}3$ m

$H' = (1/2 \div 1/3)\ H = 0{,}65 \div 0.43 = 0.5$ m

Se consideră cunoscute dimensiunile stâlpului $l_0 = b_0 = 0.7$ m

3. Calculul grupei de piloți

Determinarea forțelor axiale în piloții grupei

$N = P + B \cdot L \cdot D_f \cdot \gamma_\mu = 3600 + 2.5 \cdot 4 \cdot 2{,}5 \cdot 20 = 4100$ kN

$M_0 = M + T \cdot D_f = 1050 + 235 \cdot 2{,}5 = 1635{,}5$ Kn m

$$S_i = \frac{N}{n_p} + \frac{M_0 \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_p} x_i^2}\ (kN)$$

$S_{max} \le R_g$

$S_{min} \geq 0$

$\sum x_i^2 = 6 \cdot 1.5^2 = 13.5$ m

$S_1 = S_2 = S_3 = 4100/8 - (1637,5 \cdot 1.5)/13.5 = 330.56$ kN $= S_{min} > 0$

$S_4 = S_5 = 4100/8 = 512.5$ kN

$S_6 = S_7 = S_8 = 4100/8 + (1637,5 \cdot 1.5)/13.5 = 694.45$ kN

Se compară forța axială maximă (S_7) cu capacitatea portantă a pilotului izolat care lucrează în grup R_g).

$R_g = m_u R_{iz}$

unde m_u este coeficientul condițiilor de lucru al piloților în grup.

În cazul piloților purtatori pe vârf $m_u = 1$;

Verificarea necesară este respectată: 694.45<905.

Capacitatea portantă a pilotului izolat la solicitări orizontale

$R_{oriz} = m \cdot k \cdot P_u$

unde:

m,k –coeficienți ai condițiilor de lucru ;

$m = k = 0,7$;

P_u – forța critică orizontală .

Pilotul se consideră articulat în radier .

- fundație pe piloți din beton armat : $\phi 12$ mm

$A = 0,35^2$ m ^{2}

$P_u = M_{cap} / l_0$

M_{cap} = momentul capabil al secțiunii de beton armat la încovoiere ;

l_0 = lungimea convențională de încastrare ;

$d = 0,35$ m

$l_0 = 3 \cdot d = 3 \cdot 0,35 = 1,05$ m

Determinarea lui M_{cap} se face conform STAS 10107/0-90 .

B_C 25 $\quad R_c = 13$ N / mm^2

PC 52 $\quad R_a = 300$ N / mm^2

$A_a = A_{a'} = 3\ \Phi\ 12 = 339$ mm^2

$N = S_{max} = 694.45$ kN $= 694450$ N

$a = 25 + 12/2 = 31$mm

$$\left\{\begin{aligned} n &= \frac{N}{b \cdot h \cdot R_c} = \frac{694450}{350^2 \cdot 13} = 0,436 \\ \alpha &= \frac{A_a}{b \cdot h} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{339}{350^2} \cdot \frac{300}{13} = 0,064 \\ \frac{a}{h} &= \frac{31}{350} = 0,088 \end{aligned}\right\}$$

Rezultă m = 0,171.

$M_c = m \cdot b \cdot h^2 \cdot R_c = 0,171 \cdot 350^3 \cdot 13 = 95,31 \cdot 10^6$ N ·mm

$C_a = h/30 = 350/30 = 11,66$ mm ;considerăm 20 mm = 0,02 m

$M_{cap} = M_c - N \cdot l_a = 95,31 - 694.45 \cdot 0,02 = 81,421$ kN · m

$R_{oriz} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot (81,421 / 1,05) = 37,996$ kN

Verificarea la solicitări laterale a piloților

$T / n_p \leq R_{oriz}$

$235 / 8 = 29,37$ kN $< 37,996$ kN

4. Verificarea la străpungere a radierului

$\Sigma S_{I\,ezt} \leq H \cdot U \cdot R_t$

Nu există piloți în afara perimetrului ⇒ nu mai este necesară verificarea la străpungere.

5. Armarea radierului

Secțiunea 1 - 1

$Mx = 3 \cdot 694.45 \cdot 1.15 = 2395.85$ kNm

Secțiunea 2 – 2

$My = 694.45 \cdot 1.15 + 330.56 \cdot 1.15 + 512.5 \cdot 0.4 = 1383.76$ kNm

$h_0 = h - 3,5 = 130 - 3,5 = 126,5$ cm

$a = 3,5$ cm

$$A_{ax}^{nec} = \frac{M_x}{0.85 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{2395.85}{0,85 \cdot 1,265 \cdot 300 \cdot 10^3} = 0,00874\,m^2 = 87.4\,cm^2$$

$$A_{ay}^{nec} = \frac{M_y}{0.85 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{1383.76}{0,85 \cdot 1,265 \cdot 300 \cdot 10^3} = 0,004289\,m^2 = 43\,cm^2$$

$A_{ax}^{ef} = 18\phi25 = 88.2\ cm^2$

$A_{ay}^{ef} = 29\phi14 = 44.37\ cm^2$

b) **Piloți Franki**

1.Capacitatea portantă a pilotului izolat la solicitări axiale

$R_{iz} = P_v + P_l = k\ (m_3 \cdot P_v \cdot A \cdot m_4 \cdot U \cdot \Sigma f_i\ l_i)$

$k = 0,7$

$m_3 = m_4 = 1$

$A = 0,26^2 \cdot \pi = 0,2123\ m^2$

$U = 2 \cdot \pi \cdot 0,26 = 1,63\ m$

$l_{i\ max} = 2,0\ m$

$L_p \leq 15\ m$

m_3 şi m_4 se iau din tabelele V4 şi V5 (capitolul V).

$R_{iz} = 0,7\ (1 \cdot 4000 \cdot 0,2123 + 1 \cdot 1,63 \cdot 573.54\ ) = 1248.8\ kN$

$R_{iz} \leq R_b$

$R_b = A \cdot \sigma_{adm}$ $\qquad \sigma_{adm} = 100 \cdot 10^2\ kN / m^2$

$A = 0,2123\ m^2$

$R_b = 0,2123 \cdot 10^4 = 2123\ kN$

$R_{iz} = 1123,56 < 2123\ kN$

2. Calculul numărului de piloți şi stabilirea dimensiunilor radierului

n_p = numărul de piloți ;

$n_p = P \cdot (\ 1,2 \div 1,5\ ) / R_{iz} + 1 \ldots 2$ piloți $n_p \geq 4$

$L > B;$

$t_m = 1,5\ d\ ;$

$t_i = 3d \div 4,5\ d;$

$P = 3600\ kN;\ R_{iz} = 1123,56\ kN;$

$n_p = 3600 \cdot (1,2 \div 1,5\ ) / 1248.8 + 1 \ldots 2 = 3,84 \div 4,8 + 1 \ldots 2$ piloți $= 5 \div 6$ piloți

Se aleg 6 piloți .

$d = 0,52\ m;$

$t_m = 1,5\ d = 1,5 \cdot 0,52 = 0,78\ m;$

$t_i = (3d \div 4,5)\ d = (\ 3 \div 4,5\ )\ 0,52 = 1,56 \div 2,34\ m$

$t_{ix} = 2,32\ m;\ t_{iy} = 1,64\ m.;$

$x_1 = x_2 = -\ 2,32\ m;\ x_3 = x_4 = \ 0\ m;\ x_5 = x_6 = +\ 2,32\ m$

$L = 0,78 \cdot 2 + 1,64 = 6,2\ m$

$B = 0,78 \cdot 2 + 1,64 = 3,2\ m$

$H = (0,3 \div 0,35\ )\ L = (0,3 \div 0,35\ ) \cdot 6,2 = 1,86 \div 2,17 = 2\ m$

$H' = (1/2 \div 1/3\ )\ H = 1 \div 0.66 = 1\ m$

Se consideră cunoscute dimensiunile stâlpului $l_0 = b_0 = 0.7\ m.$

3. Calculul grupei de piloți

<u>Determinarea forțelor axiale din piloții grupei</u>

$N = P + B \cdot L \cdot D_f \cdot \gamma_\mu = 3600 + 3,2 \cdot 6,2 \cdot 2,5 \cdot 20 = 4592\ kN$

$M_0 = M + T \cdot D_f = 1050 + 235 \cdot 2,5 = 1635,5\ Knm$

$$S_I = \frac{N}{n_p} + \frac{M_0 \cdot x_i}{\sum_{I=1}^{n_p} x_i^2}$$

$S_{max} \leq R_g$

$S_{min} \geq 0$

$\sum x_i^2 = 4 \cdot 2,32^2 + 2 \cdot 0 = 21,53\ m$

$S_1 = S_2 = 4592/\ 6 - (1637,5 \cdot 2,32)\ /\ 21,53 = 588,9\ kN = S_{min} > 0$

$S_3 = S_4 = 4592/\ 6 = 765.4\ kN$

$S_5 = S_6 = 4592/\ 6 - (1637,5 \cdot 2,32)\ /\ 21,53 = 941,8\ kN$

$941,8\ kN < 1248.8\ kN = R_g$

<u>Capacitatea portantă a pilotului izolat la solicitări orizontale</u>

$R_{oriz} = m \cdot k \cdot P_u$

m,k –coeficienți ai condițiilor de lucru

$m = k = 0,7$

P_u – forța critică orizontală

Pilotul se consideră articulat în radier .

- fundație pe piloți din beton armat : $\phi18$ mm

$A = 0,2123\ m^2$

$P_u = M_{cap} / l_0$

M_{cap} = momentul capabil al secțiunii de beton solicitate la încovoiere ;

l_0 = lungimea convențională de încastrare ;

d = 0,52 m

$l_0 = 3 \cdot d = 3 \cdot 0{,}52 = 1{,}56$ m

Determinarea lui M_{cap} se face conform STAS 10107/0-90.

B_C 25 $\quad R_c = 13$ N / mm^2

PC 52 $\quad R_a = 300$ N / mm^2

$A_a = A_{a'} = 7\Phi 18 = 1781$ mm^2

$N = S_{max} = 941{,}8$ kN = 941 800 N

a = 25 + 18 / 2 = 34mm

$$\left\{\begin{array}{l} n = \dfrac{N}{\dfrac{\pi D^2}{4}\cdot R_c} = \dfrac{941800}{\dfrac{3{,}14\cdot 520^2}{4}\cdot 13} = 0{,}341 \\ \alpha = \dfrac{A_a}{\dfrac{\pi D^2}{4}}\cdot\dfrac{R_a}{R_c} = \dfrac{1781}{\dfrac{3{,}14\cdot 520^2}{4}}\cdot\dfrac{300}{13} = 0{,}193 \\ \dfrac{a}{D} = \dfrac{34}{520} = 0{,}065 \end{array}\right\}$$

Rezultă m = 0,146;

$M_c = m \cdot b \cdot \pi D^3/4 \cdot R_c = 209{,}5 \cdot 10^6$ N ·mm

$l_a = D / 30 = 520 / 30 = 17{,}33$ mm ;se consideră 20 mm = 0,02 m

$M_{cap} = M_c - N \cdot l_a = 209{,}5 \cdot 10^6 - 941\,800 \cdot 20 = 190{,}7 \cdot 10^6$ kN · mm

$R_{oriz} = 0{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot (190{,}7 / 1{,}56) = 59{,}9$ kN

Verificarea la solicitări laterale a piloților

$T / n_p \le R_{oriz}$

235 / 6 = 39,16 kN < 59,9 kN

4. Verificarea la străpungere a radierului

$\Sigma S_{I\,ezt} \le H \cdot U \cdot R_t$

Nu există piloți în afara perimetrului ⇒ nu se face verificarea la străpungere

5. Armarea radierului

Secțiunea 1 - 1

$M_x = 2 \cdot 941.8 \cdot 1.97 = 3710.7$ kNm.

Secțiunea 2 – 2

$M_y = 1.29 \cdot (588.9 + 765.4 + 941.8) = 2961.97$ kNm

$h_0 = h - a = 200 - 3{,}5 = 196{,}5$ cm

a = 3,5 cm

$$A_{ax}^{nec} = \frac{M_x}{0{,}85 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{3710.7}{0{,}85 \cdot 1{,}865 \cdot 300 \cdot 10^3} = 0{,}00780255\,\text{m}^2 = 78.03\,\text{cm}^2$$

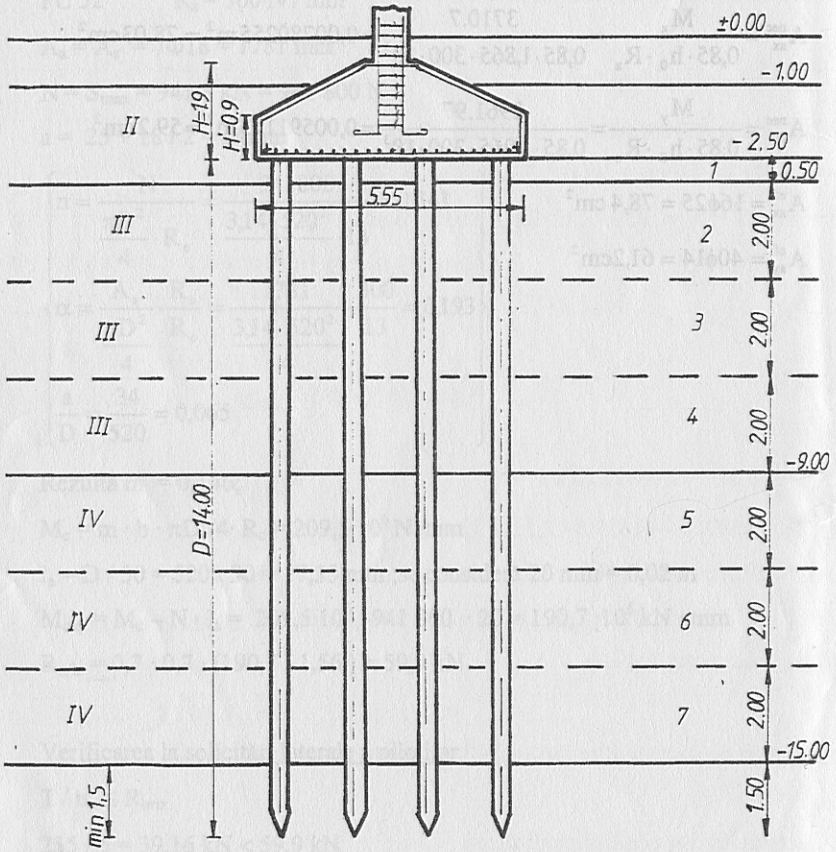
$$A_{ay}^{nec} = \frac{M_y}{0{,}85 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{2961.97}{0{,}85 \cdot 1{,}965 \cdot 300 \cdot 10^3} = 0{,}00591123\,\text{m}^2 = 59.2\,\text{cm}^2$$

$A_{ax}^{ef} = 16\phi 25 = 78{,}4$ cm^2

$A_{ay}^{ef} = 40\phi 14 = 61{,}2$ cm^2

SECTIUNE VERTICALĂ PRIN GRUPA DE PILOTI PREFABRICATI

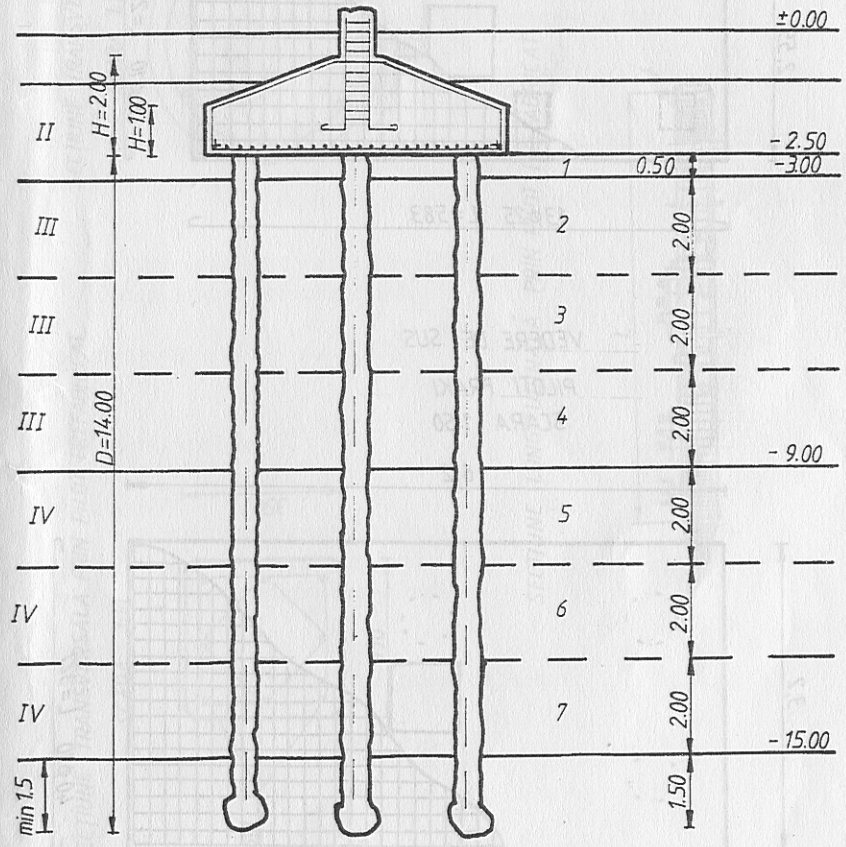
SCARA 1:100



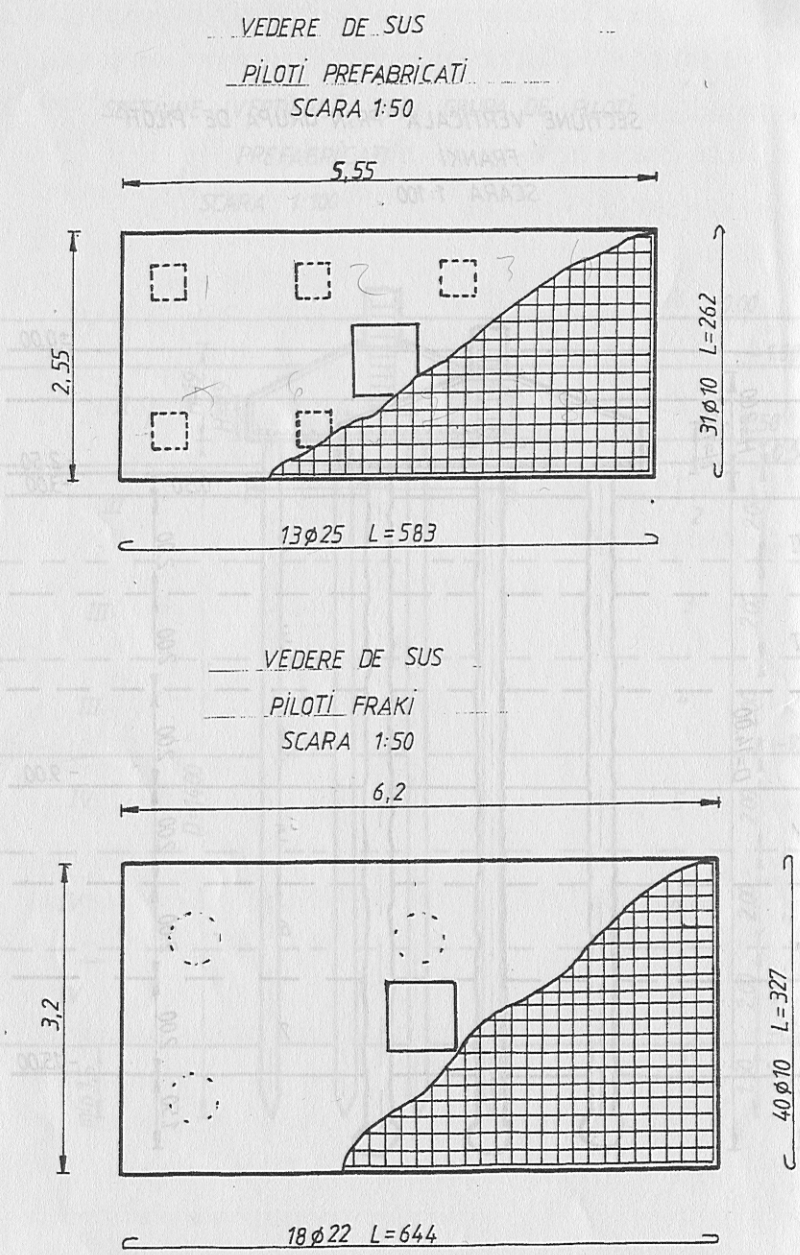
Planşa C1.1

SECTIUNE VERTICALĂ PRIN GRUPA DE PILOTI FRANKI

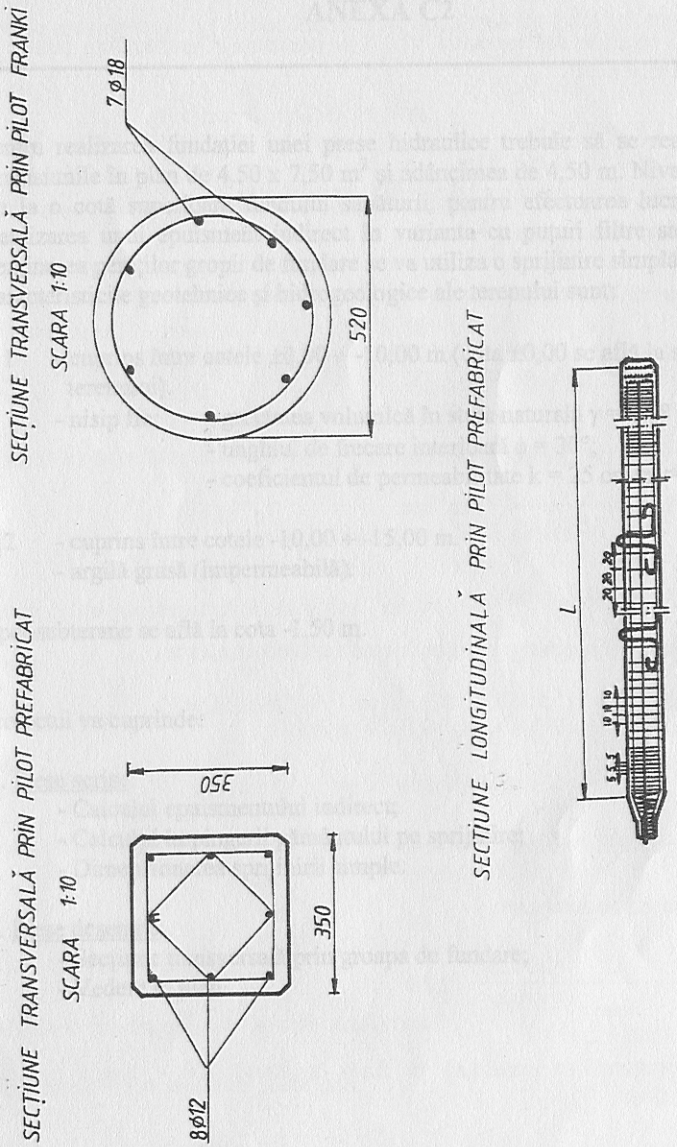
SCARA 1:100



Planşa C1.2



Planşa C1.3



Planşa C1.4

ANEXA C2

Pentru realizarea fundației unei prese hidraulice trebuie să se realizeze o săpătură având dimensiunile în plan de 4,50 x 7,50 m^2 și adâncimea de 4,50 m. Nivelul apei subterane aflându-se la o cotă superioară fundului săpăturii, pentru efectuarea lucrărilor în uscat se impune realizarea unui epuisment indirect în varianta cu puțuri filtre sau filtre aciculare. Pentru menținerea pereților gropii de fundare se va utiliza o sprijinire simplă (cu dulapi).

Caracteristicile geotehnice și hidrogeologice ale terenului sunt:

- stratul 1 - cuprins între cotele ±0,00 ÷ -10,00 m (cota ±0,00 se află la suprafața terenului).
  - nisip fin: - greutatea volumică în stare naturală $\gamma = 17{,}8$ kN/m^3;
    - unghiul de frecare interioară $\phi = 30°$;
    - coeficientul de permeabilitate k = 25 cm/zi = $2{,}89 \times 10^{-4}$ m/sec.
- stratul 2 - cuprins între cotele -10,00 ÷ -15,00 m.
  - argilă grasă (impermeabilă).

Nivelul apei subterane se află la cota -1,50 m.

Proiectul va cuprinde:

A. Piese scrise:
- Calculul epuismentului indirect;
- Calculul împingerii pământului pe sprijinire;
- Dimensionarea sprijinirii simple.

B. Piese desenate:
- Secțiune transversală prin groapa de fundare;
- Vedere în plan.

Rezolvare:

1. Calculul epuismentului indirect în varianta cu puţuri filtre

Păstrând notaţiile din capitolul VI.1.4 al prezentului îndrumător, pentru cazul temei mărimile geometrice sunt:

$H = 10 - 1{,}50 = 8{,}50$ m
$s_o = H - h = 8{,}50 - 5 = 3{,}50$ m
$R = 3000 s_o \sqrt{k} = 3000 \cdot 3{,}5\sqrt{0{,}000289} = 178{,}5$ m
se consideră raza puţului $r = 0{,}15$ m

⇒ debitul q pompat dintr-un puţ este:

$$q = \frac{\pi k}{\ln\frac{R}{r}}(2H - s_o)s_o = \frac{\pi \cdot 0{,}000289}{\ln\frac{178{,}5}{0{,}15}}(2 \cdot 8{,}5 - 3{,}5)3{,}5 = 0{,}00606 \text{ m}^3/\text{sec}$$

- debitul maxim ce se poate extrage dintr-un puţ este:

$$q_{max} = 2\pi rh - \frac{k}{15\sqrt{k}} = 4{,}71 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\Rightarrow q < q_{max}$$

Debitul total Q necesar pentru obţinerea denivelării s_o este:

$$Q = \frac{\pi k}{\ln\frac{R}{R_1}}(2H - s_o)s_o = 0{,}0126 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

în care $R_1 = 6$ m.

⇒ numărul de puţuri necesar este:

$$n = \frac{Q}{q_{max}} = \frac{0{,}0126}{0{,}00606} = 2{,}08$$

Pentru siguranţă se consideră în final un număr de 4 puţuri pentru realizarea epuismentului indirect.

2. Calculul presiunii active a pământului pe pereţii săpăturii

Fiind vorba de un pământ necoeziv (nisip) se utilizează diagrama "a" din figura VI.3 (capitolul VI.2).

$$\Rightarrow p_a = \gamma \cdot H_{sprijinire} \cdot k_a = 17{,}8 \cdot 4{,}5 \cdot tg^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 26{,}7 \text{ kN/m}^2$$

În concluzie presiunea activă a pământului este constantă pe toată înălţimea sprijinirii şi este egală cu:

$$p' = 0{,}65 p_a = 17{,}355 \text{ kN/m}^2$$

3. Calculul elementelor din lemn ale sprijinirii

3.1. Calculul dulapilor verticali

Se consideră lăţimea unui dulap b = 20 cm.

⇒ încărcarea pe metru liniar de dulap este $q = p' \cdot b = 17{,}355 \cdot 0{,}20 = 3{,}47$ kN/m

Considerând distanţa între două filate egală cu $l_1 = 2$ m, momentul maxim în dulap este:

$$M = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{3{,}47 \cdot 2^2}{8} = 1{,}735 \text{ kNm} = 17350 \text{ daNcm}$$

Dacă se consideră grosimea unui dulap d = 7 cm ⇒ $W = \frac{bd^2}{6} = 163{,}3 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow \sigma_{ef} = \frac{M}{W} = \frac{17350}{163{,}3} = 106{,}22 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ai} = 120 \text{ daN/cm}^2$$

Obs: Pentru cazul de faţă s-a utilizat lemn de esenţă răşinoasă.

În concluzie dimensiunile unui dulap sunt: - secţiune: 20 x 7 cm²
- lungime: 5,0 m

3.2. Calculul filatelor

Filatele fiind amplasate la o distanţă interax $l_1 = 2$ m

⇒ încărcarea pe metru liniar de filată este:

$$q_f = p' \cdot l_1 = 17{,}355 \cdot 2 = 34{,}71 \text{ kN/m}$$

A. Calculul pe latura mică a gropii de fundare (4,50 m)

Pe această latură se consideră o distanţa între şpraiţuri egală cu $l'_2 = 1{,}40$ m

⇒ momentul maxim în filate este:

$$M = \frac{q_f l'^2_2}{8} = \frac{34,71 \cdot 1,40^2}{8} = 8,5039 \text{ kNm} = 85039 \text{ daNcm}$$

Dacă se consideră secţiunea unei filate de 16 x 16 cm ^{2} ⇒ W = 682,66 cm^3

$$\Rightarrow \sigma_{ef} = \frac{M}{W} = \frac{85039}{682,66} = 124,6 \text{ daN / cm}^2 > \sigma_{aî} = 120 \text{ daN / cm}^2$$

Se măreşte dimensiunea filatei la secţiunea 20 x 20 cm^2 ⇒ W = 1333,33 cm^3

$$\sigma_{ef} = \frac{M}{W} = \frac{85039}{1333,33} = 63,8 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_{aî} = 120 \text{ daN / cm}^2$$

În concluzie dimensiunile unei filate pentru latura scurtă sunt în secţiune: 20 x 20 cm^2

B. Calculul pe latura mare a gropii de fundare (7,50 m)

Pe această latură se consideră o distanţa între şpraiţuri egală cu l''_2 = 1,80 m

⇒ momentul maxim în filate este:

$$M = \frac{q_f l''^2_2}{8} = \frac{34,71 \cdot 1,80^2}{8} = 14,0575 \text{ kNm} = 140575 \text{ daNcm}$$

Dacă se consideră secţiunea unei filate de 20 x 20 cm ^{2} ⇒ W = 1333,33 cm^3

$$\Rightarrow \sigma_{ef} = \frac{M}{W} = \frac{140575}{1333,33} = 105,4 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_{aî} = 120 \text{ daN / cm}^2$$

În concluzie dimensiunile unei filate pe latura mare sunt în secţiune: 20 x 20 cm^2

3.2. Calculul şpraiţurilor

A. Calculul pe latura mică a gropii de fundare (4,50 m)

Forţa axială la care este solicitat şpraiţul este:

$$N_1 = p' \cdot l_1 \cdot l'_2 = 17,355 \cdot 2 \cdot 1,40 = 48,60 \text{ kN}$$

Se consideră şpraiţuri realizate din bile cu diametrul ϕ = 10 cm

$$\Rightarrow A = \frac{\pi d^2}{4} = 78,5 \text{ cm}^2$$

- lungimea de flambaj este l_f = 180 cm
- i = 0,25d = 2,5 cm

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{180}{2,5} = 72 < 75 \quad \Rightarrow \varphi = 1 - 0,8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 0,585$$

Efortule efectiv de compresiune dezvoltat în şpraiţ este:

$$\sigma`_{ef} = \frac{N_1}{A\varphi} = 105,8 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_{ac} = 120 \text{ daN / cm}^2$$

B. Calculul pe latura mare a gropii de fundare (7,50 m)

Forţa axială la care este solicitat şpraiţul este:

$$N_2 = p' \cdot l_1 \cdot l''_2 = 17,355 \cdot 2 \cdot 1,80 = 62,50 \text{ kN}$$

Se consideră şpraiţuri realizate din bile cu diametrul ϕ = 10 cm

- l_f = 140 cm
- i = 2,5

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{140}{2,5} = 56 < 75 \quad \Rightarrow \varphi = 1 - 0,8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 0,749$$

Efortule efectiv de compresiune dezvoltat în şpraiţ este:

$$\sigma`_{ef} = \frac{N_2}{A\varphi} = 106,3 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_{ac} = 120 \text{ daN / cm}^2$$

Datorită numărului mare de şpraiţuri necesare acestea pot fi înlocuite împreună cu filatele cu cadre orizontale legate pe verticală prin popi la punctele de intersecţie (a bilelor orizontale). Un astfel de cadru orizontal este prezentat schematic în figura C.2.1.

Obs: Laturile cadrului (7,35 x 4,35 m^2) sunt mai scurte decât dimensiunile în plan a gropii de fundare (7,50 x 4,50 m^2) datorită faptului ca a fost scăzute grosimile dulapilor.

Planşele C.1 şi C.2 prezintă o secţiune prin groapa de fundare cu vizualizarea nivelului apei subterane înainte şi după pompare şi, respectiv, vederea în plan a sprijinirii.

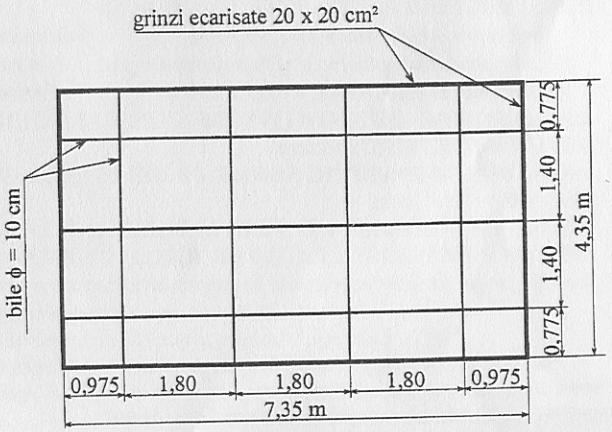


Figura C.2.1

BIBLIOGRAFIE

Manoliu I. (1984) „Fundații și procedee de fundare", Editura Tehnică

xxx - (1979) „Tabele, grafice și formule pentru proiectarea fundațiilor", Catedra de Geotehnică și Fundații, ICB

xxx - P10-86 „Normativ pentru proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții", INCERC, Bul. Construcțiilor nr. 1/1987

xxx – STAS 10100/0-75 „Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor"

xxx – STAS 10101/0-75 „Acțiuni în construcții"

xxx – STAS 10101/0A-77 „Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale"

xxx - STAS 3300/1-85 „Teren de fundare. Principii generale de calcul"

xxx - STAS 3300/2-85 „Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe"

MATRIX ROM

CARTE TEHNICĂ ŞI ŞTIINŢIFICĂ

7 ANI DE ACTIVITATE - PESTE 500 DE TITLURI

Alte lucrări de **CONSTRUCŢII*** apărute:

- Horia Asanache - **HIGROTERMICA CLĂDIRILOR** • Preţ: 67000 lei
- Victor Asquini în colaborare cu Emil Prager - **INDICATOR TEHNIC ÎN CONSTRUCŢII**
- Octavian Ciobanu, Costel Datcu - **DESEN TEHNIC DE CONSTRUCŢII. ELEMENTE INTRODUCTIVE** • Preţ: 54000 lei
- A. Cristian - colecţia **EFECTUAREA ŞI VERIFICAREA EXPERTIZELOR IMOBILIARE** (6 volume)
- N. Georgescu, D. Stoian - colecţia **EVALUAREA RAPIDĂ A CONSTRUCŢIILOR** (34 broşuri)
- Maria Gheorghe - **VALORIFICAREA DEŞEURILOR ŞI SUBPRODUSELOR INDUSTRIALE ÎN CONSTRUCŢII** • Preţ: 94000 lei
- Mihai Manole - **CONSTRUCŢII. ALCĂTUIRI CONSTRUCTIVE ALE PRINCI-PALELOR SUBANSAMBLURI** • Preţ: 48000 lei
- Mădălin Mihailovici - **INGINERIA APELOR SUBTERANE. INFLUENŢA ACUMULĂRILOR DE ŞES ŞI A SISTEMELOR DE IRIGAŢII ASUPRA REGIMULUI APELOR SUBTERANE** • Preţ: 52000 lei
- Manuela Nicolae-Posescu - **TOPOGRAFIE** • Preţ: 76000 lei
- Alexandrina Pretorian - **PROIECTAREA CONSTRUCŢIILOR CIVILE (vol.1 +2)** • Preţ: 180000 lei
- Gabriela Proca - **CONSTRUCŢII** • Preţ: 48000 lei
- Gabriela Proca - **SILICONI ÎN CONSTRUCŢII** • Preţ:32000 lei
- Liliana Şerban - **MATERIALE DE CONSTRUCŢIE** • Preţ: 52000 lei
- I.Ştefănescu, N. Georgescu, D. Stoian - **INDICI DE CONSUMURI DE RESURSE PE GRUPE DE OBIECTE DE CONSTRUCŢII** • Preţ: 75000 lei
- colecţia **TEHNOLOGIA CONSTRUCŢIILOR**
  - . *Terasamente. Consolidări de terenuri şi execuţia fundaţiilor speciale* • preţ: 45000 lei
  - . *Cofraje. Armături pentru beton armat. Prepararea betoanelor şi mortarelor* • preţ: 79000 lei
  - . *Construcţii metalice şi procedee de sudare* • preţ: 33000 lei
  - . *Zidării şi tencuieli. Pereţi* • preţ: 72000 lei
  - . *Izolaţii* • preţ: 39000 lei
  - . *Pardoseli* • preţ: 45000 lei
  - . *Zugrăveli şi vopsitorii* • preţ: 29000 lei
- colecţia **ÎNDRUMARE DE LUCRU PENTRU MUNCITORI ŞI TEHNICIENI CONSTRUCTORI**
  - . *Îndrumarul zidarului* • preţ: 99000 lei
  - . *Îndrumarul dulgherului* • preţ: 70000 lei
  - . *Îndrumarul mozaicarului şi faianţarului* • preţ: 70000 lei
  - . *Îndrumarul betonistului* • preţ: 50000 lei
  - . *Îndrumarul tinichigiului* • preţ: 70000 lei
- colecţia **NORME ORIENTATIVE DE CONSUMURI DE RESURSE PE ARTICOLE DE DEVIZ** (editia 92-96) (25 volume)
- colecţia **INDICATOARE DE NORME DE DEVIZ** (ediţia 1981, inclusiv completările din perioada 1982-1989) (20 volume)
- colecţia **CATALOAGE DE REEVALUARE A CLĂDIRILOR ŞI CONSTRUCŢIILOR SPECIALE DIN GRUPELE 1 ŞI 2 DE MIJLOACE FIXE** - ediţia 1964
- Apariţii periodice: . *Buletin tehnic de preţuri în mica construcţie şi reparaţii în construcţii*
  . *Îndreptar tehnic evaluare costuri elemente şi construcţii de locuinţe*
  . *Catalog de oferte - materiale de construcţii şi instalaţii;*

Ofertele complete şi gratuite pe domenii se pot solicita telefonic. Achiziţionarea cărţilor se poate face direct de la sediul editurii sau prin colet poştal cu plata ramburs, pe baza unei comenzi scrise. Clienţii primesc periodic informaţii despre noile lucrări apărute sau în curs de apariţie.

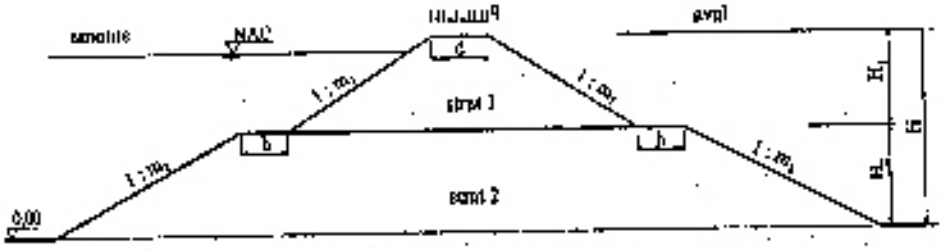
*** Preţurile din această listă sunt valabile începând cu 01.10.2000**

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCŢII BUCUREŞTI
BIBLIOTECĂ
Nr.
Inv.

I. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT

Digul de pământ se folosește pentru protejarea unui anumit amplasament împotriva inundațiilor și se adoptă în cazurile în care în vecinătate se găsește un pământ coeziv cu permeabilitate suficient de redusă pentru a nu mai fi necesare alte elemente de etanșare (nucleu, rosacă). Ținând seama și de condițiile de punere în operă, pământurile indicate fac parte din categoria argilelor nisipoase sau prăfoase, prafurilor argiloase, etc.

Înălțimea digului, lățimea coronamentului (crestei) și a banchetelor (pasajelor intermediare orizontale) sunt indicate prin temă. Zidul se realizează din două straturi de pământ cu caracteristici geotehnice diferite. Pe coronament se consideră aplicată o sarcină uniform distribuită notată cu q (fig. 1).



teren de fundare (aceleași caracteristici ca pentru stratul 2)

Figura 1.1. Dig de pământ

În anexa A1 este prezentat un exemplu de calcul pentru proiectarea unui dig de pământ.

Etapele realizării proiectului

Proiectarea digului de pământ cuprinde următoarele etape:

- predimensionarea pantelor digului;
- verificarea stabilității digului în ipoteza suprafețelor de alunecare circular cilindrice, utilizând metoda fâșiilor, pentru două cazuri de solicitare: digul în uscat și digul cu apă la cota de inundații.

1.1. PREDIMENSIONAREA PANTELOR DIGULUI DE PĂMÂNT

Stabilitatea unui dig de pământ este controlată de pantele acestuia. Înclinări prea abrupte periclitează stabilitatea și, dimpotrivă, pante prea line conduc la o soluție neeconomică.