

SANDA MANEA

LORETTA COMEAGĂ

ION ANTONESCU

LAURENȚIU JIANU

**ÎNDRUMĂTOR PENTRU PROIECTUL DE
GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII**

- pentru uzul studenților -

Universitatea Tehnică de Construcții București

1998

SANDA MANEA

LORETTA COMEAGĂ

ION ANTONESCU

LAURENȚIU JIANU

**ÎNDRUMĂTOR PENTRU PROIECTUL DE
GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII**

- pentru uzul studenților -

Universitatea Tehnică de Construcții București

1998

Îndrumătorul se adresează studenților de la Facultatea de Hidrotehnică, conținând și unele elemente specifice necesare studenților de la secția de Inginerie Sanitară și Protecția Mediului.

Calculul fundațiilor pe piloți nu este tratat în prezenta lucrare, recomandându-se *Îndrumătorul de calcul al fundațiilor pe piloți*, autori Prof. Anatolie Marcu, asistent Loretta Comeagă (1991), care își păstrează actualitatea.

Autorii sunt recunoscători prof. dr. ing. Anatolie Marcu pentru prețioasele sugestii și completări aduse lucrării de față, ca și pentru elaborarea anexei referitoare la calculul acțiunilor seismice.

În ședința Catedrei de Geotehnică și Fundații din ziua de 23 februarie 1998 a fost analizat, s-a discutat și s-a aprobat multiplicarea *Îndrumătorului pentru proiectul de geotehnică și fundații* în cadrul Universității Tehnice de Construcții București.
Lucrarea nu conține date secrete sau brevetabile.

Tehnoredactare computerizată: Loretta Comeagă, Laurențiu Jianu, Alina Rancea

Multiplicarea s-a făcut în atelierele de reprografie ale UTCB

I. GENERALITĂȚI PRIVIND ACȚIUNILE ÎN CONSTRUCȚII

Calculul construcțiilor se face astfel încât să se obțină o asigurare rațională în raport cu stările limită.

În vederea alcătuirii unor grupări raționale pentru calculul structurilor, acțiunile se clasifică după criteriul frecvenței cu care ele sunt întâlnite la anumite intensități, conform STAS 10101/0-75:

- **acțiuni permanente, P** - se aplică în mod continuu, cu o intensitate practic constantă
 - greutatea elementelor permanente ale construcțiilor,
 - greutatea și presiunea pământului și a umpluturilor,
 - efectul precomprimării.

Valorile normate ale intensităților acțiunilor permanente se stabilesc, de regulă, pe baza valorilor medii statistice.

- **acțiuni temporare, T** - variază sensibil cu timpul (C - cvasi - permanente) sau pot să lipsească total în anumite intervale de timp (V - variabile).

- greutatea unor elemente ale construcției a căror poziție poate să se modifice în decursul exploatării,

- presiunea gazelor, lichidelor, presiunea hidrostatică și hidrodinamică a apei,
- împingerea pământului datorită încărcării terenului cu materialul depozitat,
- deplasări neuniforme ale terenului de fundare,
- încărcări generate de utilaje,
- încărcări datorate zăpezii, vântului, etc.

Valorile normate ale intensității acțiunilor temporare se definesc pe baza intensităților extreme ce se înregistrează în limitele unor perioade de revenire, conform STAS 10101/2....99.

- **acțiuni excepționale, E** - apar foarte rar, eventual niciodată în viața construcției, la intensități semnificative.

- încărcare seismică,
- încărcări datorate defectării utilajelor,
- încărcări datorate ruperii unor elemente de construcție,
- încărcări cu caracter de șoc,
- încărcări datorate inundațiilor catastrofale.

Modul de definire și de determinare a valorilor utilizate în calcul se precizează în reglementările tehnice de specialitate.



Grupările de acțiuni utilizate în calcul, conform STAS 10101/0A-77 (tabelul 6) sunt:

- **gruparea fundamentală:** încărcările datorate acțiunilor permanente și a unor acțiuni temporare a căror prezență simultană este practic posibilă.

- **grupări speciale:** încărcările datorate acțiunilor permanente, unor acțiuni temporare a căror prezență în timpul apariției unei acțiuni excepționale este posibilă cu o intensitate evasi-permanentă redusă și o acțiune excepțională.

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensitățile de calcul, care se determină prin înmulțirea celor normate cu **coeficienții încărcărilor**.

În funcție de natura stărilor limită la care se face verificarea și de categoria grupărilor se iau în considerare intensități de calcul diferite (Tabelul I-1).

Tabelul I-1

Intensitățile de calcul considerate	Coeficientul încărcării	Verificările la care se utilizează
Intensități de calcul limită	n	verificări la stările limite ultime de rezistență și stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale
Intensități de calcul reduse (care pentru încărcările permanente și cvasi-permanente coincid cu intensitățile normate, iar pentru încărcările variabile reprezintă fracțiuni de lungă durată ale intensităților)	pentru încărcări P și C: 1,0 pentru încărcări V: n^d	verificări la stările limită unde intervin efecte de durată și verificări sub acțiunea grupărilor speciale

II. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT CU SECȚIUNE OMOGENĂ

Soluția digurilor din materiale locale cu secțiune omogenă se adoptă în cazurile în care în vecinătatea amplasamentului se dispune de un pământ coeziv cu permeabilitate suficient de scăzută spre a nu mai fi necesare elemente de etanșare (nucleu, mască etc.) dintr-un material diferit față de cel aflat în corpul digului. Ținând seama și de condițiile de punere în operă, în acest scop sunt indicate mai ales pământurile de tipul argilelor nisipoase sau prăfoase, al prafulor argiloase etc.

II.1. Predimensionarea pantelor taluzurilor digului

Elementul de bază pentru stabilirea secțiunii transversale a digului îl constituie înclinarea taluzurilor amonte și aval. Înclinări prea abrupte periclitează stabilitatea digului și, dimpotrivă, pante prea line duc la o soluție neeconomică. În mod curent se începe prin alegerea unor valori preliminare ale înclinărilor (predimensionare), apoi aceste înclinări sunt verificate din punctul de vedere al stabilității, în diferite condiții de exploatare.

Pentru predimensionare este necesară cunoașterea valorilor de calcul a parametrilor rezistenței la forfecare Φ și c corespunzători pământului din corpul digului. Dacă pentru materialele respective se dispune de un set de rezultate ale unor încercări de laborator sau pe teren, parametrii de calcul pot fi obținuți prin prelucrări statistice. Pentru calculul valorilor normate și a celor de calcul se va face referire la "Fundatii speciale. Cercetarea terenului de fundare și determinarea caracteristicilor geotehnice de calcul", autor Anatolie Marcu (1983) și "Fundatii și procedee de fundare", autor Iacint Manoliu (1977).

Pornind de la datele obținute în laborator (umiditatea w , limita de frământare w_p și cea de curgere w_L , greutatea volumică γ și cea specifică γ_s), parametrii geotehnici necesari calculului globale se obțin cu relațiile următoare:

$$- \text{Indicele de plasticitate: } I_p = w_L - w_p \quad (\%) \quad (2.1)$$

$$- \text{Porozitatea: } n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100 \quad (\%) \quad (2.2)$$

în care greutatea volumică în stare uscată γ_d se obține din relația:



$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}} \quad (2.3)$$

- Indicele porilor:
$$e = \frac{100}{100 - n} \quad (n \text{ în procente, } (2.4)$$

$$e \text{ în fracțiuni zecimale)}$$

- Indicele de consistență:
$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (2.5)$$

Determinarea parametrilor Φ și c se face la început pentru momentul încheierii execuției digului, situație în care umiditatea are valoarea optimă de compactare, w_{opt} ; se consideră apoi situația din cursul exploatarei, în care umiditatea are valoarea w_{sat} corespunzătoare saturării pământului, iar greutatea volumică devine γ_{sat} . Valorile respective se obțin cu relațiile:

$$w_{sat} = \left(\frac{n}{100 \cdot \gamma_w} \cdot \gamma_d \right) \cdot 100 \quad (\%) \quad (2.6)$$

și
$$\gamma_{sat} = \gamma_s \left(1 - \frac{n}{100} \right) \left(1 + \frac{w_{sat}}{100} \right) \quad (2.7)$$

sau, direct
$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \frac{n}{100} \cdot \gamma_w \quad (2.7')$$

în care greutatea volumică a apei γ_w se ia egală cu 10 kN/m^3 .

În relațiile de mai sus, n și w pot fi exprimate și în fracțiuni zecimale, caz în care factorul "100" dispare.

Predimensionarea pantei taluzurilor digului se efectuează în mod curent prin metoda taluzului stabil elaborată de N. N. Maslov, în situația (defavorabilă) creată după golirea lacului din amonte de dig.

Considerând pământul caracterizat prin unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea c , din relația Coulomb

$$\tau_f = \sigma \cdot \text{tg } \Phi + c \quad (2.8)$$

pentru o anumită valoare a efortului normal σ se definește un unghi Ψ , denumit "unghi de tăiere", astfel ca (Fig. II.1):

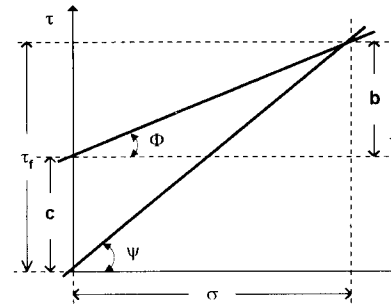


Figura II.1

$$\text{tg } \Psi = \frac{b+c}{\sigma} \quad (2.9)$$

întrucât $b = \sigma \text{ tg } \Phi$, rezultă că

$$\text{tg } \Psi = \text{tg } \Phi + \frac{c}{\sigma} \quad (2.10)$$

deci, din relația (2.8)

$$\tau_f = \sigma \cdot \text{tg } \Psi \quad (2.11)$$

Unghiul β al taluzului stabil al digului se stabilește adoptând un coeficient de siguranță η , astfel încât

$$\text{tg } \beta = \frac{\text{tg } \Psi}{\eta} \quad (2.12)$$

η având, de regulă, valori cuprinse între 1,1 și 1,3.

Metoda Maslov se aplică ținând seama de faptul că efortul normal σ are valoarea maximă la baza masivului, unde $\sigma = \gamma H$ (în care H este înălțimea digului).

Deci:
$$\text{tg } \Psi = \text{tg } \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (2.10')$$

și
$$\text{tg } \beta = \frac{1}{F_s} \left(\text{tg } \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot H} \right) \quad (2.12')$$

unde γ are valoarea corespunzătoare pământului saturat.

În practica de proiectare și în execuție se obișnuiește ca panta taluzurilor să se exprima sub forma unor fracțiuni având numărătorul egal cu unitatea și numitorul m cu valori rotunjite, astfel:

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

pentru taluzurile puțin înalte (până la 2 ... 3 metri). Pentru taluzurile mai înalte, inclusiv cele ale digurilor se admit și valori m intermediare precum 1,25; 1,75; 2,25 etc.

În mod curent, pentru taluzul aval se adoptă o pantă puțin mai lină decât pentru cel amonte, spre a se ține seama de acțiunea hidrodinamică posibilă a exfiltrațiilor în zona aval, deci

$$\frac{1}{m_1} > \frac{1}{m_2} \quad \text{sau} \quad m_1 < m_2 \quad (2.13)$$



(m_1 amonte, m_2 aval - figura II.2).

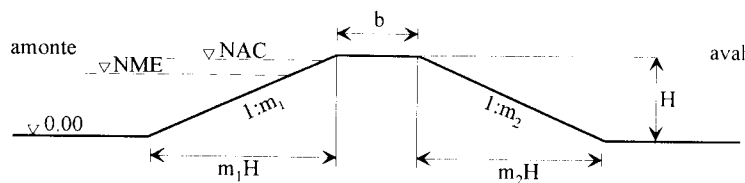


Figura II.2

Înălțimea H a digului se stabilește ținând seama de necesitatea asigurării retenției de apă, exprimată prin nivelul maxim de exploatare NME, precizat prin tema proiectului. Dacă nu se prevede altfel, nivelul amonte de calcul NAC se fixează cu 1,5 m peste NME, iar față de nivelul amonte de calcul se mai asigură o gardă de încă 1,5 metri. Prin urmare înălțimea până la coronament a digului rezultă:

$$H = (\text{NAC}) + 1,5 \text{ m} = (\text{NME}) + 3 \text{ m} \quad (2.14)$$

cotele NAC și NME fiind socotite de la cota zero a terenului (baza secțiunii digului) (Fig. II.2).

Cunoscându-se înălțimea H și cele două pante, trasarea secțiunii transversale a digului se face pornind de la piciorul amonte sau cel aval, ca în figura II.2.

Lățimea coronamentului (crestei) b pentru diguri cu înălțimi de ordinul a 20÷30 m, se ia de 4 ... 5 m, spre a permite circulația pe coronament a vehiculelor de întreținere sau de intervenție.

II.2. Verificarea stabilității unui taluz

Analiza condițiilor de stabilitate a taluzului se face considerând problema plană: pe sectorul analizat, digul are o lungime nedefinită și o secțiune transversală normală de formă și mărime constantă. Verificarea stabilității are loc pe secțiunea unei "felii" din dig având grosimea (pe direcția lungimii digului) egală cu unitatea (de exemplu, un metru).

Întrucât materialul din corpul digului este omogen, se poate admite că cedarea taluzurilor ca urmare a pierderii stabilității se produce prin desprinderea și rotirea unei porțiuni din dig pe o suprafață cilindrică de alunecare, a cărei directoare are forma unui arc de cerc, generatoarea fiind paralelă cu liniile de nivel ale taluzului.



Experiența a arătat că, de regulă, acest arc trece prin piciorul taluzului, în cazul de față prin piciorul aval B (Figura II.3). Pentru definirea arcului posibil de alunecare mai este necesară stabilirea centrului O al cercului respectiv.

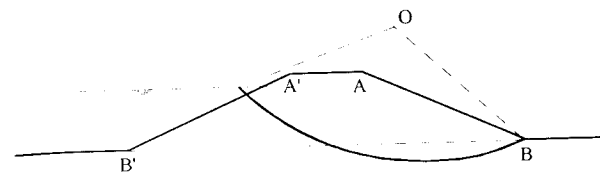


Figura II.3

Fiecare suprafață posibilă de alunecare se caracterizează printr-un grad de asigurare, exprimat prin valoarea coeficientului de siguranță (F_s). Verificarea stabilității unui taluz cu elemente geometrice date, care mărginește un masiv de pământ cu caracteristici geotehnice cunoscute - în cazul de față corpul digului - constă în determinarea suprafeței celei mai periculoase de alunecare, căreia îi corespunde valoarea minimă a coeficientului de siguranță. Această suprafață se stabilește prin încercări, utilizându-se metoda "fășiiilor" elaborată de cercetătorul suedez W. Fellenius.

Aplicarea metodei începe prin precizarea zonei în care trebuie căutat centrul cercului director al suprafeței celei mai periculoase de cedare. Studiile lui Fellenius au arătat că acest centru se găsește în vecinătatea unei drepte, definită prin două puncte, M și O_1 , ale căror poziții în planul considerat se stabilesc astfel (Figura II.4):

- punctul M se găsește pe dreapta de cotă $-H$, la distanța de $4,5H$ spre amonte de proiecția B' pe această dreaptă a piciorului aval B al digului;
- punctul O_1 se află la intersecția segmentelor O_1B și O_1A , care fac unghiurile β_1 cu taluzul și respectiv β_2 cu orizontala (Figura II.4).

Valorile β_1 și β_2 , stabilite empiric, depind într-o anumită măsură de unghiul de pantă β al taluzului, conform Tabelului II-1.

Zona centrelor corespunzând valorilor cele mai mici ale coeficientului de siguranță se află de regulă în jurul punctului O . Încercările se pot face stabilind valorile F_s pentru nodurile unui caroiaj cu ochiuri pătrate, construit ca în figura II.5.



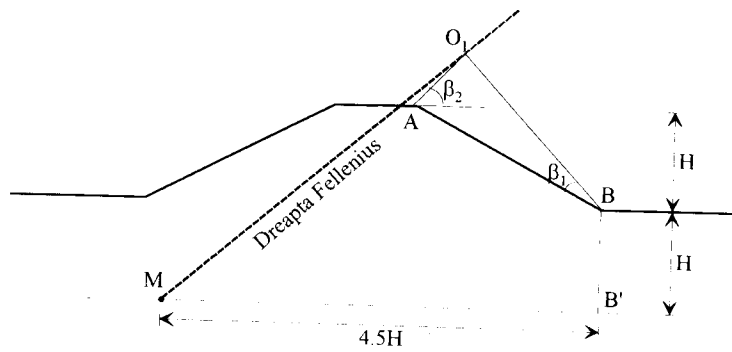


Figura II.4

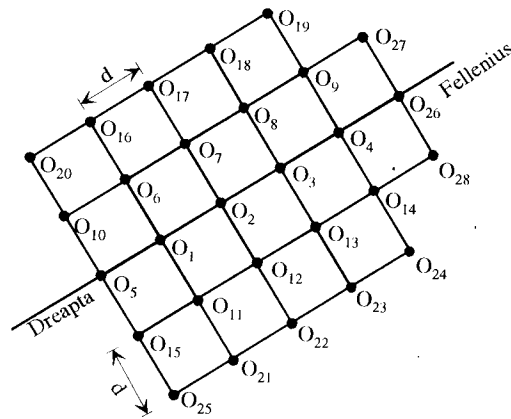


Figura II.5

Tabelul II-1

1:m	1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:5
β	45°	33°41'	26°34'	18°25'	11°19'
β_1	28°	26°	25°	25°	25°
β_2	37°	35°	35°	35°	37°

Latura ochiurilor se ia în mod curent de 0,15 ... 0,2H, rotunjindu-se în metri întregi. Arcul director al suprafeței de alunecare examinate se trasează deci luând ca rază segmentul $O_N B = R_N$, unde N este numărul de ordine al centrului avut în vedere.

Suprafața secțiunii de dig delimitată de arc de alunecare se împarte apoi în fâșii verticale de calcul, potrivit următoarelor reguli (Figura II.6):

- Baza fâșiiilor trebuie să fie cuprinsă într-un singur strat de pământ.
- Limitele dintre fâșii trec prin punctele de frângere a conturului digului.
- Lățimea unei fâșii b_i , nu trebuie să depășească, de regulă, 1/10 din raza R a arcului.

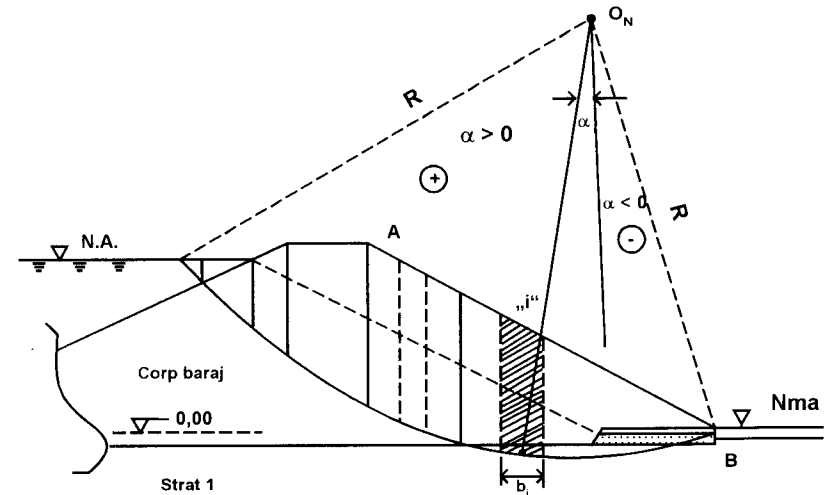


Figura II.6

Valorile b_i se aleg rotunjite, pe cât posibil, la 0,1 sau 0,2 metri.

În mod curent numerotarea fâșiiilor se face din amonte spre aval. În cazul când, ca în figura II.6, la extremitatea amonte există o fâșie situată numai în apă, aceasta poate căpăta numărul de ordine "0".

Pentru digurile de retenție, verificarea prin calcul a stabilității taluzului cu metoda fâșiiilor poate fi efectuată adoptând varianta grafo-analitică elaborată de H. Krey și modificată de prof. Silvan Andrei, spre a ține seama de prezența și de efectul apei din corpul digului. Fazele lucrării sunt:

- Trasarea liniei de depresie a apei în dig. Întrucât digul este omogen, această linie poate fi asimilată cu o dreaptă; ea se obține unind punctul de intersecție dintre nivelul apei și taluzul amonte cu punctul de ieșire a apei în drenul de picior aval (Figura II.6). De altfel, rolul principal al acestui dren este tocmai evitarea eventualei izvorări a apei de infiltrație pe taluzul aval.



– Trasarea (cu linie întreruptă) a verticalelor prin centrele de greutate (mediane) ale suprafeței fiecărei fâșii. Forma fâșiilor este în general trapezoidală, totuși, din acest punct de vedere, ele pot fi socotite dreptunghiulare, deci verticalele respective se vor trasa prin mijlocul lățimii (Fig. II.6 și Fig. II.7). Excepție fac prima și ultima fâșie, care se asimilează cu triunghiuri, la care verticalele se duc la distanțe de 2/3 din lățime, față de vârf.

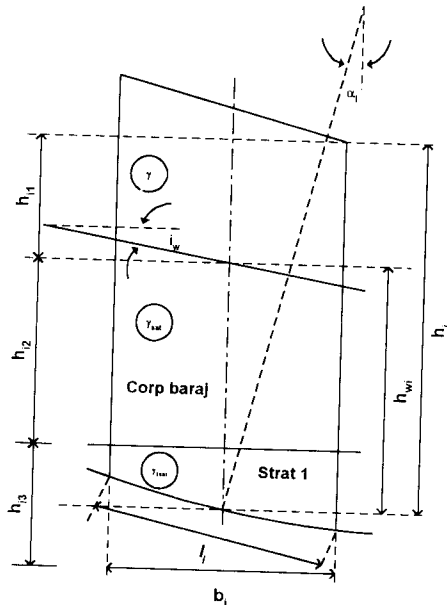


Figura II.7

Conform celor demonstrate la curs (Andrei, Antonescu - *Geotehnică și Fundații*), se utilizează expresia:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i c_i + \sum_{i=1}^n \gamma_{imed} h_i \ell_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{\sum_{i=1}^n \gamma_{imed} h_i \ell_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{imed} h_i \ell_i \operatorname{tg} \Phi_i r_{ui}}{\sum_{i=1}^n \gamma_{imed} h_i \ell_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \quad (2.15)$$

în care: $\operatorname{tg} \Phi_i$ și c_i sunt parametrii rezistenței la forfecare ai pământului aflat la baza fâșiei "i" (Fig. II.7);

ℓ_i este lungimea bazei fâșiei, care se aproximează prin lungimea

coardei arcului respectiv:

$$\ell_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (2.16)$$

unde b_i este lățimea fâșiei "i";

α_i este unghiul față de verticală al razei ce trece prin mijlocul fâșiei "i" (Fig. II.7). Conform figurii II.6, pentru fâșiile situate în stânga razei verticale valorile α_i sunt pozitive, iar pentru cele din dreapta, negative;

h_i este înălțimea totală a fâșiei;

γ_{imed} este greutatea volumică medie ponderată a fâșiei, ce se calculează cu formula:

$$\gamma_{imed} = \frac{\sum_{j=1}^p \gamma_{ij} h_{ij}}{\sum_{j=1}^p h_{ij}} = \frac{\sum_{j=1}^p \gamma_{ij} h_{ij}}{h_i} \quad (2.17)$$

unde indicele "j" se referă la segmentele componente ale fâșiei "i", având greutăți volumice diferite (vezi Fig. II.7). Se precizează că la calculul γ_{imed} pentru fâșiile din zona piciorului aval, drenul din material granular grosier se poate considera ca fiind alcătuit din același material cu cel din corpul digului ($\gamma_{dren} = \gamma_{sat}$);

r_{ui} este coeficientul presiunii apei din pori, determinat prin relația:

$$r_{ui} = \frac{u_i}{\gamma_{imed} \cdot h_i} \quad (2.18)$$

unde valoarea presiunii apei din pori u_i este dată de:

$$u_i = \gamma_w \cdot h_{wi} \cdot \cos^2 i_w \quad (2.19)$$

h_{wi} fiind înălțimea apei în fâșia "i" avută în vedere, iar i_w unghiul față de orizontală al liniei de depresie a apei (Fig. II.7).

În cazul existenței fâșiei "0", situată numai în apă (vezi figura II.6), pentru această fâșie se consideră $\gamma_{med} = \gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$, $\Phi = 0$, $c = 0$.

Pentru ușurarea aplicării relației (2.15), calculele pot fi organizate ca în Tabelul II-2 pe 20 coloane. Ca unități de măsură se recomandă metrul pentru lungimi, kN pentru forțe și kPa pentru eforturi unitare sau presiuni.

Expresiile de la numărătorii și numitorii fracțiilor din (2.15) se obțin prin însumarea valorilor de pe coloanele 15, 16, 17 și 19 din tabel.



Se determină astfel valoarea factorului de stabilitate F'_s pentru suprafața posibilă de cedare alcașă (de exemplu, cu centrul în O_1) și pentru ipoteza nivelului apei în amonte la cota NME.

Dacă se examinează valorile coeficientului presiunii apei din pori r_{ui} pentru diferitele fâșii de calcul, se observă că variația acestuia de la o fâșie la alta nu este prea mare.

Tabelul II-2

Fișia "i"	
1	$\gamma_{i \text{ med}}$
2	h_i
3	$\gamma_{i \text{ med}} \times h_i$
4	b_i
5	α_i
6	$\sin \alpha_i$
7	$\cos \alpha_i$
8	$\cos^2 \alpha_i$
9	$\sin \alpha_i \times \cos \alpha_i$
10	$\ell_i = b_i / \cos \alpha_i$
11	c_i
12	$\text{tg } \phi_i$
13	$\gamma_{i \text{ med}} \times h_i \ell_i$
14	$\gamma_{i \text{ med}} \times h_i \ell_i \text{tg } \phi_i$
15	$\gamma_{i \text{ med}} \times h_i \ell_i \text{tg } \phi_i \cos^2 \alpha_i$
16	$c_i \times \ell_i$
17	$(\sum \gamma_{i \text{ med}} \times h_i \ell_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i)$
18	r_{ui}
19	$\gamma_{i \text{ med}} \times h_i \ell_i \text{tg } \phi_i$

(Σ) (Σ) (Σ) (Σ) (Σ)

S-a constatat că dacă valoarea r_{ui} este considerată constantă pentru toate fâșiile, rezultatul calculului nu diferă cu mult (în general cu 2 ... 3%) față de calculul cu r_{ui} variabil. Se poate lua deci:

$$r_{u \text{ med}} = \frac{\sum_1^n r_{ui}}{n} = \text{const.},$$

în care n este numărul fâșiilor, iar relația (I.15) devine:

$$F'_s = \frac{\sum_1^n \ell_i c_i + \sum_1^n \gamma_{i \text{ med}} h_i \ell_i \cos^2 \alpha_i \cdot \text{tg } \phi_i}{\sum_1^n \gamma_{i \text{ med}} h_i \ell_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} - r_{u \text{ med}} \frac{\sum_1^n \gamma_{i \text{ med}} h_i \ell_i \cdot \text{tg } \phi_i}{\sum_1^n \gamma_{i \text{ med}} h_i \ell_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i} \quad (2.20)$$

sau

$$F'_s = m - r_{u \text{ med}} \cdot n$$

Numărătorul ultimului termen al expresiei (2.20) rezultă din însumarea valorilor de pe coloana 14 a tabelului II-2.

Accastă ipoteză simplificatoare permite determinarea valorilor factorului de stabilitate F'_s corespunzător unei secțiuni de dig și unei suprafețe de alunecare date, pentru orice nivel al apei în amonte, calculând numai valoarea $r_{u \text{ med}}$ aferentă fiecărui nivel, întrucât valorile "m" și "n", odată calculate, nu se schimbă (o analiză mai riguroasă arată că, de fapt, apar și la acestea unele modificări datorită variației greutății volumice $\gamma_{i \text{ med}}$, însă modificările respective au o influență foarte redusă, care poate fi neglijată).

Pentru diferitele niveluri de calcul ale apei în lac, valorile $r_{u \text{ med}}$ se determină trasând liniile de depresie și măsurând unghiurile de pantă "i_w" ale acestora (Fig. II.8) precum și valorile h_{wi} pentru fiecare fâșie de calcul (Fig. II.9), apoi efectuând media aritmetică a valorilor r_{ui} obținute.

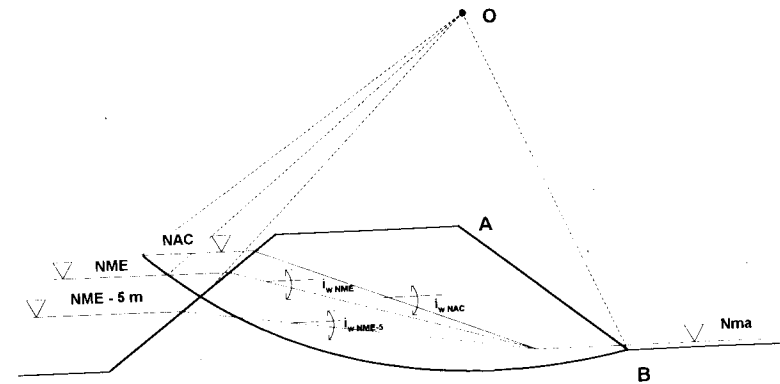


Figura II.8

Calculul poate fi organizat ca în Tabelul II-3.

Este posibil ca, în funcție de poziția suprafeței de cedare considerate, pentru unele niveluri scăzute ale apei, la primele fâșii să rezulte $h_{wi} = 0$ și deci $r_{ui} = 0$; numărul fâșiilor n folosit la mediere va rămâne însă același.



Pentru a se aprecia efectul apei infiltrate în dig este util ca valorile F_{s1} , F_{s2} astfel obținute să fie comparate și cu valoarea F_{s0} corespunzătoare lacului gol în amonte. În acest caz $r_{imed} = 0$ și deci $F_{s0} = m$.

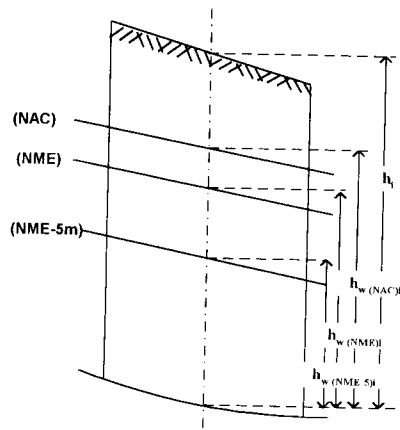


Figura 11.9

Valorile factorului de stabilitate corespunzătoare unui anumit nivel (NME, NAC etc.) avut în vedere se înscriu în nodurile carcoajului format de centrele de curbură ale suprafețelor posibile de cedare (Fig. 11.5).

Pe baza acestor valori, prin interpolare grafică se trasează curbele de egal F_s . Se obține astfel topograma valorilor F_s și implicit valoarea F_s minim, care servește în final la aprecierea stării de stabilitate a taluzului proiectat, prin comparare cu valoarea minimă admisă pentru tipul respectiv de dig.

Tabelul 11-3

Nivelul _____

 $\cos^2 i_w$ _____ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Fâșia "i"	h_{wi}	$u_i = \gamma_w \cdot h_{wi} \cdot \cos^2 i_w$	$r_{ui} = \frac{u_i}{\gamma_{imed} \cdot h_i}$
-	m	kPa	-
			(Σ)

11.2.1. Verificarea stabilității taluzului la acțiuni seismice

Cauzele pierderii stabilității taluzurilor în timpul cutremurelor pot fi:

- reducerea rezistenței la forfecare mobilizate a materialelor, datorită vibrațiilor seismice sau creșterii presiunii apei din pori;
- amplificarea mișcării seismice către partea superioară a taluzurilor.

În mod obișnuit, stabilitatea taluzurilor la cutremur este analizată prin metoda suprafețelor de alunecare circular - cilindric, considerând forțele de inerție și presiunea apei din pori în mod corespunzător.

O metodă simplă de evaluare a efectului seismului este aplicarea statică a unor forțe de inerție pe fiecare fâșie de calcul (analiză pseudo - statică).

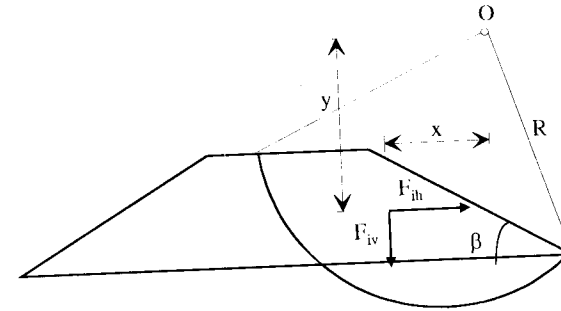


Figura 11.10

Forța de inerție orizontală este egala cu:

$$F_{ih} = G K_s, \quad (2.21)$$

unde G este greutatea masivului care alunecă, iar K_s coeficientul seismului (conform zonării seismice a teritoriului României prevăzută în normativul P 100 - 92, figura 11.11).

Această forță se adaugă celor deja luate în calcul la paragraful 11.2 pentru momentele forțelor stabilizatoare și a celor de alunecare.

Precizări referitoare la evaluarea acțiunii seismice pentru calculul stabilității taluzurilor și al lucrărilor de susținere prin metode pseudo-stactice sunt date în anexa realizată de Prof. A. Marcu.

În îndrumătorul tehnic provizoriu C 239-92 este prezentată o metodă simplă și rapidă de determinare a raportului de reducere a factorului de siguranță la alunecare stabilit în condiții statice de solicitare, ca urmare a acțiunii seismice.

Metoda admite următoarele ipoteze simplificatoare:

- alunecarea este de tip rotațional sau translațional;



- suprafața critică de alunecare stabilită în condiții statice de solicitare rămâne nemodificată;

- rezistența la forfecare mobilizată în masivul de pământ acționat de solicitări seismice este egală cu rezistența de forfecare nedrenată mobilizată în condiții statice.

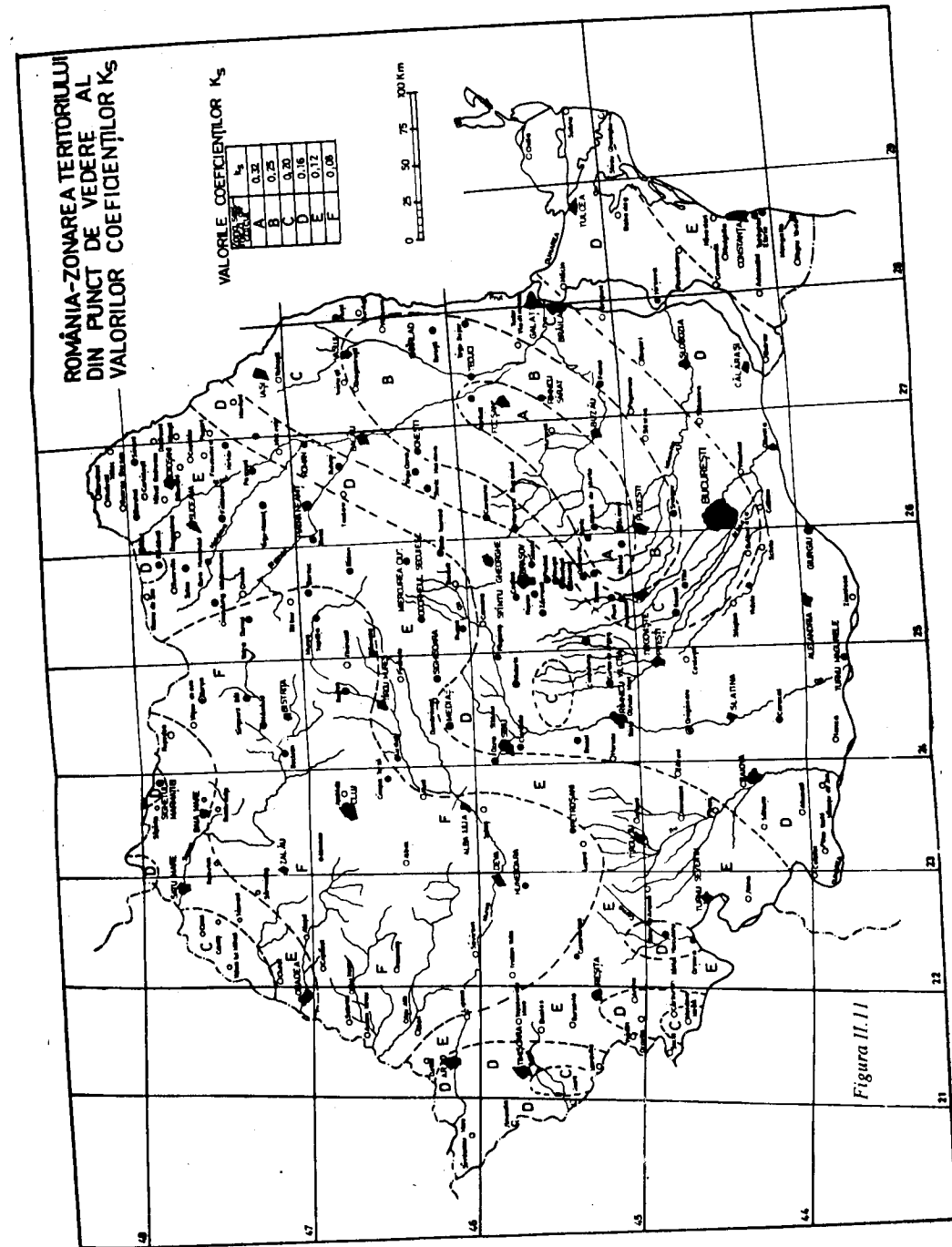
Raportul de reducere a factorului de siguranță pentru un taluz înclinat cu unghiul β față de orizontală și solicitat de o accelerație seismică orizontală este:

$$\frac{F_s}{F_{s0}} = \frac{1}{1 + k_h \cdot ctg\beta} \quad (2.22)$$

unde F_s este factorul de siguranță în condițiile acțiunii seismice, iar F_{s0} este factorul de siguranță calculat în condiții statice.

În cazul luării în considerație și a unei accelerații seismice verticale, ecuația (2.22) devine:

$$\frac{F_s}{F_{s0}} = \frac{1}{1 + k_v + k_h \cdot ctg\beta} \quad (2.23)$$



II.3. Calculul tasărilor probabile ale terenului sub dig

Sub acțiunea greutateii digului, terenul de fundare, fiind compresibil, se va tasa. Cunoașterea înainte de execuție a valorii tasărilor probabile este necesară, pentru ca execuția să fie condusă astfel încât în final secțiunea să aibă forma și dimensiunile stabilite prin proiect, iar deformațiile să nu afecteze nivelul de retenție stabilit. De asemenea, cunoscând tasările se pot determina eventualele supraînălțări pentru compensarea denivelării construcțiilor rigide aferente digului, cu cotă de exploatare obligată (cămine de vane, goliri de fund etc.).

Întrucât digul de pământ este o construcție flexibilă, tasările pe direcție transversală vor fi inegale, fiind mai mari în zona centrală a secțiunii și mai mici spre extremități. Este deci necesară calcularea tasărilor sub diferite puncte ale lățimii digului.

Prima fază a calculului se referă la stabilirea stării de eforturi în teren. În acest scop, pentru simplificare, secțiunea transversală a digului este asimilată cu un triunghi, ceea ce, în acest caz, datorită lățimii reduse a coronamentului, nu afectează sensibil rezultatele.

Înălțimea încărcării triunghiulare reprezentând digul este:

$$\bar{H} = H + \Delta H \quad (2.24)$$

Cu notațiile din figura II.12, supraînălțarea ΔH se determină din:

$$b_1 = \frac{\Delta H}{\operatorname{tg} \beta_1}; \quad b_2 = \frac{\Delta H}{\operatorname{tg} \beta_2}; \quad \frac{\Delta H}{\operatorname{tg} \beta_1} + \frac{\Delta H}{\operatorname{tg} \beta_2} = \Delta H (m_1 + m_2) = b$$

$$\text{deci} \quad \Delta H = \frac{b}{m_1 + m_2} \quad (2.25)$$

Presiunea maximă pe teren, în dreptul vârfului încărcării triunghiulare, va fi:

$$p = \gamma \cdot \bar{H} \quad (2.26)$$

în care greutatea volumică γ a digului se consideră ca pentru pământul saturat.

Pentru stabilirea pozițiilor punctelor de calcul, ținând seama de dimensiunile digului (cu înălțimea de 25 ... 30 metri), cele două părți B_1 și B_2 ale amprizei B se împart în câte 10 segmente egale cu $B_1/10$ și respectiv $B_2/10$, punctele de calcul extinzându-se cu câte 2 ... 3 segmente și în afara amprizei (Fig. II.13).

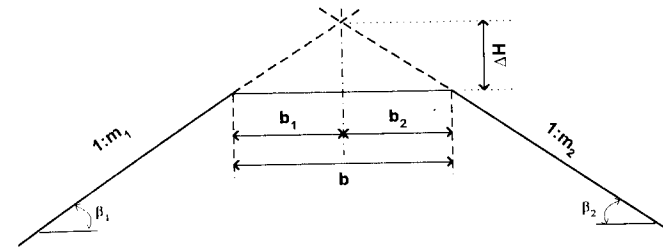


Figura II.12

Calculul tasărilor pentru fiecare punct se efectuează prin metoda însumării tasărilor stratelor elementare în cuprinsul zonei active, conform STAS 3300. Se începe prin a se împărți stratele litologice, în funcție

de grosimea lor, în strate de calcul cu grosimi de 2 ... 5 metri, crescând spre adâncime (Fig. II.13).

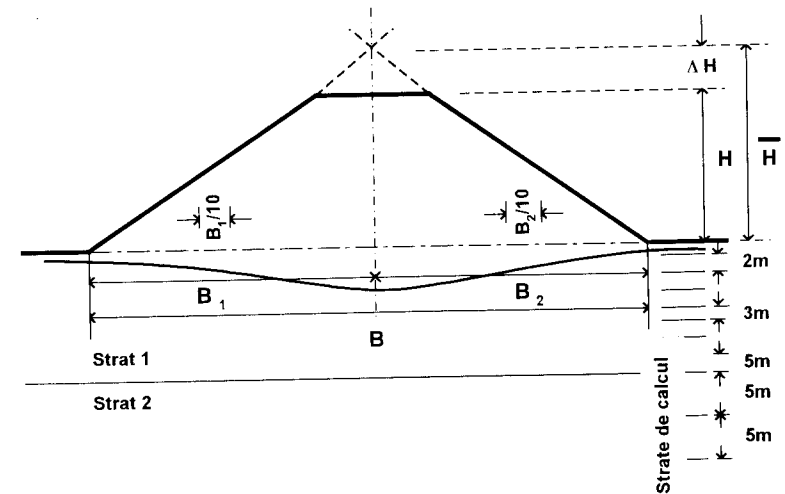


Figura II.13

Pentru calculul deformațiilor este necesară cunoașterea distribuției eforturilor unitare normale verticale σ , în terenul de fundare sub acțiunea digului. În acest scop, pe baza teoriei



elasticității au fost calculați factori de distribuție, notați K_z^{ft} , care permit stabilirea valorii efortului unitar σ_z în orice punct al masivului de teren cu ajutorul relației

$$\sigma_z = K_z^{ft} \cdot p \quad \text{unde} \quad K_z^{ft} = f\left(\frac{x}{B}, \frac{z}{B}\right) \quad (2.27)$$

Schema de calcul prevede o încărcare triunghiulară linear crescătoare de la zero la valoarea maximă p pe distanța B , iar coordonatele x, z ale punctului M în care se calculează efortul σ_z au ca origine punctul O de presiune nulă (Fig. II.14).

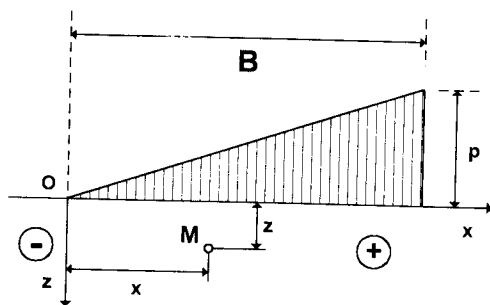


Figura II.14

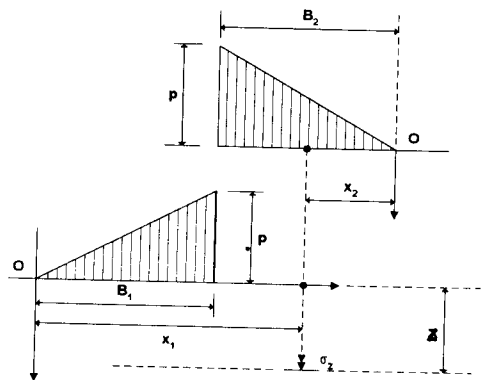


Figura II.15

fi organizat ca în Tabelul II-5, cu precizarea că adâncimile z se măsoară de la suprafața terenului.



Valoarea tasării unui strat elementar de calcul este dată de relația:

$$s_i = \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.28)$$

în care σ_{zi}^{med} este valoarea efortului vertical mediu în stratul de ordinul "i", h_i este grosimea acestui strat, iar E_i este modulul de deformare liniară a stratului litologic din care face parte stratul elementar "i"; în principiu, valoarea acestui modul depinde și de intervalul de presiuni pentru care este determinat.

Așa cum se observă și din Tabelul II-5, calculul valorilor efortului σ_{zi} se efectuează pentru adâncimile corespunzătoare separațiilor dintre stratele elementare, respectiv pentru nivelul superior σ_{zi}^{sup} și cel inferior σ_{zi}^{inf} al fiecărui strat, după care valoarea medie σ_{zi}^{med} (coloana 9) se stabilește cu relația:

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf}}{2} \quad (2.29)$$

În ultima coloană a tabelului II-5 se trec valorile sarcinii geologice σ_{gzi} . Ele servesc pentru stabilirea adâncimii zonei active, în limitele căreia se calculează tasarea. Pentru construcțiile foarte late, de tipul digurilor, această adâncime se determină pe baza criteriului:

$$\sigma_{zi} \leq 0,5 \sigma_{gzi} \quad (2.30)$$

relația fiind calculată pentru verticala situată sub axul secțiunii digului (unde presiunea pe teren este p - Fig. II.13). Deci ultimul strat de calcul va fi cel pentru care σ_{zi} depășește încă $0,5 \sigma_{gzi}$ pentru verticala "1".

Cu notațiile din această figură, calculul tasării pentru o anumită verticală sub dig poate



Tabelul II-4 Valori K^t

$\frac{x/B}{z/B}$	-2,00	-1,50	-1,00	-0,90	-0,80	-0,70	-0,60	-0,50	-0,40	-0,30	-0,20	-0,10	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,10	0	0	0	0	0	0	0	0	0,001	0,001	0,002	0,007	0,032
0,20	0	0	0	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002	0,004	0,006	0,012	0,027	0,061
0,30	0	0	0,001	0,002	0,002	0,003	0,005	0,007	0,010	0,016	0,028	0,050	0,088
0,40	0	0,001	0,003	0,004	0,005	0,007	0,009	0,013	0,020	0,029	0,045	0,071	0,110
0,50	0,001	0,002	0,005	0,007	0,009	0,012	0,016	0,022	0,030	0,043	0,062	0,090	0,127
0,60	0,001	0,003	0,008	0,011	0,014	0,018	0,023	0,031	0,042	0,057	0,077	0,105	0,140
0,70	0,002	0,005	0,012	0,015	0,019	0,024	0,031	0,040	0,052	0,069	0,090	0,117	0,150
0,80	0,003	0,006	0,016	0,020	0,025	0,031	0,039	0,049	0,062	0,079	0,100	0,125	0,155
0,90	0,004	0,008	0,020	0,025	0,030	0,037	0,046	0,057	0,071	0,088	0,108	0,131	0,158
1,00	0,005	0,011	0,025	0,030	0,036	0,044	0,053	0,064	0,078	0,094	0,113	0,135	0,159
1,10	0,006	0,013	0,029	0,035	0,041	0,049	0,059	0,070	0,084	0,099	0,117	0,137	0,158
1,20	0,008	0,016	0,034	0,039	0,046	0,055	0,064	0,075	0,088	0,103	0,120	0,138	0,157
1,30	0,010	0,018	0,038	0,044	0,051	0,059	0,069	0,080	0,092	0,106	0,121	0,137	0,154
1,40	0,011	0,021	0,041	0,048	0,055	0,063	0,072	0,083	0,095	0,107	0,121	0,136	0,151
1,50	0,013	0,023	0,045	0,051	0,059	0,066	0,075	0,085	0,096	0,108	0,121	0,134	0,147
2,00	0,021	0,035	0,057	0,062	0,069	0,075	0,082	0,089	0,097	0,105	0,112	0,120	0,127
3,00	0,033	0,046	0,062	0,066	0,069	0,073	0,076	0,080	0,083	0,087	0,090	0,093	0,095
4,00	0,038	0,048	0,058	0,060	0,062	0,064	0,066	0,067	0,069	0,071	0,072	0,074	0,075
5,00	0,039	0,045	0,051	0,053	0,054	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059	0,060	0,061	0,061
6,00	0,037	0,041	0,046	0,046	0,047	0,048	0,049	0,049	0,050	0,050	0,051	0,051	0,052
7,00	0,035	0,038	0,041	0,041	0,042	0,042	0,043	0,043	0,043	0,044	0,044	0,044	0,045
8,00	0,032	0,035	0,037	0,037	0,037	0,038	0,038	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039	0,039
9,00	0,030	0,032	0,033	0,033	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,035	0,035	0,035	0,035
10,00	0,028	0,029	0,030	0,030	0,030	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031

Tabelul II.4 (continuare)

$\frac{x/B}{z/B}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
0	0,100	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700	0,800	0,900	0,500*	0	0	0	0	0
0,10	0,106	0,202	0,300	0,399	0,496	0,597	0,692	0,778	0,774	0,468	0,064	0,018	0,006	0,002	0,001
0,20	0,120	0,209	0,301	0,395	0,489	0,577	0,654	0,697	0,648	0,437	0,197	0,078	0,033	0,016	0,009
0,30	0,140	0,219	0,302	0,366	0,466	0,541	0,594	0,605	0,545	0,407	0,249	0,135	0,072	0,040	0,023
0,40	0,163	0,227	0,299	0,372	0,440	0,497	0,530	0,527	0,475	0,379	0,267	0,173	0,107	0,067	0,042
0,50	0,175	0,232	0,293	0,354	0,409	0,451	0,473	0,464	0,422	0,352	0,270	0,194	0,134	0,091	0,062
0,60	0,180	0,232	0,264	0,334	0,370	0,409	0,423	0,414	0,380	0,328	0,266	0,205	0,152	0,111	0,080
0,70	0,180	0,230	0,273	0,314	0,348	0,372	0,380	0,372	0,346	0,306	0,257	0,208	0,163	0,125	0,095
0,80	0,189	0,225	0,261	0,294	0,321	0,339	0,345	0,337	0,317	0,285	0,247	0,207	0,169	0,135	0,106
0,90	0,186	0,218	0,248	0,275	0,297	0,310	0,314	0,308	0,292	0,267	0,236	0,203	0,171	0,141	0,115
1,00	0,165	0,211	0,236	0,258	0,275	0,266	0,269	0,283	0,270	0,250	0,225	0,198	0,170	0,144	0,121
1,10	0,180	0,203	0,224	0,242	0,256	0,264	0,266	0,262	0,251	0,235	0,215	0,192	0,168	0,146	0,126
1,20	0,176	0,195	0,212	0,227	0,239	0,245	0,247	0,243	0,235	0,221	0,204	0,185	0,165	0,145	0,127
1,30	0,171	0,187	0,202	0,214	0,224	0,229	0,230	0,227	0,220	0,209	0,195	0,179	0,161	0,142	0,127
1,40	0,168	0,179	0,192	0,202	0,210	0,213	0,216	0,213	0,207	0,197	0,186	0,172	0,153	0,139	0,126
1,50	0,161	0,172	0,183	0,191	0,198	0,202	0,202	0,200	0,195	0,187	0,177	0,165	0,143	0,130	0,115
2,00	0,132	0,140	0,146	0,150	0,153	0,155	0,155	0,154	0,154	0,148	0,143	0,137	0,130	0,123	0,115
3,00	0,090	0,100	0,102	0,103	0,104	0,105	0,105	0,104	0,104	0,101	0,101	0,099	0,096	0,094	0,091
4,00	0,070	0,077	0,078	0,078	0,079	0,079	0,079	0,079	0,079	0,078	0,077	0,076	0,075	0,074	0,073
5,00	0,060	0,062	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,062	0,062	0,062	0,061	0,060
6,00	0,052	0,052	0,052	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,053	0,052	0,052	0,052	0,051	0,051
7,00	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045	0,044	0,044
8,00	0,039	0,039	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,039	0,039	0,039	0,039
9,00	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035
10,00	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,031	0,031

*) Punct de discontinuitate: - pentru $\frac{x}{B} = 1 - \epsilon$ $K^t_z = 1$ - pentru $\frac{x}{B} = 1 + \epsilon$ $K^t_z = 0$

principale σ_1 și σ_2 . Condițiile de stabilitate cer ca în toate punctele masivului de teren starea de eforturi să fie compatibilă cu starea de rezistență a mediului.

Așa cum este cunoscut, starea de eforturi într-un punct al masivului se poate reprezenta grafic într-un sistem de coordonate σ, τ cu ajutorul cercului lui Mohr, prin unghi de deviere θ înțelegându-se unghiul între direcția efortului total și normala pe un plan trecând prin punctul considerat. Pentru pământurile necoezive, starea de rezistență se reprezintă, în același sistem σ, τ , prin dreapta intrinsecă (Coulomb) trecând prin originea O (Fig. II.16). În acest caz, terenul este stabil dacă pentru nici un punct din masiv cercul lui Mohr nu intersectează dreapta intrinsecă sau, altfel spus, dacă unghiul de deviere maxim θ_{\max} este mai mic decât unghiul de frecare internă Φ al pământului.

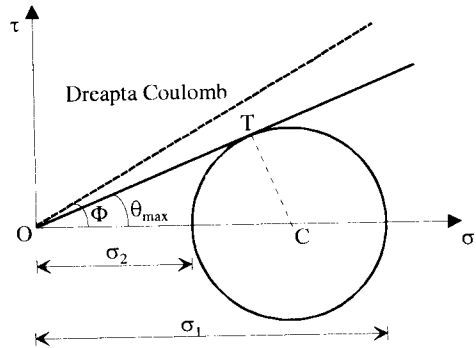


Figura II.16

În acest sens, factorul de stabilitate F_s al terenului analizat se definește prin relația:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi}{\sigma \cdot \operatorname{tg} \theta_{\max}} = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \theta_{\max}} \quad (2.32)$$

terenul fiind deci stabil în cazul în care F_s este supraunitar.

În funcție de valorile eforturilor principale în punctul considerat, unghiul de deviere maxim se calculează, conform figurii I.16, prin:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{CT}{OC} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (2.33)$$

În cazul digului din temă, terenul de fundare este coeziv; pentru calcul se aplică principiul stărilor corespondente, potrivit căruia la valorile eforturilor principale se adaugă un termen constant, egal cu $a = c \cotg \Phi$, care reprezintă efectul coeziunii. Aceasta se exprimă grafic prin translatarea axei ordonatelor $O\tau$ pe distanța respectivă (Fig. II.17), problema reducându-se astfel la cazul pământului necoeziv. Se obține deci:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 + c \cdot \cotg \Phi \\ \sigma'_2 &= \sigma_2 + c \cdot \cotg \Phi \end{aligned} \quad (2.34)$$

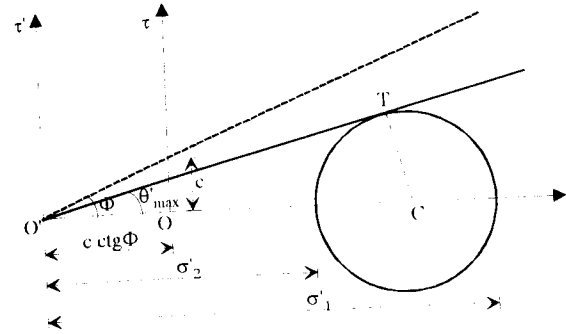


Figura II.17

$$\sigma'_1 = \sigma_1^A + c \cdot \cotg \Phi + \sigma_{gz} \quad (2.34)$$

$$\sigma'_2 = \sigma_2^A + c \cdot \cotg \Phi + \sigma_{gz}$$

în care σ_1^A și σ_2^A sunt valorile eforturilor principale generate de prezența digului considerat ca o încărcare triunghiulară. Aceste valori se calculează pe baza teoriei elasticității, pornind de la presiunea maximă p exercitată de dig la suprafața terenului, cu relațiile:

$$\sigma_1^A = p \cdot f_1 \left(\frac{2x}{B}, \frac{2z}{B} \right) \quad (2.35)$$

$$\sigma_2^A = p \cdot f_2 \left(\frac{2x}{B}, \frac{2z}{B} \right)$$

unde p a fost obținut din relația (2.26).

Valorile numerice ale funcțiilor f_1 și f_2 , respectiv ale rapoartelor σ_1^A/p și σ_2^A/p , sunt date sub forma unor coeficienți adimensionali în Tabelele II-6 și II-7.

Sarcina geologică pentru adâncimea z se determină cu relația

$$\sigma_{gz} = \gamma \cdot z \quad (2.36)$$

în care γ este greutatea volumică a terenului.

Pentru pământurile coezive se poate deci defini un unghi de deviere maxim θ'_{\max} , stabilit prin relația (Fig. II.17):

Până aici a fost neglijată greutatea proprie a terenului, adică sarcina geologică σ_p . Se consideră că aceasta acționează izostatic, cu alte cuvinte că are aceeași valoare în toate direcțiile, deci poate fi adăugată la eforturile principale la fel ca termenul datorat coeziunii.

În consecință, pentru digul așezat pe teren coeziv se poate scrie:



Tablul II-6. Calculul efortului principal maxim în masive supuse unei încălzări triunghiulare. Valorile raportului $\frac{\sigma_1}{p}$

2z/B	2x/B												
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0,04	0,98	0,91	0,81	0,72	0,62	0,53	0,44	0,34	0,243	0,155	0,008	0,04	0,02
0,08	0,95	0,905	0,83	0,735	0,635	0,55	0,46	0,365	0,29	0,19	0,12	0,08	0,09
0,12	0,95	0,895	0,84	0,74	0,65	0,565	0,48	0,39	0,32	0,23	0,16	0,115	0,075
0,16	0,905	0,88	0,85	0,74	0,66	0,58	0,50	0,415	0,345	0,265	0,20	0,145	0,105
0,20	0,88	0,86	0,815	0,735	0,665	0,59	0,515	0,435	0,365	0,295	0,23	0,175	0,13
0,24	0,855	0,84	0,79	0,725	0,66	0,59	0,53	0,45	0,38	0,315	0,255	0,195	0,15
0,28	0,85	0,815	0,76	0,71	0,655	0,585	0,535	0,455	0,39	0,33	0,27	0,21	0,17
0,32	0,805	0,79	0,74	0,695	0,645	0,58	0,535	0,46	0,40	0,34	0,28	0,225	0,19
0,36	0,78	0,765	0,73	0,69	0,64	0,57	0,54	0,46	0,41	0,35	0,29	0,24	0,205
0,40	0,76	0,74	0,72	0,68	0,63	0,565	0,54	0,465	0,415	0,36	0,30	0,255	0,22

Tablul II-7. Calculul efortului principal minim în masive supuse unei încălzări triunghiulare. Valorile raportului $\frac{\sigma_2}{p}$

2z/B	2x/B												
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0,04	0,82	0,775	0,70	0,61	0,54	0,445	0,36	0,26	0,17	0,09	0	0	0
0,08	0,69	0,665	0,62	0,53	0,485	0,38	0,31	0,225	0,15	0,075	0,005	0	0
0,12	0,59	0,575	0,54	0,475	0,435	0,335	0,275	0,20	0,135	0,065	0,015	0	0
0,16	0,51	0,30	0,48	0,425	0,385	0,50	0,24	0,175	0,12	0,06	0,025	0	0
0,20	0,45	0,435	0,42	0,38	0,34	0,27	0,215	0,16	0,11	0,06	0,03	0,005	0
0,24	0,395	0,38	0,37	0,335	0,295	0,25	0,195	0,14	0,10	0,055	0,035	0,01	0
0,28	0,35	0,34	0,325	0,30	0,26	0,225	0,175	0,13	0,09	0,05	0,035	0,01	0
0,32	0,315	0,30	0,29	0,27	0,235	0,205	0,155	0,11	0,08	0,045	0,035	0,015	0,005
0,36	0,285	0,275	0,26	0,24	0,215	0,18	0,14	0,10	0,075	0,045	0,03	0,015	0,01
0,40	0,26	0,25	0,24	0,215	0,20	0,165	0,12	0,09	0,07	0,04	0,03	0,02	0,01

$$\sin \theta'_{\max} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{\sigma'_1 + \sigma'_2} \quad (2.37)$$

eforturile principale σ'_1 și σ'_2 fiind date de relațiile (2.34).

În concluzie, valoarea factorului de stabilitate pentru pământuri coezive, conform teoriei,

este:

$$F_s = \frac{\text{tg } \Phi}{\text{tg } \theta'_{\max}} \quad (2.38)$$

Calculul pot fi organizate ca în Tabelul II-8, valabil pentru puncte situate la diferite adâncimi, pe o verticală sub dig.

Pentru calculul valorilor σ'_1 și σ'_2 , secțiunea digului poate fi simetrizată prin deplasarea vârfului (determinat în subcapitolul II.3) la mijlocul amprizei (Fig. II.18). Pentru simplificarea calculelor, valoarea $p = \gamma \text{ dig} \cdot \bar{H}$ poate fi rotunjită.

În scopul utilizării tabelor II-6 și II-7 fără interpolări, calculul valorilor F_s se efectuează pentru verticale obținute prin divizarea fiecărei jumătăți a lățimii digului în câte 10 părți egale; verticalele vor fi deci distanțate cu $B/20$ sau $0,05 B$ (Fig. II.19). În același scop se recomandă ca pe adâncime să se ia intervale de calcul egale cu $0,02 B$.

Se obțin astfel valori F_s pentru toate nodurile rețelei din figura II.19 și se poate construi topografia izoliniilor F_s , care oferă o imagine de ansamblu a condițiilor de stabilitate a terenului de fundare sub dig. În cazul când în teren apar zone pentru care $F_s < 1$ (denumite zone plastice) sunt necesare măsuri pentru prevenirea cedării (ruperii) terenului sub greutatea digului.

Este de remarcat că, la trecerea dintr-un strat geologic în altul, izoliniile F_s prezintă discontinuități datorită schimbării caracteristicilor de rezistență ale pământului.

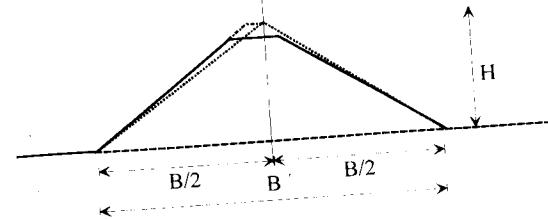


Figura II.18



Tabelul II-8. Calculul stabilității terenului

B = _____ m; x = _____ m; 2x/B = _____;
 γ_{bar} = _____ kN/m³; p = γ_{bar} H = _____ kN/m²;
 Stratele geologice: γ_1 = _____ kN/m³; γ_2 = _____ kN/m³; _____
 $tg \Phi_1$ = _____; $tg \Phi_2$ = _____;
 $c_1 \cotg \Phi_1$ = _____ kN/m²; $c_2 \cotg \Phi_2$ = _____ kN/m²; _____

Strat nr.	2z/B	z	σ_{z1}^{Δ}/p	σ_{z2}^{Δ}/p	$\sigma_{z1}^{\Delta}=(\sigma_{z1}^{\Delta}/p) \cdot p$	$\sigma_{z2}^{\Delta}=(\sigma_{z2}^{\Delta}/p) \cdot p$	$\sigma_{gz} = \gamma z$	$\sigma'_1 = \sigma_{z1}^{\Delta} + \sigma_{gz} + c \cotg \Phi$	$\sigma'_2 = \sigma_{z2}^{\Delta} + \sigma_{gz} + c \cotg \Phi$	$\sigma'_1 - \sigma'_2$	$\sigma'_1 + \sigma'_2$	$\sin \theta'_{max}$	θ'_{max}	$tg \theta'_{max}$	$F_s = tg \Phi / tg \theta'_{max}$
-	-	m	-	-	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	-	-	-	-
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

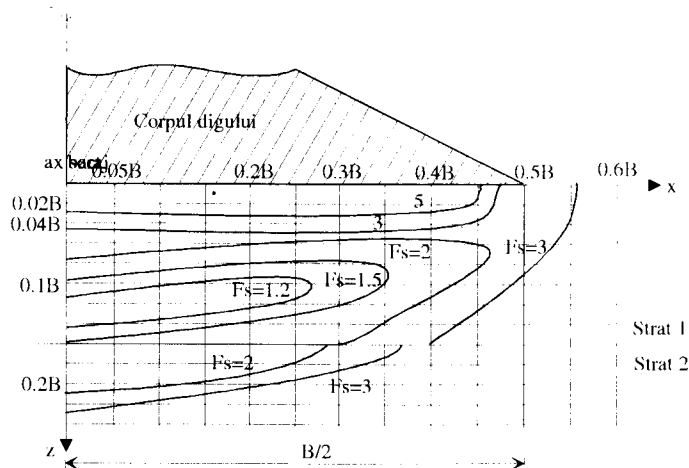


Figura II.19

II.5. Specificul calculului depozitelor de deșeuri

II.5.1. Problematika generală

Poluarea mediului, problemă deosebit de acută a perioadei actuale, prezintă două laturi esențiale sub aspectul cauzelor generatoare:

- poluarea rezultată direct prin diferite forme ale activităților desfășurate de colectivitățile umane;
- poluarea provocată de depozitarea deșeurilor.

Deșeurile pot fi sub formă gazoasă, lichidă sau solidă. Clasificarea lor se poate face după mai multe criterii: sursa de producere, structura și natura lor, posibilitățile de utilizare.

Sunt cunoscute mai multe moduri de debarasare de aceste deșeuri: prin depozitare în locuri special amenajate, aruncarea în râuri și oceane, valorificarea parțială sau totală. Fiecare mod are dezavantajele și avantajele sale, sistemul adoptat în general fiind depozitarea deșeurilor.

Construirea unor astfel de depozite implică o serie de probleme, printre care:

- asigurarea stabilității și prevenirii catastrofelor produse de deplasarea deșeurilor și a apei în cazul ruperii structurii de formare a depozitului;
- prevenirea poluării mediului ambiant cu substanțe antrenate din depozit;
- reintegrarea în circuitul economic și ecologic al terenurilor ocupate pentru depozitare.

În etapa actuală, problema depozitării deșeurilor prezintă două situații caracteristice:

1. existența unor depozite vechi, multe dintre ele realizate haotic și ca atare apare necesitatea reamenajării și asanării lor;
2. proiectarea și execuția în condiții de securitate tehnică și ecologică a noilor depozite.

II.5.2. Clasificarea depozitelor

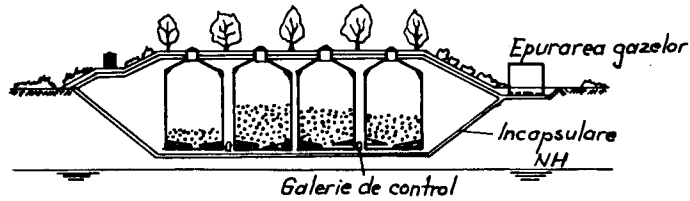
Există mai multe criterii de clasificare a depozitelor, fie că sunt vechi sau noi.

- A. după natura producătorului
- B. după criterii sociale: gradul de populare, aria posibilă de infestare, efectele asupra sănătății populației
- C. după modul de comportare în timp: perioada de neutralizare a deșeurilor, durata de viață a depozitului
- D. după soluțiile constructive aplicate: etanșări, amplasament.

În general, soluțiile constructive sunt diversificate în funcție de natura materialelor depozitate. Pentru deșeuri provenite din industrii, de tipul șlamurilor (din minereuri, cenuși, etc.) se utilizează iazurile de decantare, cu diguri de contur din materiale locale.

Pentru același tip de deșeuri, dar în stare apropiată de starea uscată (steril) se realizează halde sub forma unor umpluturi taluzate neetanșate.

Pentru deșeurile menajere, unele deșeuri industriale, deșeurile toxice și cele radioactive se utilizează depozite capsulate, care prezintă etanșări pe tot conturul secțiunii (figura II.20).



DEPOZIT CU SECURITATE MĂRITĂ

Figura II.20

), de adâncime (iazurile de decantare realizate în general în declivități naturale, haldele de râpe, vâlcele, haldele de carieră și depozitele capsulate) și structuri mixte.

II.5.3. Alcătuirea depozitelor capsulate

Principalele părți componente ale unui depozit sunt (figura II.21)

- corpul depozitului
- etanșarea de suprafață
- etanșarea laterală
- etanșarea de bază
- sistemele de drenaj

Corpul depozitului este alcătuit din deșeurile depozitate, care în general trebuie să fie sortate. Elevația corpului depozitului se realizează (în condițiile amplasării pe un teren plat) printr-o secțiune taluzată cu pante de circa 1:3 și berme circulabile de 5m. În ceea ce privește platoul central al depozitului, nu sunt impuse condiții geometrice, dimensiunile rezultând din condițiile amplasamentului și cantitatea de deșeuri.

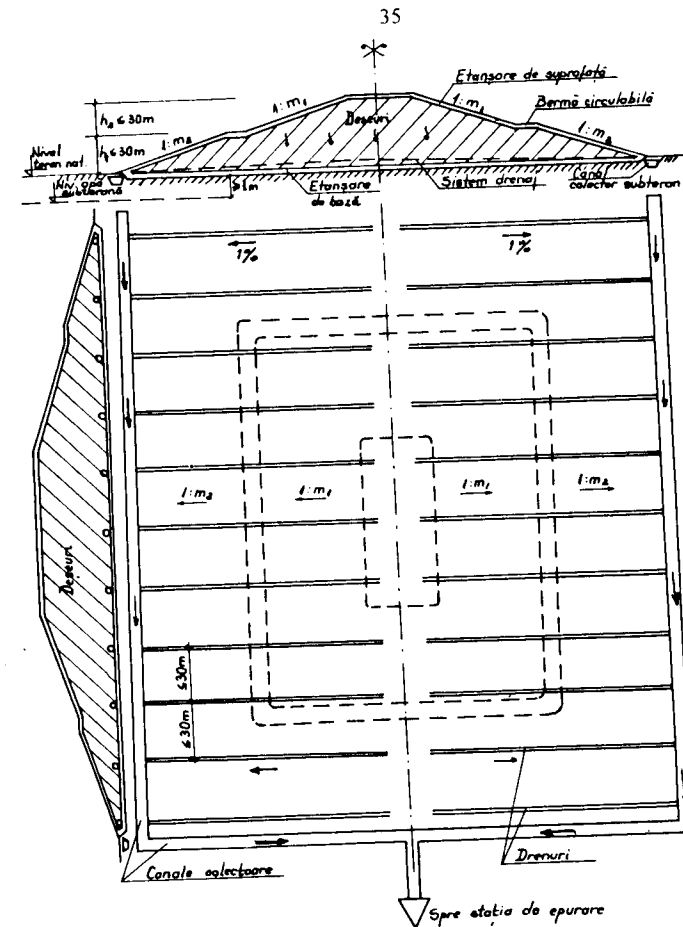


Figura II.21

Etanșarea de suprafață constituie partea superioară a depozitului, având un rol complex: de a proteja mediul de emisia de substanțe din depozit, de a asigura impermeabilizarea acestuia față de apele pluviale și de a reîncadra pe cât posibil suprafața depozitului în mediul ambiant.

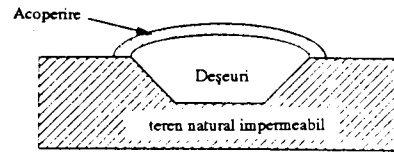
Etanșarea laterală existentă în cazul soluțiilor de adâncime formează pereții depozitului, realizându-se fie prin pereți de etanșare sau prin continuarea etanșării de bază. Rolul acestuia este împiedicarea contaminării terenului.

Etanșarea de bază este partea inferioară a depozitului, partea de contact cu terenul, cu rol esențial în împiedicarea infiltrării noxelor. În acest sens, distanța minimă admisibilă între

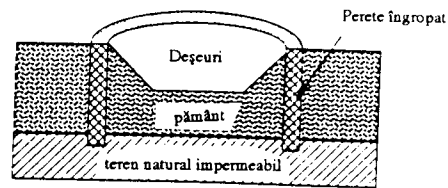


etanșarea de bază și nivelul apei subterane este de 1m. În figura II.22 sunt prezentate schematic soluțiile existente pentru asigurarea etanșării de bază.

(A) Deșeuri îngropate în teren natural impermeabil



(B) Deșeuri îngropate deasupra terenului impermeabil



(C) Depozit de deșeuri prevăzut cu căptușală etanșă

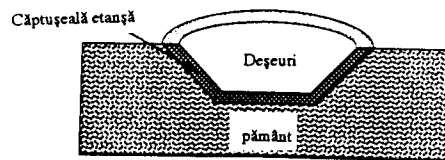


Figura II.22

II.5.4. Principii pentru realizarea depozitelor capsulate

Ideea principală ce trebuie avută în vedere în cazul proiectării unui depozit nou este aceea a realizării sale în condiții de securitate deplină ținând cont de evoluția în timp a structurii respective și a deșeurilor depuse.

Etanșările sunt alcătuite în general din alternanțe de straturi drenante, straturi impermeabile și impermeabilizări minerale, completate cu materiale geosintetice. (figura II.23 - II.25)

Sistemele de drenaj permit colectarea și evacuarea apelor uzate (lixiviați), prevenind infiltrarea acestora sub corpul depozitului. Sistemele de drenaj propriu-zise sunt alcătuite din conducte din materiale sintetice pe straturi drenante, cu diametru de minimum 250mm, condiție impusă de necesitatea inspectării lor, dar și de verificarea rezistenței la solicitările provenite din materialul depozitat.

Pentru ca efectul depozitelor asupra mediului înconjurător să poată fi controlabil în permanență, soluțiile constructive adoptate trebuie să permită vizitarea și remedierea sistemelor de etanșare și drenaj.

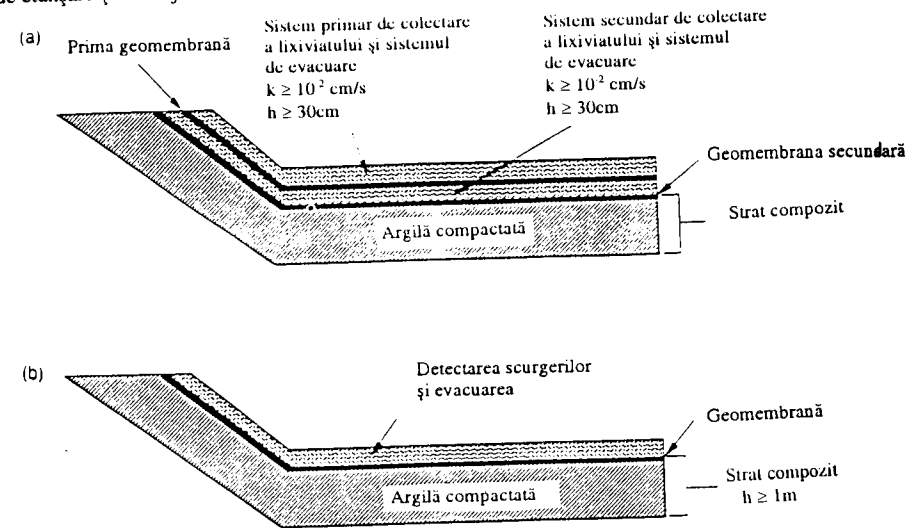


Figura II.23

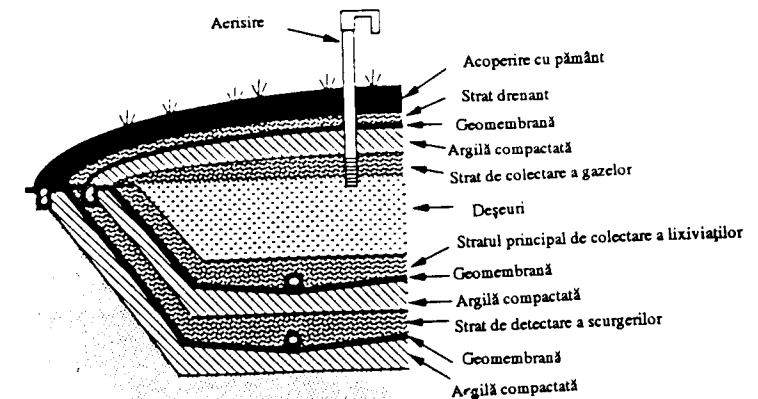


Figura II.24



O problemă esențială pentru proiectarea depozitelor, alături de problema stabilității, o constituie corecta evaluare preliminară a tasărilor.

Terenul de fundare trebuie să îndeplinească anumite condiții de impermeabilitate (care diferă de la țară la țară și în funcție de tipul de deșeurii) și de rezistență mecanică. Nivelul apelor subterane trebuie să fie situat la cel puțin 1m sub nivelul tălpii etanșării de bază.

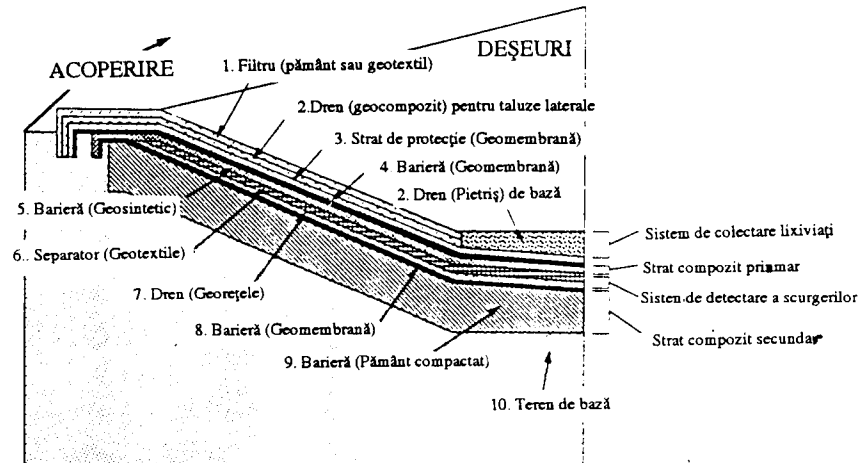


Figura II.25

Etanșarea de bază (figurile II.23 - 25) poate fi constituită dintr-o combinație de elemente minerale și sintetice (argilă compactată, geomembrană, geocompozite bentonitice, etc.). În general, pe plan internațional este cerută o permeabilitate maximă a etanșării de bază de 1×10^{-9} m/s. Grosimea ei variază de asemenea în funcție de țară, tip de depozit, de etanșare, etc. (între 1m și 5m).

Etanșarea de suprafață. Cerințele principale referitoare la materialele ce o alcătuiesc sunt următoarele:

- grosime medie a etanșării minerale de 0.5m cu un coeficient de permeabilitate de 1×10^{-9} m/s;
- pentru realizarea optimă a profilării părții superioare a haldei se impune prezența unui strat de egalizare de minimum 0.5m realizat dintr-un material omogen și necoeziv;
- datorită formării de gaze combustibile se va prevedea un strat drenant cu o grosime minimă de 0.3m, de obicei din pietriș;



- suplimentar se poate prevedea o etanșare sintetică (geomembrană de exemplu);
- pentru protecția etanșărilor minerale și sintetice se realizează un strat de pământ vegetal de minimum 1m.

Pentru predimensionarea secțiunii depozitului se folosesc metode similare ca pentru dig, luând în considerație parametrii specifici materialelor depozitate (valori orientative sunt prezentate în Tabelul II-9).

Tabelul II-9

Tip de deșeurii	Greutate volumică (kN/m ³)	Unghi de frecare internă (°)	Coeziune (kPa)	Modul de deformare (MN/m ²)
Pământ, moloz	12 - 20	30 - 40	5 - 15	foarte variat
Gunoii menajeri	12 - 14	25 - 30	0 - 10	0,5 - 5
Deșeurii industriale	14 - 16	25 - 30	0 - 10	foarte variat
Noroaie din stații de epurare	8 - 12	10 - 20	0 - 2	0,5 - 5
Mixturi de deșeurii industriale	12,7 - 16,9	35 - 39	0 - 40	
Gips	16 - 16,2	31 - 34		
Nisip de turnătorie	17,6	35	0	
Zgură	19,2	36	0	
Deșeurii vegetale	10,5 - 11,9	13,2 - 38,3	0 - 24	
Deșeurii industriale rezultate din producția de zinc și plumb	12,2 - 20,3	34,8 - 42	0	
Deșeurii din activitatea de demolare	21,4	38,1	85	
Deșeurii solide orășenești	16,7	46,6	34	

Verificarea stabilității la alunecare se bazează tot pe luarea în considerare a unor suprafețe cilindrice de cedare. Cazurile posibile specifice de cedare sunt prezentate în figura II.26.

Factorul de stabilitate admisibil recomandat pe plan internațional se consideră a fi între 1.3 și 1.5.

Verificarea terenului de fundare se tratează similar ca la alte construcții de același tip. Posibilitatea apariției unor tasări datorate comportării în timp a deșeurilor, ca și deformării terenului de fundare, obligă la alegerea unor materiale pentru etanșarea de bază care



să se poată adapta stării de deformatii prognozată, în condițiile menținerii integrale a funcțiilor acesteia. Aceleași considerente trebuie avute în vedere și la proiectarea sistemului de drenare a lixiviatilor.

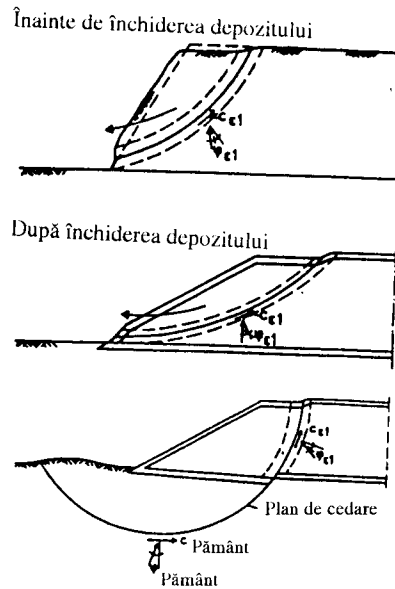


Figura 11.26

III. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII DIRECTE IZOLATE

Fundația ce urmează a fi proiectată susține stâlpul unei construcții civile, industriale sau estacade portuare și transmite la terenul de fundare atât o încărcare verticală și una orizontală, cât și un moment pe direcția uncia din axele sale. Terenul poate fi alcătuit, așa cum rezultă din fișa forajului executat pe amplasament, dintr-o succesiune de strate prăfoase și argiloase, având porozități și consistențe variate.

III.1. Principii de proiectare

Ca orice element al construcției, fundația trebuie astfel concepută încât să satisfacă atât cerințele tehnice, cât și pe cele economice, în condiții cât mai bune. Fundația fiind solicitată de o forță normală centrică P (în kN), o forță orizontală H (în kN) și de un moment M (în kNm), pentru baza sa se va alege forma dreptunghiulară, cu latura mare orientată pe direcția planului de acțiune al momentului.

Notând cu L și B (în metri) lungimea și respectiv lățimea bazei fundației, presiunea efectivă medie pe teren este:

$$p_{ef\ med} = \frac{P + G_f}{L \cdot B} \quad (\text{kPa}) \quad (3.1)$$

unde prin G_f (în kN) s-a notat greutatea proprie a fundației.

Construcția ce se proiectează nefăcând parte din clasele de importanță I sau II (conform STAS 10100/0-75) calculul se poate face pe baza presiunilor convenționale. În acest caz este necesară îndeplinirea următoarelor condiții:

- la încărcări centrice: $p_{ef\ med} \leq p_{conv}$ în gruparea fundamentală

$p_{ef\ med} \leq 1,2 p_{conv}$ în gruparea specială

în care prin p_{conv} s-a notat presiunea convențională de calcul corespunzătoare condițiilor de teren și de fundare avute în vedere.

- la încărcări cu:

- excentricități după o singură direcție:

$p_{ef\ max} \leq 1,2 p_{conv}$ în gruparea fundamentală

$p_{ef\ max} \leq 1,4 p_{conv}$ în gruparea specială

- excentricități după ambele direcții:

$p_{ef\ max} \leq 1,4 p_{conv}$ în gruparea fundamentală



$p_{ef\ max} \leq 1,6 p_{conv}$ în gruparea specială.

în care $p_{ef\ max}$ este presiunea efectivă maximă pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, respectiv din gruparea specială. În cazul grupării fundamentale expresiile $p_{ef\ max}$ și $p_{ef\ min}$ sunt:

$$p_{ef\ max} = \frac{P + G_f}{L \cdot B} + \frac{M + H \cdot D_f}{W} \quad (3.2)$$

$$p_{ef\ min} = \frac{P + G_f}{L \cdot B} - \frac{M + H \cdot D_f}{W} \quad (3.3)$$

unde D_f este adâncimea de fundare și $W = \frac{1}{6} B \cdot L^2$ (în m^3) este modulul de rezistență al secțiunii bazei fundației.

Pentru grupările speciale se calculează cu aceleași formule, dar considerându-se încărcările cu coeficienții acțiunilor, conform capitolului I.

Presiunea minimă efectivă pe talpă trebuie să fie pozitivă pentru că pământul nu poate prelua eforturi de întindere.

Dimensiunile tălpii trebuie alese astfel încât condițiile (3.1) și (3.2) să fie satisfăcute cât mai aproape de limită.

Întrucât greutatea fundației G_f nu este cunoscută dinainte, ea poate fi aproximată, pentru calculul preliminar, cu ajutorul relației

$$G_f = V_{ex} \cdot \gamma_{med} \quad (\text{kN}) \quad (3.4)$$

în care V_{ex} (în m^3) este volumul total excavat în vederea execuției fundației, iar γ_{med} (în kN/m^3) este o valoare medie a greutății volumice, incluzând atât betonul din corpul fundației, cât și umplutura de pământ de deasupra sa. În mod curent, valoarea γ_{med} poate fi considerată egală cu 20 kN/m^3 .

În aceste condiții se poate scrie:

$$V_{ex} = L \cdot B \cdot D_f \quad (3.5)$$

în care cu D_f (în m) s-a notat adâncimea de fundare, iar condițiile (3.1) și (3.2) devin:

$$p_{ef\ med} = \frac{P + G_f}{L \cdot B} = \frac{P}{L \cdot B} + D_f \cdot \gamma_{med} \leq p_{conv} \quad (3.1')$$

$$p_{ef\ max} = \frac{P}{L \cdot B} + D_f \cdot \gamma_{med} + \frac{6(M + H \cdot D_f)}{L^2 \cdot B} \leq 1,2 p_{conv} \quad (3.2')$$

III.2. Stabilirea presiunii convenționale de calcul

Valoarea p_{conv} se determină conform indicațiilor din STAS 3300/2-85.

Pentru pământurile necoezive, presiunea convențională de calcul se stabilește în funcție de granulozitate și umiditate, iar pentru cele coezive, în funcție de îndesare (exprimată prin valoarea indicelui porilor e) și de umiditate, respectiv consistență (exprimată prin valoarea indicelui de consistență I_c). Natura și caracteristicile terenului de fundare au fost evaluate pe baza executării unui foraj pe amplasamentul lucrării.

În Tabelul III-1 sunt extrase din standardul menționat, valorile de bază ale presiunii convenționale.

După precizarea stratului și adâncimii la care urmează a se implanta fundația directă, conform principiilor expuse la curs, valoarea de bază corespunzătoare terenului respectiv și notată în cele ce urmează \bar{p}_{conv} , se determină prin interpolări liniare succesive între valorile din Tabelul III-1.

Se precizează că în cazul când $I_c > 1$, ca valoare \bar{p}_{conv} se ia, pentru nisipurile argiloase, cea corespunzătoare la $I_c = 1,0$, iar pentru celelalte pământuri coezive, valoarea care corespunde la $I_c = 1,0$, se majorează cu 20%.

Valoarea \bar{p}_{conv} astfel obținută este o valoare de bază, corespunzând unei fundații cu lățimea $B=1,0$ m și plasată la o adâncime de fundare de 1m. Întrucât fundația care se proiectează nu va îndeplini aceste condiții, la valoarea de bază trebuie să se aplice o corecție de lățime C_B și o altă corecție de adâncime C_D :

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D \quad (3.6)$$

Corecția de lățime se exprimă ca o fracțiune din presiunea de bază: pentru fundații având lățimea $B \geq 5$ metri, sporul este de 0,4 \bar{p}_{conv} în cazul pământurilor necoezive (cu excepția nisipurilor prăfoase) și de 0,2 \bar{p}_{conv} în cazul pământurilor coezive (inclusiv nisipurile prăfoase). Pentru fundațiile cu lățimi cuprinse între 1 și 5 metri, corecția C_B se obține astfel: Lățimea fundației proiectate nefiind încă stabilită, pentru cazul de față se recomandă a se considera inițial, în mod orientativ, o anumită lățime, de exemplu $B = 2,5$ metri, urmând ca valoarea respectivă să fie definitivată ulterior, așa cum se va arăta în subcapitolul următor. În cazul pământurilor coezive, corecția va fi deci:

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1 (B - 1) \quad (3.7)$$



în care K_1 este un coeficient egal cu 0.10 pentru pământuri necoezive (cu excepția nisipurilor prăfoase) și cu 0.05 pentru nisipuri prăfoase și pământuri coezive.

Tabelul III-1. Valori de bază ale presiunii convenționale de calcul pentru pământuri

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	Consistența	
		$I_c = 0,5$	$I_c = 1,0$
Cu plasticitate redusă ($I_p \leq 10\%$) nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
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 și 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

Corecția de adâncime, atunci când adâncimea de fundare depășește 2 metri, este dată de relația:

$$C_D = K_2 \cdot \bar{\gamma} (D_f - 2) \quad (3.8)$$

în care D_f este exprimată în metri, $\bar{\gamma}$ (în kN/m^3) este greutatea volumică de calcul a stradelor situate deasupra nivelului bazei fundației, și se calculează ca medie ponderată cu grosimile acestor strate, iar K_2 este un coeficient adimensional, care se ia egal cu 2,5 pentru pământurile necoezive (cu excepția nisipurilor prăfoase), 2,0 pentru nisipurile prăfoase și pământurile

coezive cu plasticitate redusă și mijlocie și 1,5 pentru pământuri coezive cu plasticitate mare și foarte mare.

Pentru adâncimi de fundare inferioare a 2m corecția de adâncime se calculează cu formula:

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} \quad (3.9)$$

În final, valoarea definitivă a presiunii convenționale de calcul se obține deci aplicând valorii de bază corecțiile respective, conform relației (3.6).

III.3. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației directe

Fundația ce se proiectează fiind solicitată de către suprastructură printr-o forță centrică P , o forță orizontală, H și un moment M pe o singură direcție, dimensiunile bazei trebuie alese astfel încât să fie satisfăcute relațiile (3.1') și (3.2') enunțate anterior. Notând raportul laturilor $L/B = \lambda$, condițiile pentru gruparea fundamentală devin:

$$\frac{P}{\lambda B^2} + D_f \cdot \gamma_{med} \leq p_{conv} \quad (3.1'')$$

$$\frac{P}{\lambda B^2} + D_f \cdot \gamma_{med} + \frac{6(M + H \cdot D_f)}{\lambda^2 \cdot B^3} \leq 1,2 p_{conv} \quad (3.2'')$$

Raportul λ depinde, în principiu, de relația dintre moment și forța centrică; de regulă, el se ia între 1,1 și 1,5, valorile mai mari fiind necesare în cazul transmiterii unor momente importante.

Dacă valoarea finală B diferă cu mai puțin decât 0,5 m față de valoarea prezumată inițial pentru stabilirea corecției de lățime Δp_B - în cazul de față 2,5 m - atunci această corecție și implicit p_{conv} nu se mai modifică.

În caz contrar, calculul se reia de la început, considerându-se pentru B o valoare mai apropiată de cea finală.

Cu aceste valori obținute se verifică și condițiile pentru gruparea specială de încărcări.

După verificarea tuturor condițiilor, valorile B și L , rotunjite la 5 cm sau preferabil la 10 cm, rămân definitive.



III.4. Proiectarea fundației directe izolate

După stabilirea dimensiunilor bazei (tălpii) fundației este necesar să se determine celelalte elemente geometrice ale corpului fundației. În cazul temei, ținând seama de importanța solicitărilor și de faptul că stâlpul de beton armat pe care-l va susține fundația urmează a fi turnat pe loc, se alege de regulă una dintre următoarele variante de proiectare:

- fundație din beton simplu cu cuzinet de beton armat;
- fundație (talpă) elastică de beton armat.

Dimensiunile stâlpului, ℓ_0 și b_0 sunt considerate stabilite și cunoscute din calculul structurii.

La proiectare se vor respecta indicațiile din "Normativul privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții", indicativ P.10-86.

III.4.1. Fundație de beton simplu cu cuzinet de beton armat

În această variantă, blocul inferior de beton simplu poate avea 1-3 trepte; în cazul temei se vor prevedea două trepte.

Cuzinetul de beton armat, care transmite solicitările de la stâlp la blocul inferior, are o formă prismatică (Fig. III.1); laturile bazei sale ℓ , b (în metri) se aleg astfel încât să satisfacă următoarele condiții privind raporturile ℓ/L , b/B :

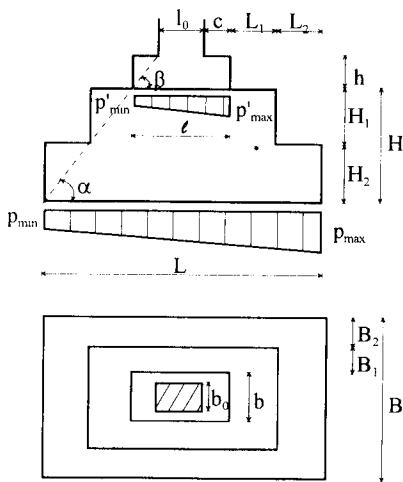


Figura III.1

$$\frac{\ell}{L} \approx \frac{b}{B} = 0,55 \dots 0,65 \quad (3.12)$$

dacă blocul inferior are o singură treaptă, și

$$\frac{\ell}{L} \approx \frac{b}{B} = 0,40 \dots 0,50 \quad (3.13)$$

dacă blocul inferior are 2 sau 3 trepte, ca în cazul temei.

Înălțimea h (în metri) a cuzinetului trebuie să satisfacă simultan următoarele trei condiții:

$$\begin{aligned} h &\geq 0,3 \text{ m;} \\ \operatorname{tg} \beta &= \frac{h}{c} \geq \frac{2}{3} \\ \frac{h}{\ell} &\geq 0,25, \end{aligned} \quad (3.14)$$

în care s-au avut în vedere notațiile din figura III.1.

Dacă valoarea h se alege astfel încât $\operatorname{tg} \beta = \frac{h}{c} \geq 1$, nu mai este necesară verificarea

secțiunii la forța tăietoare.

Înălțimea totală H (în metri) a blocului de beton simplu, atunci când acesta are o singură treaptă, trebuie să fie de minimum 0,4 metri. În cazul temei, blocul având două trepte, înălțimea fiecăreia H_1 , H_2 va fi de cel puțin 0,3 metri. Raporturile H_1/L_1 ; $H_2/L_2 = \operatorname{tg} \alpha$ (și, implicit, H_1/B_1 ; H_2/B_2) trebuie să respecte condițiile de minim din Tabelul III-2.

Tabelul III-2

Presiunea maximă pe teren [kPa]	Valorile minime ale tg α pentru beton de clasa:			
	Bc 3.5	Bc 5	Bc 7.5	Bc 10
$p_{\max} \leq 200$	1,3	1,2	1,1	1,0
$p_{\max} = 300$	1,6	1,4	1,3	1,1
$p_{\max} = 400$	1,8	1,6	1,5	1,3
$p_{\max} = 600$	-	-	1,8	1,6

Armarea cuzinetului la partea inferioară se face 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.

Dimensionarea armăturii de rezistență se face pe baza momentelor încovoietoare, calculate așa cum se va arăta mai departe, în paragraful referitor la varianta fundației elastice (III.4.2), având în vedere dimensiunile ℓ și b ale cuzinetului și presiunile p' pe talpa acestuia.

Presiunile extreme p'_{\max} și p'_{\min} (în kPa) pe talpa cuzinetului (rostul cuzinet/bloc beton simplu) se calculează cu relația:

$$p'_{\max/\min} = \frac{P}{\ell \cdot b} \pm \frac{6(M + H \cdot h)}{\ell^2 \cdot b} \quad (3.15)$$

fără a se lua în considerare greutatea proprie a cuzinetului.

Procentajul minim de armare, raportat la secțiunile utile h_0 , ℓ și respectiv h_0 , b de la marginile stâlpului, este de 0,05% (h_0 fiind înălțimea utilă a secțiunii).

Dacă valoarea momentului exterior M este mare în raport cu solicitarea normală, este posibil ca între cuzinet și blocul de beton simplu să apară eforturi de întindere ($p'_{\min} < 0$). 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.2, distanța pe care se exercită eforturi unitare normale de tracțiune este dată de:



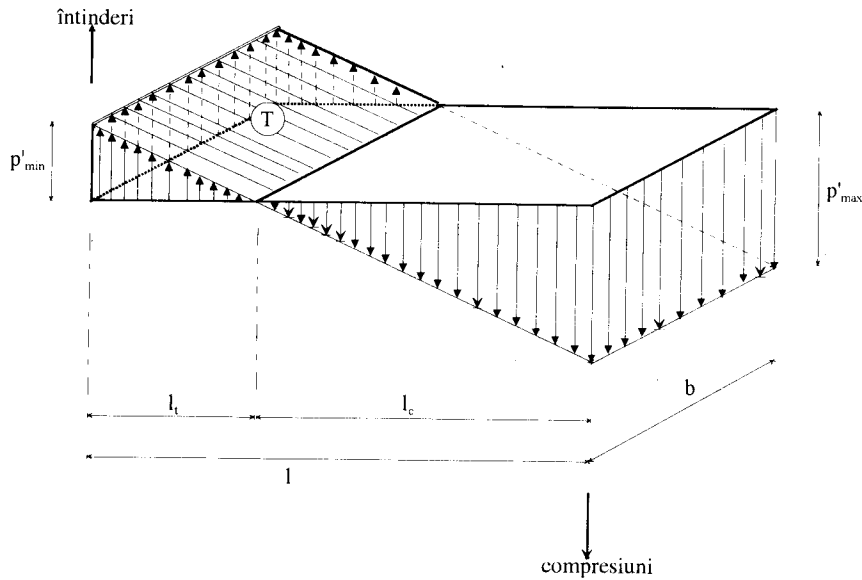


Figura III.2

$$\ell_t = \frac{p'_{\min} \cdot \ell}{p'_{\min} + p'_{\max}} \quad (3.16)$$

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

$$T = \frac{1}{2} \cdot p'_{\min} \cdot \ell_t \cdot b = \frac{1}{2} \cdot \frac{p'_{\min} \cdot \ell \cdot b}{p'_{\min} + p'_{\max}} \quad (3.17)$$

Armăturile de ancorare se dimensionează considerând secțiunea de la baza cuzinetului ca o secțiune de beton armat supusă la compresiune excentrică.

III.4.2. Fundație elastică (talpă) de beton armat

Dacă se adoptă varianta fundației de beton armat, întrucât aria bazei depășește 1 m^2 , blocul de fundație va avea forma unui obelisc, cu fețele laterale teșite, așa cum se arată în figura III.3.

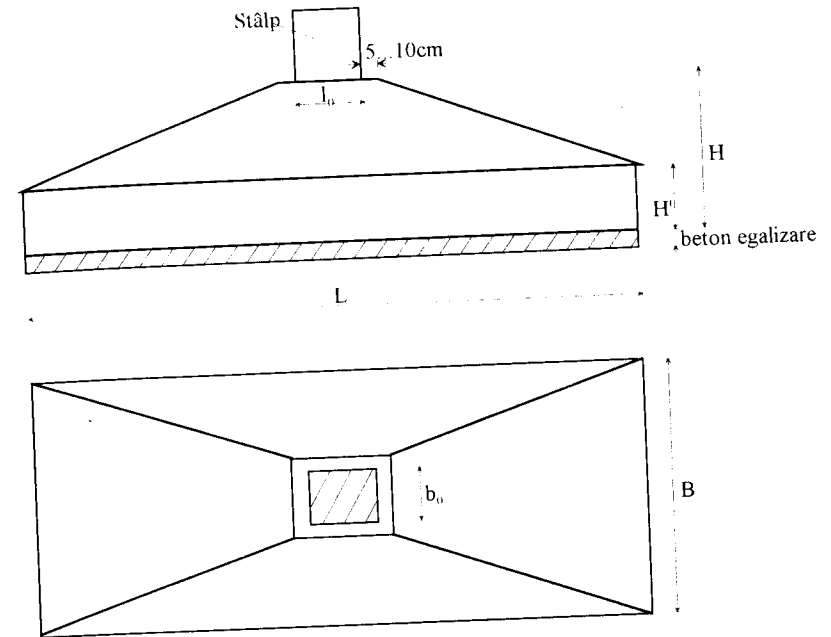


Figura III.3

În jurul bazei stâlpului se asigură o porțiune orizontală de $5 \times 10 \text{ cm}$, pentru a permite corectarea eventualelor erori de trasaj și a asigura o bună rezemare a cofrajelor stâlpului.

În baza fundației și teren se prevede un strat de beton de egalizare cu grosimea de 5 cm , care poate fi mărit până la 10 cm , atunci când terenul este umed sau suprafața lui prezintă neregularități.

Pentru asigurarea rigidității necesare în vederea repartizării presiunilor pe teren, raportul H/L între înălțimea blocului fundației și latura mare a bazei va respecta valorile limitative din Tabelul III-3. Pe considerente economice, în scopul reducerii cantității de armătură, se recomandă ca raportul H/L să fie cuprins între $0,25$ și $0,35$; în cazul temei se va lua $H/L \approx 0,30$, valoarea H astfel obținută rotunjindu-se în plus la 5 cm .

Înălțimea H' la marginea obeliscului se va lua de regulă $H' = \frac{H}{3} \dots \frac{H}{2}$, depășindu-se, în orice caz, $0,20$ metri.



Tabelul III-3

Presiunea maximă pe teren, p_{\max} [kPa]	Valori H/L peste care nu mai este necesară verificarea la forța 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

Pentru fundația elastică se va utiliza un beton de marca Bc 10.

Armarea fundației se face la partea inferioară cu o rețea din bare drepte dispuse paralel cu laturile, diametrul minim al barelor fiind de 8 mm, iar distanța dintre acestea fiind cuprinsă între 10 și 25 cm. Pe fiecare direcție, procentajul minim de armare este de 0,05%.

Secțiunea de armătură la fundațiile elastice (precum și la cuzineți, în varianta precedentă) se determină pe baza momentelor încovoietoare produse în secțiunile din dreptul fețelor laterale ale stâlpului de către presiunile reactive, p de pe talpă. Pentru calculul acestor momente se iau în considerare presiunile pe suprafețele aferente fiecărei laturi a stâlpului, stabilite prin ducerea câte unei drepte înclinată la 45° față de axele de simetrie, din fiecare colț al stâlpului, până ce intersectează latura corespunzătoare a tălpii fundației.

Pentru cazul temei - fundație dreptunghiulară cu încărcare excentrică pe o direcție (presiune liniar variabilă pe direcția $x-x$), în situația în care $l_x > l_y$ (Fig. III.4) - momentele M_x , M_y (în kNm) pe cele două direcții sunt:

$$M_x = \frac{3}{4} \cdot \frac{(p_{\max} + p_{\min})^2}{p_{\max} + 2p_{\min}} \left(\frac{Bl_x^2}{2} - \frac{l_y^2}{3} \right) \quad (3.18)$$

$$M_y = \frac{p_{\text{med}} \cdot l_y^2}{6} (3l_0 + 4l_y) \quad (3.19)$$

în care
$$p_{\text{med}} = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \quad (\text{kPa}) \quad (3.20)$$

Valorile presiunilor p_0 și p_y se obțin prin interpolare liniară între p_{\min} și p_{\max} , în punctele indicate în figura III.4.

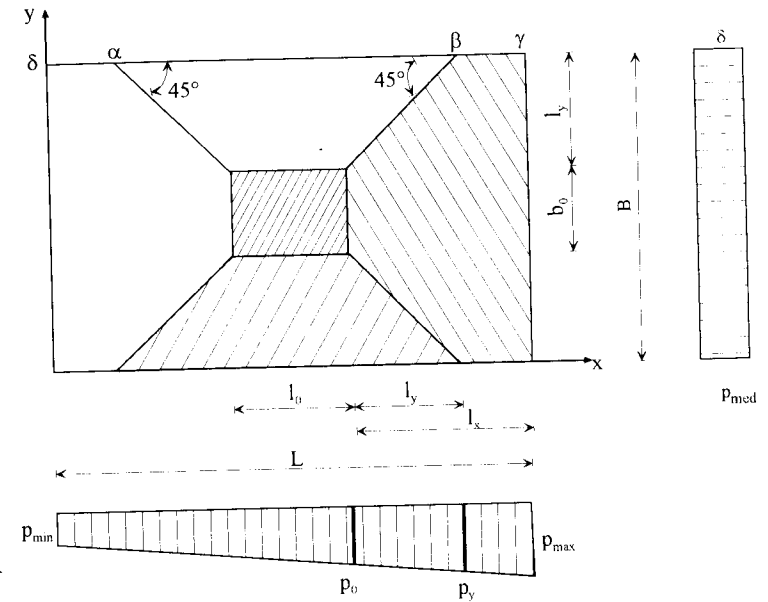


Figura III.4

Momentele M_x și M_y fiind astfel cunoscute, secțiunile de armătură A_{sx} și A_{sy} se calculează cu relațiile stabilite la cursul de beton armat pentru secțiunile dreptunghiulare simplu armate supuse la încovoiere (conform STAS 10107/0).

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

Pe latura mare, armătura calculată A_{sy} (paralelă cu latura mică B) se dispune uniform pe porțiunea centrală $\alpha\beta$ cuprinsă între dreptele la 45° duse din colțurile bazei stâlpului (Fig. III.4); pe porțiunile marginale $\delta\alpha$ și $\beta\gamma$ se prevede o armătură suplimentară, de aceeași secțiune pe metrul liniar ca și cea din porțiunea centrală.

La fundațiile în formă de obelisc este necesară și o armătură constructivă, care se plasează la fața superioară (Fig. III.5). Ea este alcătuită din două sau mai multe bare cu diametrul de cel puțin 12 mm, dispuse pe fiecare din cele două direcții, astfel încât distanța dintre două bare vecine să nu depășească 50 cm.

Pentru calculul exact al presiunilor pe teren este necesară cunoașterea precisă a greutateii fundației. În acest scop volumul corpului fundației se separă în două părți: partea superioară, în



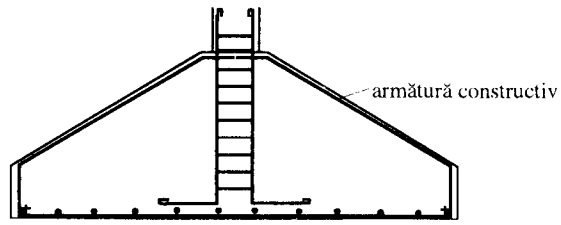


Figura III.5

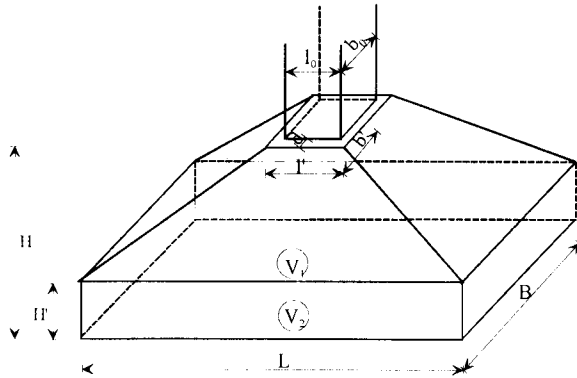


Figura III.6

iar greutatea:

$$G_f = \gamma_b \cdot V + \gamma_u (V_{ex} - V), \quad (3.23)$$

în care γ_b este greutatea volumică a betonului armat din care este alcătuită fundația, γ_u este greutatea volumică a umpluturii de pământ de deasupra fundației, iar $V_{ex} = L \cdot B \cdot D$, este volumul total excavat în vederea executării fundației.

Valoarea astfel calculată G_f (în kN) se introduce în relațiile (3.1), (3.2) și (3.3), obținându-se astfel valorile exacte ale presiunilor pe planul tălpii fundației.

III.5. Calculul tasării probabile a fundației directe izolate

Determinarea valorii tasării probabile a fundației estacadei se încadrează în calculul la starea limită de deformații a terenului. Acest calcul este recomandabil pentru toate construcțiile fondate pe terenuri nestâncoase. În cadrul proiectului urmează a se stabili tasarea absolută.

formă de obelisc, având înălțimea $H-H'$ și bazele $l'b'$ și $L \cdot B$, unde $l' = l_0 + 2d$ și $b' = b_0 + 2d$ (d fiind evazarea în jurul bazei stâlpului), și partea inferioară, de formă paralelipipedică, având

înălțimea H' și baza $L \cdot B$ (Fig. III.6). Notând volumele acestor două părți cu V_1 și V_2 (în m^3), expresiile care le determină sunt:

$$V_1 = \frac{1}{6} (H - H') \left[\frac{2(l'b' + LB) + l'L + l'B + Lb' + Lb'}{3} \right] \quad (3.20)$$

$$\text{și } V_2 = H' \cdot LB \quad (3.21)$$

Volumul total este

$$V = V_1 + V_2, \quad (3.22)$$

respectiv deplasarea probabilă pe verticală a fundației izolate, ca urmare a deformării terenului; în acest scop se utilizează, ca și în cazul calculului tasărilor digului (vezi subcap. II.3) metoda însumării pe strate elementare, adoptată la caracteristicile fundației. Această metodă este descrisă în STAS 3300/2-85.

Acțiunile care se iau în considerare în calcul sunt cele din gruparea fundamentală. Caracteristicile geotehnice ale pământului se iau cu valorile de calcul cu un nivel de asigurare $\alpha=0.85$ (STAS 3300/1-85).

Pentru efectuarea calculului deformațiilor probabile ale terenului de fundare trebuie îndeplinite condițiile:

$$- \text{ pentru fundații încărcate centric: } p_{ef} \leq p_{pl} \quad (3.24)$$

$$- \text{ pentru fundații încărcate excentric: } p_{ef} \leq p_{pl}; p_{ef \max} \leq 1.2p_{pl}; \bar{p}_{ef \max} \leq 1.4p_{pl}, \quad (3.25)$$

în care:

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

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

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

p_{pl} - presiunea corespunzătoare unei extinderi limitate a zonei plastice în terenul de fundare. Pentru fundațiile dreptunghiulare se calculează cu relațiile:

$$- \text{ pentru construcții fără subsol: } p_{pl} = m_1 (\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3) \quad (\text{kPa}) \quad (3.26)$$

$$- \text{ pentru construcții cu subsol: } p_{pl} = m_1 \left(\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + \frac{2q_e + q_i}{3} N_2 + c \cdot N_3 \right) \quad (\text{kPa}) \quad (3.27)$$

în care:

m_1 - coeficient al condițiilor de lucru, conform tabelului III-4;

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

B - latura mică a fundației (m);

q - suprasarcina de calcul la nivelul tălpii fundației, lateral față de fundație (kPa);

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



Tabelul III-4.

Denumirea terenului de fundare		m_f
1	Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip, pietrișuri și nisipuri cu excepția nisipurilor fine și prăfoase	2.0
2	Nisipuri fine:	1.7
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0.8$)	
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0.8$)	1.6
3	Nisipuri prăfoase:	1.5
	- uscate sau umede ($S_r \leq 0.8$)	
	- foarte umede sau saturate ($S_r > 0.8$)	1.3
4	Bolovănișuri și pietrișuri cu interspațiile umplute cu pământuri coezive cu $I_c \geq 0.5$	1.3
5	Pământuri coezive cu $I_c \geq 0.5$	1.4
6	Bolovănișuri și pietrișuri cu interspațiile umplute cu pământuri coezive cu $I_c < 0.5$	1.1
7	Pământuri coezive cu $I_c < 0.5$	1.1

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

N_1, N_2, N_3 - coeficienți adimensionali în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a terenului de sub talpa fundației conform tabelului III-5.

Pentru calculul tasării fundației este necesară cunoașterea modului de deformație liniară E (în kPa) al fiecărui strat de pământ cuprins în zona activă, delimitată așa cum se va arăta mai departe. Întrucât valorile acestui modul nu au fost stabilite direct pe teren, ele se pot obține pe baza valorilor modului de deformație edometric M determinate în laborator și înscrise în fișele sondajelor geotehnice efectuate pe amplasament.

Se va aplica relația:

$$E = M_0 \cdot M \quad (\text{kPa}) \quad (3.28)$$

în care M_0 este un coeficient de corecție adimensional, care poate fi stabilit orientativ conform Tabelului III-6, în funcție de indicele de consistență I_c și de indicele porilor e ale straturilor de pământ respective.

Se precizează că valoarea modului edometric M este variabilă, în funcție de intervalul de presiuni luat în considerare; în consecință el trebuie stabilit, pentru fiecare strat de calcul, în intervalul cuprins între presiunea geologică (σ_{gz}) și presiunea sporită prin încărcările transmise de fundație ($\sigma_{gz} + \sigma_z$) la adâncimea respectivă.

Tabelul III-5

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

Tabelul III-6

Denumirea pământurilor	I_c	Coeficientul de corecție M_0 pentru indicele porilor, e , egal cu:			
		0,41÷0,60	0,61÷0,80	0,81÷1,00	1,01÷1,10
Nisipuri (cu excepția 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

Atunci când nu se dispune de curbele de compresibilitate ale fiecărui strat, se pot folosi orientativ, valorile M determinate pentru intervalul de presiuni de la 100 la 200 kPa sau de la 200 la 300 kPa, valori care se trec de obicei în fișele de sondaj.



În coloana 10 din tabel se trec valorile presiunii geologice $\sigma_{g,zi}$ pentru separațiile dintre stratele de calcul. Aceste valori se calculează cu relația recurentă:

$$\sigma_{g,zi} = \sigma_{gz(i-1)} + \gamma_i \cdot h_i \quad (\text{kPa}) \quad (3.34)$$

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează deformațiile stratelor are ca limită inferioară adâncimea z^0 sub talpa fundației, la care se îndeplinește condiția:

$$\sigma_z < 0,2 \sigma_{gz} \quad (3.35)$$

Tasarea probabilă calculată a fundației nu trebuie să depășească valorile admisibile stabilite de proiectant de la caz la caz, în funcție de tipul structurii și de sistemul de fundare. În mod orientativ, pentru construcții cu structuri în cadre (din care fac parte cele prevăzute în temă) sau cu ziduri portante, în STAS 3300-85 se prevăd valori admisibile ale tasărilor absolute cuprinse între 8 și 15 cm.

III.6. Calculul terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă

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

$$p'_{ef} < m_c \cdot p_{cr} \quad (\text{kPa}) \quad (3.37)$$

în care:

$$p'_{ef} = \frac{V}{L \cdot B'} \quad (3.38)$$

V - componenta verticală a rezultantei încărcării de calcul provenită din gruparea specială, (kN)

L', B' - dimensiunile reduse ale tălpii fundației:

$$L' = L - 2e_1 \quad (3.39)$$

$$B' = B - 2e_2 \quad (3.40)$$

L, B - lungimea respectiv lățimea tălpii fundației (m)

e_1, e_2 - excentricitățile rezultantei încărcării de calcul față de axa transversală respectiv longitudinală a fundației (m)

m_c - coeficient al condițiilor de lucru, egal cu 0.9

p_{cr} - presiunea critică. În cazul unei înclinări a rezultantei încărcării de calcul mai mică de 5° și în condițiile unei stratificații aproape orizontale, presiunea critică se poate calcula cu relația:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + c^* \cdot N_c \cdot \lambda_c \quad (\text{kPa}) \quad (3.41)$$

în care:

γ^* - greutatea volumică de calcul a straturilor de pământ de sub talpa fundației (kN/m³)

B' - lățimea redusă a tălpii fundației (m)

N_γ, N_q, N_c - coeficienți de capacitate portantă care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară, Φ^* al straturilor de pământ de sub talpa fundației conform tabelului III-9.

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

c^* - valoarea de calcul a coeziunii straturilor de pământ de sub talpa fundației (kPa)

$\lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c$ - coeficienți de formă ai tălpii fundației conform tabelului III-10.

Tabelul III-9

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-10

Forma fundației	λ_q, λ_c	λ_γ
continuuă	1,0	1,0
dreptunghiulară $B/L \geq 0,2$	$1 + 0,3 B/L'$	$1 - 0,4 B/L'$
pătrat, cerc	1,3	0,6



În cazul în care înclinarea rezultantei încărcărilor de calcul față de verticală $\delta > 5^\circ$ și când stratificația este aproximativ orizontală, presiunea critică se poate calcula cu relația:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c \cdot i_c \quad (3.42)$$

unde i_γ , i_q , i_c sunt coeficienți datorati înclinării rezultantei, luați din STAS 3300-1/85.

III.7. Calculul tasării suplimentare prin umezire în cazul amplasării fundației pe loess

În astfel de situații, stabilirea tasării suplimentare este necesară pentru luarea unor măsuri de prevenire a umezirii terenului sau, eventual, de remediere a degradărilor construcției, în cazul în care tasarea s-a produs.

Proiectarea construcțiilor fundate pe loess se realizează pe baza normativului P7-92.

Din punctul de vedere al modului în care se tasează suplimentar, la umezire, terenurile de fundare care cuprind pământuri sensibile la umezire (PSU) se împart în două grupe:

- **grupa A**, care la umezire nu se tasează semnificativ sub propria lor greutate (tasări inferioare valorii de 5cm);

- **grupa B**, care la umezire se tasează suplimentar atât sub acțiunea încărcărilor aduse de fundații, cât și sub acțiunea greutății proprii.

Verificarea la deformațiile din umezire pentru PSU din grupa A nu este necesară dacă presiunea efectivă pe teren nu depășește :

- rezistența structurală, σ_0 , care reprezintă presiunea minimă pentru care se produce fenomenul de tasare suplimentară prin umezire, în conformitate cu P 7-92.

- presiunea convențională de calcul, p_{conv} .

Se precizează că pentru dimensionarea pe baza presiunilor convenționale, valorile acestora din urmă sunt modificate (tabelul III-11).

Tabelul III-11. Presiuni convenționale de calcul pentru terenurile de fundare constituite din pământuri sensibile la umezire având $S_v \leq 0,8$.

Natura pământului	p_{conv} (kPa)			
	Pământuri cu structură naturală, cu densitatea în stare uscată, ρ_{10} , kN/m ³		Pământuri compactate cu densitatea în stare uscată, ρ_{10} , kN/m ³	
	1.35	1.55	1.60	1.70
Nisipos	140...160	170...190	190...210	240...260
Argilos	150...170	190...210	240...260	290...310



Tasarea totală suplimentară prin umezire, S se calculează cu relația:

$$S = I_{mg} + I_{mp} \quad (3.43)$$

unde I_{mg} este tasarea suplimentară prin umezire, sub sarcină geologică și I_{mp} este tasarea suplimentară prin umezire, sub încărcarea transmisă de fundațiile construcțiilor.

Tasarea suplimentară prin umezire sub sarcina geologică, I_{mg} se calculează cu formula:

$$I_{mg} = \sum_{h_{sup}}^{h_{inf}} i_{mg} \cdot h_i \quad (3.44)$$

în care: i_{mg} este tasarea specifică suplimentară prin umezire calculată pentru adâncimea corespunzătoare mijlocului stratului elementar, iar h_i este grosimea stratului elementar de pământ "i", care nu trebuie să depășească 1m.

Dacă se consideră că inundarea se produce după realizarea construcției, se calculează valoarea redusă:

$$i_{mgi} = \varepsilon_{gi} - \varepsilon_{pi} \quad (3.45)$$

unde: ε_{gi} este tasarea specifică a pământului umezit, corespunzătoare presiunii geologice a pământului în stare inundată, σ_{gi} .

$$\varepsilon_{pi} \text{ este tasarea specifică a pământului natural corespunzătoare presiunii } p_i \quad (3.46)$$

$$p_i = \sigma_{gn} + \sigma_z,$$

cu σ_{gn} sarcina geologică a depozitului de loess în stare naturală și σ_z presiunea sub fundație la adâncimea z .

Valorile ε_{gi} și ε_{pi} se determină din curbele de compresiune - tasare pe probe cu umiditatea naturală și în stare inundată (figura III.7).

Valorile h_{sup} și h_{inf} se stabilesc din condiția $\sigma_0 \leq \sigma_{gi}$, unde σ_0 este rezistența structurală. Dacă pe adâncime sunt zone în care $\sigma_0 > \sigma_{gi}$, pe acestea nu se va face însumarea (se consideră $i_{mg} = 0$).

Tasarea suplimentară prin umezire sub încărcarea transmisă de fundație, I_{mp} se calculează cu formula:

$$I_{mp} = \sum_{h=D_f}^{h_{det}} i_{mp} \cdot h_i \cdot m \quad (3.47)$$

în care:



i_{mp} este tasarea specifică suplimentară prin umezire a stratului de pământ de ordinul "i";

h_i - grosimea stratului de pământ de ordinul "i", stabilit ca mai sus;

m - coeficientul condițiilor de lucru

- pentru B (lățimea fundației) $\geq 12m$, se ia egal cu 1
- pentru $B \leq 3m$ se calculează cu formula:

$$m = 0.5 + \frac{1.5(p - \sigma_0)}{100 \text{ kPa}} \quad (3.48)$$

unde p este presiunea medie pe talpa fundației, în kPa și σ_0 rezistența structurală a stratului de loess, în kPa.

- pentru $3m < B < 12m$, se determină prin interpolare între valorile m obținute pentru $B=3m$ și $B=12m$.

Valoarea i_{mp} se calculează pentru fiecare strat elementar pe baza curbelor de compresiune - tasare cu ajutorul relației (figura III.7):

$$i_{mp} = \varepsilon_{pi} - \varepsilon_{gi} \quad (3.49)$$

unde:

ε_{pi} este tasarea specifică a probei inundate de la început (curba "i") pentru presiunea

$$p_i = \sigma_{gi} + \sigma_z;$$

ε_{gi} este tasarea specifică a probei inundate pentru sarcina geologică σ_{gi} .

Însumarea se face pentru toate stratele aflate sub fundație, până la o adâncime h_{def} sub care $\sigma_z < 0,1\sigma_{gi}$.

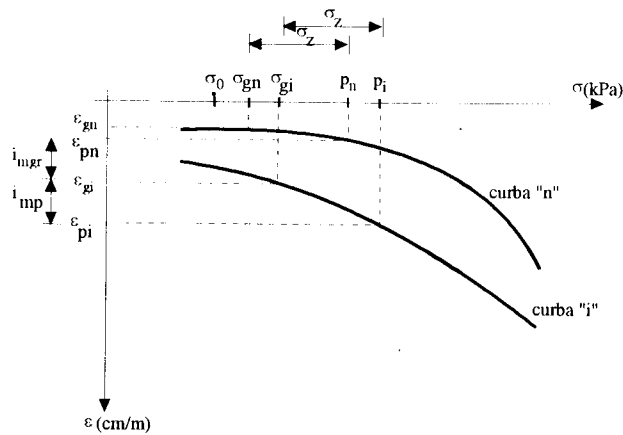


Figura III.7

În cele ce urmează se consideră o fundație pătrată cu latura B , situată la adâncimea de fundare D_f și încărcată cu o presiune brută uniformă q , conform figurii III.8.

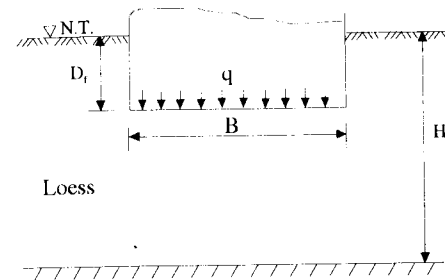


Figura III.8

Pentru a calcula tasarea suplimentară prin umezire sub încărcarea transmisă de fundație se au în vedere următoarele situații:

a) tasarea suplimentară prin umezire în centrul fundației, sub efectul unei inundări generale a terenului (I_{mp0});

b) tasarea suplimentară datorată unei umeziri locale într-un colț al fundației (I_{mpe});

c) tasarea suplimentară datorată unei umeziri locale la mijlocul unei laturi a fundației (I_{mpn});

d) tasarea relativă diferențială, respectiv înclinarea construcției, ca urmare a umezirii locale conform cazului precedent.

Pentru calcul, pe lângă cunoașterea greutății specifice a pământului (γ_s), este necesară determinarea porozității și umidității sale în stare naturală (n_n, w_n) și după umezire (inundare) (n_i, w_i).

Valorile sarcinii geologice se calculează cu expresiile:

$$\sigma_{gi} = \gamma_i (D_f + z_i) \quad (3.50)$$

$$\sigma_{gn} = \gamma_n (D_f + z_i)$$

unde γ_i este greutatea volumică în stare inundată, iar γ_n greutatea volumică în stare naturală.

Pentru situația a) - tasarea (medie) în centru - valoarea efortului unitar σ_z se calculează cu relația:

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot q_{net} = \alpha_0 (q - \gamma_n \cdot D_f) \quad (3.51)$$

în care α_0 este un coeficient de reducere, în funcție de raportul laturilor fundației, L/B și de raportul z/B . Coeficientul este valabil pentru presiuni uniforme distribuite pe talpă și poate fi luat din tabelul 5, STAS 3300-85.

Pentru situația (b) - tasarea la colțul fundației - efortul σ_z se calculează cu relația:

$$\sigma_z = \alpha_c \cdot q_{net} = \alpha_c (q - \gamma_n \cdot D_f) \quad (3.52)$$

în care coeficientul α_c este stabilit pentru o verticală situată sub colțul fundației și poate fi luat din tabelul 8, STAS 3300 - 85.

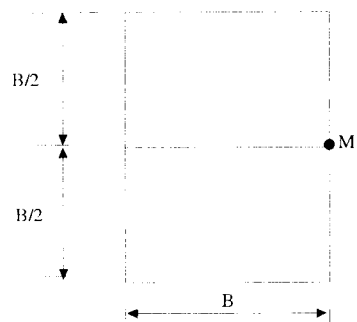


Figura III.9

Pentru situația (c) - tasarea la mijlocul laturii - valoarea σ_z se stabilește astfel: se împarte aria fundației în două dreptunghiuri alăturate, pentru fiecare punctul căutat M aflându-se în colț (figura III.9). Coeficientul α'_c se calculează pentru fiecare dreptunghi tot cu ajutorul tabelului 8 din STAS 3300 - 85, raportul L/B fiind de data aceasta egal cu 2, iar pentru valorile z_1/B socotindu-se $2z_1/B$. Valoarea efortului σ_z se obține prin însumare.

Tasarea relativă a fundației în ipoteza (d), în care pământul s-ar umezi și s-ar tasa numai la mijlocul unei laturi, se exprimă prin înclinarea tălpii sub forma:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{I_{mpm}}{B} \quad (3.53)$$

în care I_{mpm} este tasarea suplimentară prin umezire la mijlocul unei laturi, stabilită pentru situația (c).

d) Ținând seama de valoarea obținută la punctul c), tasarea relativă este dată de relația:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{I_{mpm}}{B} \quad (3.53)$$

Reprezentarea grafică a eforturilor verticale σ_{gn} și σ_{gi} (înainte și după inundare) și σ_z (în cele trei situații) se face la scări convenabile (de exemplu 1:100 pentru adâncimi și $1\text{cm}=0.25\text{ daN/cm}^2$ pentru eforturi) obținându-se o diagramă ca în figura III.10.

Valorile tasărilor probabile calculate se compară cu cele admisibile prevăzute în STAS 3300 pentru categoriile de construcții respective; în cazul când aceste valori sunt depășite, este necesară luarea de măsuri pentru prevenirea și combaterea tasărilor suplimentare prin umezire a terenului.

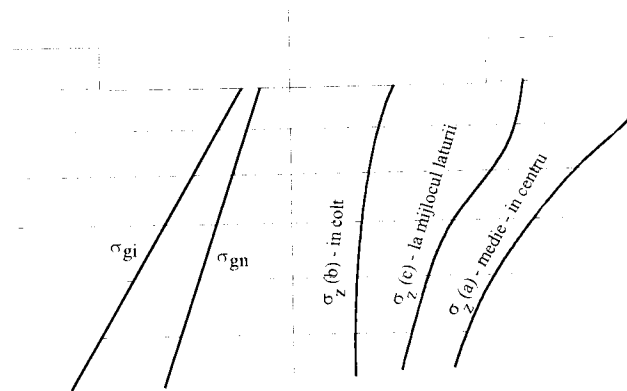


Figura III.10



IV. CALCULUL UNEI FUNDAȚII CONTINUE PRIN METODA WINKLER

IV.1. ELEMENTE CONSTRUCTIVE

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

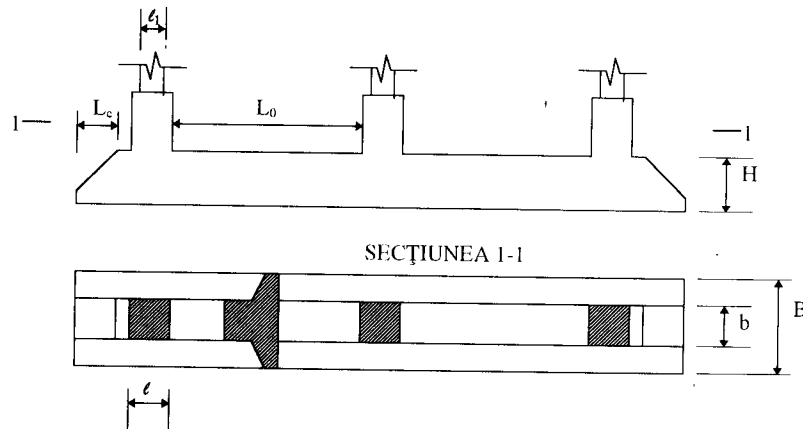


Figura IV.1

În secțiune transversală grinzile se fac de regulă sub forma prezentată în figura IV.2, fiind alcătuită din grinda propriu-zisă cu secțiune dreptunghiulară și o placă de bază dezvoltată simetric față de grindă, în consolă.

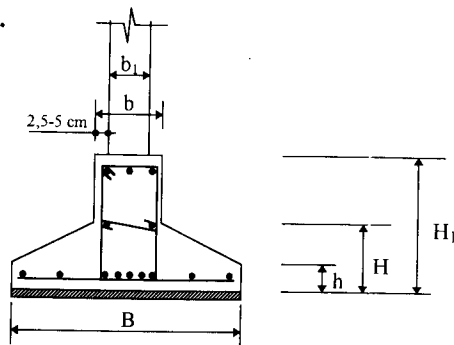


Figura IV.2

Recomandări:

- Se consideră dimensiunile stâlpilor (b_1 , l_1) cunoscute din dimensionarea suprastructurii;
- Înălțimea grinzii $H_1 = \left(\frac{1}{4} \dots \frac{1}{6}\right) L_0$;
- Placa de la partea inferioară a grinzii se realizează orizontală ($H = h$) doar dacă aceasta are o grosime de maxim 0,30 m. Peste această înălțime ea se va realiza în pantă;
- Înălțimea H a plăcii în dreptul grinzii se ia astfel încât $H = (0,25 \dots 0,35) B$, oricum mai mare de 0,30 m;
- Înălțimea h a plăcii la exterior $h = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2}\right) H$, oricum de cel puțin 0,20 m;
- Lățimea la partea superioară rezultă din condiția ca în jurul stâlpilor să se realizeze o banchetă orizontală de 2,5 - 5 cm;
- Funcție de lățimea B a plăcii, înălțimea poate să rezulte egală cu înălțimea grinzii ($H = H_1$);
- Lungimea consolelor $L_c = (0,25 \dots 0,30) L_0$.

Armarea grinzilor continue sub stâlpi se face cu armături longitudinale și transversale. Procentul minim de armare pentru armătura longitudinală din oțel cu profil periodic (PC) este de 0,10 % din secțiunea utilă iar pentru cea transversală din oțel OB 37 este de 0,05 %.

Momentele încovoietoare la care se dimensionează armătura longitudinală se iau în secțiunile de la fețele stâlpilor. În secțiunile în care placa grinzii este comprimată, calculul se face ca pentru o secțiune T. Toată armătura longitudinală de rezistență se amplasează în inima grinzii.

De o parte și de alta a grinzii se prevăd în placa acesteia armături longitudinale de repartiție cu o secțiune pe ml de cel puțin 10 % din armătura transversală de rezistență a plăcii pe ml dar minim $3\phi 8/m$. Această armătură poate fi luată în calcule pentru preluarea momentelor pe reazeme.

Armarea plăcii grinzii se realizează cu plase sudate în toate situațiile când este posibil.



IV.2. ELEMENTE DE CALCUL

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

$$p = K_s \cdot y \quad (4.1)$$

În care K_s este denumit coeficient de pat. Valoarea acestui coeficient se determină experimental, fiind funcție de natura terenului, valoarea încărcării cât și de mărimea și forma fundației. Unele valori orientative ale acestuia pentru solicitări statice sunt prezentate în tabelul IV-1.

Tabelul IV-1

Nr. crt.	Natura terenului	K_s (kPa / m)
1	Pământuri mîloase, umpluturi necompactate, pământuri argiloase plastic curgătoare-plastic moi, nisipuri afânate	1000...5000
2	Umpluturi compactate, pământuri argiloase plastic consistente, nisipuri de îndesare medie	5000...30000
3	Pământuri argiloase plastic vîrtoase, nisipuri îndesate	50000...100000
4	Argile tari, pietrișuri, bolovănișuri	100000...200000

De asemenea coeficientul de pat se poate determina cu relația (conform P10/86):

$$K_s = k_m \frac{E}{a(1-\nu^2)}$$

unde:

k_m este un coeficient ce ține seama de raportul între lungimea și lățimea de contact a grinzii, dat în tabelul IV-2;

E - modulul de deformație liniară a terenului;

ν - coeficientul de deformație liniară a terenului;

a - semilățimea suprafeței de contact a grinzii;

b - semilungimea suprafeței de contact a grinzii.

Tabelul IV-2

b/a	k_m	\bar{b}/a	k_m
1,00	0,5283	6,00	0,2584
1,25	0,4740	7,00	0,2465
1,50	0,4357	8,00	0,2370
1,75	0,4070	9,00	0,2292
2,00	0,3845	10,00	0,2226
2,25	0,3663	20,00	0,1868
2,50	0,3512	30,00	0,1705
2,75	0,3385	40,00	0,1606
3,00	0,3275	50,00	0,1537
3,50	0,3093	60,00	0,1484
4,00	0,2953	70,00	0,1442
4,50	0,2836	80,00	0,1407
5,00	0,2739	90,00	0,1378
		100,00	0,1353

Pornind de la ecuația diferențială a unei grinzi încovoiate:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + pB = 0 \quad (4.2)$$

și ținând seama de relația de mai înainte, se ajunge la forma:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\lambda \cdot y = 0 \quad (4.3)$$

în care $\lambda = 4 \sqrt{\frac{K_s B}{4EI}}$ (cm^{-1}) cu următoarele notații:

B = lățimea grinzii (cm)

E = modulul de elasticitate al betonului din care este alcătuită grinda. Pentru betonul clasa Bc15 (marca B200) se ia $E = 2,4 \cdot 10^7$ kPa.

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

Soluția generală a ecuației diferențiale (4.3) este:

$$y = e^{\lambda x} (A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad (4.4)$$

Constantele de integrare A, B, C, D se determină punând condițiile de contur:



- dacă se consideră o grindă de lungime infinită, supusă unei încărcări concentrate P într-un punct, din condiția $y = 0$ pentru $x = \pm\infty$ rezultă $A = B = 0$, iar din condiția $\frac{dy}{dx} = 0$ pentru $x = 0$ rezultă $C = D$;

- în continuare, din condiția $T = -P/2$ pentru $x = 0$, știind că $\frac{d^3y}{dx^3} = -\frac{T}{EI}$, rezultă

$$C = \frac{P\lambda}{2K_s B}$$

Cu aceste rezultate, dacă se examinează o grindă infinită acționată de mai multe forțe concentrate P_1, \dots, P_n , prin suprapunerea efectelor se ajunge la următoarele expresii pentru valorile y , T și M într-o secțiune dată:

$$\begin{aligned} y &= \frac{\lambda}{K_s B} \sum P_i \cdot \gamma(\Psi_i) \\ T &= \sum P_i \cdot \beta(\Psi_i) \\ M &= \frac{1}{\lambda} \sum P_i \cdot \alpha(\Psi_i) \end{aligned} \quad (4.5)$$

în care $\Psi = \lambda x$ este un parametru adimensional, respectiv valoarea normalizată a distanțelor reale x , în raport cu factorul lungimii elastice λ .

Introducerea lui ψ permite utilizarea funcțiilor γ , β și α cu valori numerice intabulate pentru valori date ale lui ψ (tabelele IV-3 - IV-5).

Expresiile analitice ale acestor funcții sunt:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1}{2} e^{-\Psi} (\cos \Psi + \sin \Psi) \\ \beta &= \frac{1}{2} e^{-\Psi} \cos \Psi \\ \alpha &= \frac{1}{4} \left[e^{-\Psi} (\cos \Psi - \sin \Psi) \right] \end{aligned} \quad (4.6)$$

În practică este necesar să se calculeze solicitările în grinzi de lungime finită. În acest scop, se poate recurge la metoda "forțelor fictive" introdusă de Bleich. Se procedează astfel:

Grinda reală AB se prelungește de o parte și de alta a extremităților A și B , transformându-se într-o grindă infinită (figura IV.3).

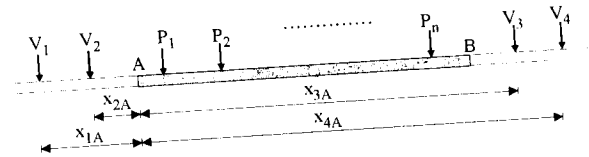


Figura IV.3

În afară de forțele reale care acționează pe porțiunea AB , și anume P_1, P_2, \dots, P_n , pe grindă se mai introduc forțele fictive V_1 și V_2 la stânga lui A și V_3 și V_4 la dreapta lui B . Pentru ca forțele fictive să nu modifice solicitările și deformațiile grinzii AB , dacă capetele grinzii reale sunt libere, va trebui ca în aceste puncte momentele încovoietoare și forțele tăietoare să fie nule. Dacă rezemările capetelor sunt diferite, condițiile la limită sunt și ele diferite.

Presupunând ca grinda reală are capetele A și B libere, pentru determinarea intensității și poziției forțelor fictive se scriu condițiile $M_A = 0$, $T_A = 0$ și $M_B = 0$, $T_B = 0$, ajungându-se astfel la următoarele relații:

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{\sum P_i \alpha_{iA}}{0,052} \\ V_2 &= \frac{\sum P_i \beta_{iA}}{0,160} \\ V_3 &= -\frac{\sum P_i \alpha_{iB}}{0,052} \\ V_4 &= -\frac{\sum P_i \beta_{iB}}{0,160} \end{aligned} \quad (4.7)$$

unde α_i și β_i sunt funcții de $\psi_i = \lambda x_i$, iar x_{iA} și x_{iB} sunt distanțele de la forțele P_i și V_i la extremitățile A și respectiv B ale grinzii reale.

Pozițiile forțelor fictive V_1, \dots, V_4 în raport cu cele două extremități ale grinzii sunt:

$$\begin{aligned} x_{1A} &= -\frac{1,575}{\lambda} \\ x_{2A} &= -\frac{0,785}{\lambda} \\ x_{3B} &= \frac{0,785}{\lambda} \\ x_{4B} &= \frac{1,575}{\lambda} \end{aligned} \quad (4.8)$$



Valorile absciselor x se iau întotdeauna cu semn negativ dacă forțele respective se găsesc la stânga secțiunii considerate și cu semn pozitiv dacă se găsesc la dreapta secțiunii.

În continuare, pentru calculul deformațiilor y și ale solicitărilor T și M în orice secțiune a grinzii finite, se procedează la fel ca pentru grinda infinită, cu precizarea ca în rândul forțelor P din expresiile y , T și M se includ și cele pentru forțe fictive V_1, \dots, V_n , situate la distanțele corespunzătoare.

Tabelul IV-3. 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	0.55	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	3.035	-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-4. 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	0.10	4.930	-0.001
0.740	-0.175	1.525	-0.005	2.600	0.032	3.785	0.009	5.000	-0.001

Tabelul IV-5. 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	0.050	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



V. PROIECTAREA UNUI ZID DE SPRIJIN DE GREUTATE, MONOLIT

V.1. GENERALITĂȚI

Zidurile de sprijin se amplasează de regulă la baza versanților sau taluzurilor și au ca scop principal realizarea unei suprafețe practic verticale pe înălțimea respectivă, preluând totodată împingerea activă a masivului din spate (amonte). Pe lângă aceasta, zidurile asigură, după caz, protecția împotriva eroziunii, degradărilor din îngheț, etc.

În zonele cu versanți instabili, fundația zidurilor trebuie încastrată în formațiunea geologică intactă, stabilă, aflată sub suprafața de alunecare.

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.

Pentru zidurile de sprijin de greutate, materialele cel mai frecvent utilizate sunt betonul simplu și zidăria de piatră.

Secțiunea unui zid de sprijin monolit este în general trapezoidală, cu paramentul amonte al elevației vertical sau foarte înclinat și cu fundația evazată (fig. V.1).

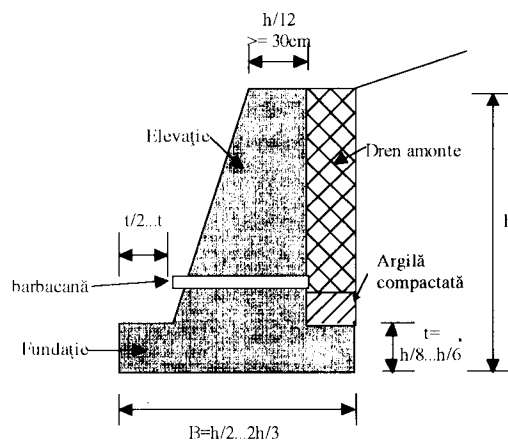


Figura V.1

În amonte de zid se prevede un dren pentru colectarea apelor, executat din material permeabil (pietriș, balast), cu o rigolă la bază, care se descarcă în aval prin barbacane ce traversează elevația zidului.

Zidurile sunt împărțite în tronșoane prin rosturi de tasare, care pătrund până la baza fundației.

În prima fază a proiectării se procedează la o predimensionare, secțiunea transversală a zidului fiind determinată în funcție de înălțimea

totală h , conform figurii V.1. Secțiunea aleasă este apoi supusă unor verificări de stabilitate, așa cum se va arăta mai departe.

V.2. ELEMENTE DE CALCUL

Zidurile de sprijin de greutate sunt construcții masive, care rezistă prin propria lor greutate la împingerea activă a pământului. Aceasta se poate calcula cu ajutorul teoriei lui Coulomb, prin metoda analitică Rankine sau grafo-analitic prin metoda Culmann.

V.2.1. Calculul împingerii active a pământului din spatele zidului. Metoda Rankine

Accastă metodă presupune următoarele ipoteze:

- peretele zidului de sprijin este vertical;
- suprafața terenului natural este orizontală;
- frecarea între zid și pământ se neglijează.

În aceste condiții, împingerea activă a unui masiv necozziv se poate calcula conform figurii V.2.

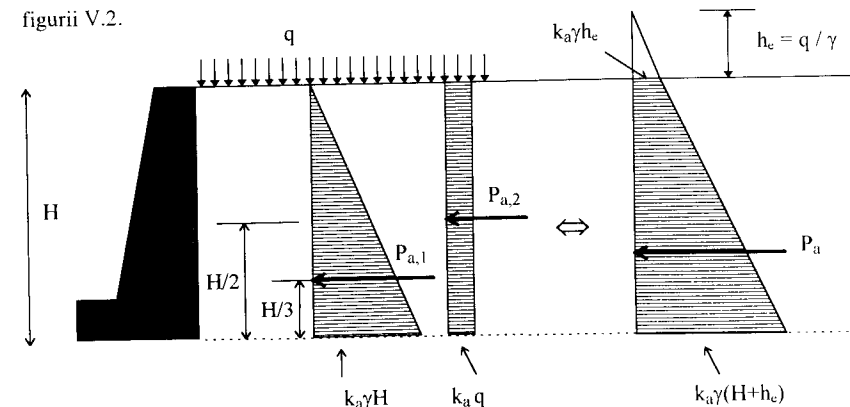


Figura V.2

Astfel: $P_{a,1}$ este împingerea activă datorată sarcinii geologice iar $P_{a,2}$ rezultată din suprasarcină iar k_a este coeficientul de împingere activă :

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) \quad (5.1)$$

De aici rezultă valoarea împingerii totale:

$$P_a = P_{a,1} + P_{a,2} = k_a \gamma H^2 / 2 + k_a q H \quad (\text{kN}). \quad (5.2)$$



V.2.2. Calculul împingerii active a pământului din spatele zidului. Teoria Coulomb.

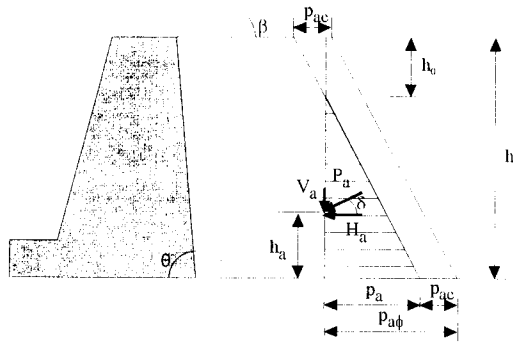


Figura V.3

În cazul unui pământ coeziv, presiunea activă p_a la nivelul tălpii este dată de (figura V.3):

$$p_a = p_{a\phi} - p_{ac} \quad [\text{kPa}] \quad (5.3)$$

în care:

- $p_{a\phi}$ = presiunea corespunzătoare frecării interne a pământului;
- p_{ac} = aportul coeziunii.

Ținând seama de elementele geometrice și de frecarea pământ/beton, valoarea $p_{a\phi}$ este dată

de relația:

$$p_{a\phi} = \frac{\sin \theta}{\cos \delta} \gamma h K_a, \quad [\text{kPa}] \quad (5.4)$$

în care:

θ = unghiul față de orizontală al paramentului amonte al zidului;

δ = unghiul de frecare pământ/beton;

γ = greutatea volumică a pământului din spatele zidului $[\text{kN/m}^3]$;

K_a = coeficientul împingerii active a pământului;

$p_{ac} = 2c\sqrt{K_a}$ $[\text{kPa}]$ cu c = coeziunea pământului din spatele zidului $[\text{kPa}]$.

Conform metodei Coulomb, coeficientul K_a este dat, în acest caz, de relația:

$$K_a = \frac{1}{\sin(\theta - \delta) \sin^2 \theta} \frac{\sin^2(\theta + \Phi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}}\right]^2} \quad (5.5)$$

în care:

Φ = unghiul de frecare internă a pământului;

β = unghiul față de orizontală al suprafeței terenului în amonte.

Valoarea înălțimii h_0 la care se anulează împingerea activă este dată de relația:

$$\frac{h_0}{h} = \frac{p_{ac}}{p_{a\phi}} \quad \text{de unde } h_0 = h \frac{p_{ac}}{p_{a\phi}} \quad [\text{m}] \quad (5.6)$$

Neținând seama de porțiunea cu presiuni negative, valoarea împingerii active totale P_a pe un metru liniar de zid va fi:

$$P_a = \frac{1}{2} (h - h_0) p_a \quad [\text{kN/m}] \quad (5.7)$$

având componentele :

- pe orizontală $H_a = P_a \cos \delta$ $[\text{kN/m}]$

- pe verticală $V_a = P_a \sin \delta$ $[\text{kN/m}]$.

Înălțimea punctului de aplicare al împingerii P_a , măsurată de la talpa fundației, este:

$$h_a = \frac{1}{3} (h - h_0) \quad [\text{m}] \quad (5.8)$$

În cazul unui masiv de pământ necoeziv, diagrama împingerii se manifestă pe toată înălțimea zidului și $p_a = p_{a\phi}$.

V.2.3. Calculul împingerii active a pământului din spatele zidului. Metoda Culmann

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

Pentru construirea epurei Culmann se reprezintă printr-un segment vertical, la scară, planul AB pe care se consideră că se exercită împingerea (Fig. V.4).

Din punctul B de la baza zidului se trasează dreapta de referință BC, înclinată cu unghiul Φ față de orizontală, până ce întâlnește în C linia terenului natural.

Se trasează apoi, tot prin punctul B, dreapta de orientare Δ , înclinată cu unghiul $\Phi = \theta - \delta$ față de dreapta de referință. Unghiul de frecare între zid și umplutură se recomandă a se lua $\delta = (1/3 - 2/3) \Phi$.



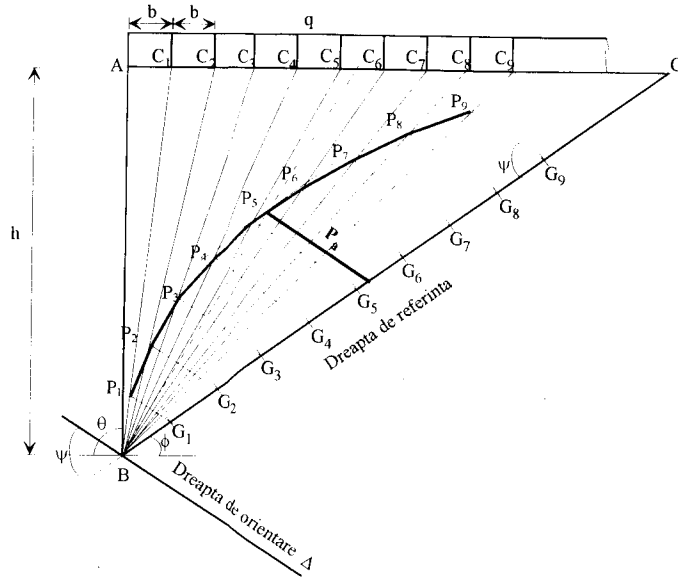


Figura V.4

În continuare pe linia terenului natural se stabilesc punctele C_1, C_2, C_3, \dots la distanțe egale b ; unind aceste puncte cu cel de bază B se definesc porțiuni prismatice din masivul de umplură având secțiunile $ABC_1, C_1BC_2, C_2BC_3, \dots$ ale căror arii sunt egale cu $\frac{1}{2} \cdot h \cdot b$. Distanța b , rotunjită, se ia aproximativ egală cu $0,1 h$.

Se calculează apoi greutatețile prismelor astfel obținute, inclusiv suprasarcinile aferente, cu relațiile:

$$\begin{aligned} G'_1 &= \gamma \cdot A_{ABC_1} \cdot 1 + q \cdot \overline{AC_1} \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot 1 + q \cdot b \cdot 1 \\ G'_2 &= \gamma \cdot A_{C_1BC_2} \cdot 1 + q \cdot \overline{C_1C_2} \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot 1 + q \cdot b \cdot 1 \\ G'_3 &= \gamma \cdot A_{C_2BC_3} \cdot 1 + q \cdot \overline{C_2C_3} \cdot 1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot 1 + q \cdot b \cdot 1 \\ &\dots \dots \dots \end{aligned} \quad (5.9)$$

Se observă că, în cazul de față, $G'_1 = G'_2 = G'_3 = \dots$

În vederea calculării împingerii după planele BC_1, BC_2, \dots , pentru stabilirea valorii maxime, începând din punctul B se plasează pe dreapta de referință, la o scară convenabilă a forțelor, greutatețile G_1, G_2, G_3, \dots date de:

$$\begin{aligned} G_1 &= G'_1 \\ G_2 &= G'_1 + G'_2 \\ G_3 &= G'_1 + G'_2 + G'_3 \\ &\dots \dots \dots \\ G_n &= \sum_{i=1}^n G'_i \end{aligned} \quad (5.10)$$

Reprezentarea greutateților G_i se face cu originea în B .

Se recomandă ca scara forțelor să se aleagă astfel încât G'_i să fie reprezentată printr-un segment cu lungimea cuprinsă între $1,2b$ și $1,5b$.

Din extremitățile forțelor G_1, G_2, G_3, \dots se trasează segmente paralele cu dreapta de orientare D până ce se intersectează razele corespunzătoare BC_1, BC_2, BC_3, \dots obținându-se astfel punctele P_1, P_2, P_3, \dots (Fig. V.4). Segmentele $G_1P_1, G_2P_2, G_3P_3, \dots$ reprezintă, la scara forțelor, împingerile pe AB corespunzătoare unor planuri de cedare având direcțiile BC_1, BC_2, BC_3, \dots . Curba împingerilor posibile se trasează unind punctele P_1, P_2, P_3, \dots

Valoarea împingerii active P_a se obține ducând, la curba împingerilor, o tangentă paralelă cu dreapta de referință BC și unind punctul de tangență cu această dreaptă printr-un segment paralel cu dreapta de orientare.

Cunoscând valoarea împingerii active totale P_a (măsurată la scara forțelor), diagrama trapezoidală de repartiție a presiunilor pe planul AB se construiește determinând valorile presiunilor active p_{aA} și p_{aB} în punctele A și respectiv B , prin rezolvarea sistemului de ecuații:

$$\begin{aligned} \frac{p_{aA} + p_{aB}}{2} \cdot h &= P_a \\ \frac{p_{aA}}{p_{aB}} &= \frac{h_e}{h_e + h} \quad \left(\text{unde } h_e = \frac{q}{\gamma} \right) \end{aligned} \quad (5.11)$$

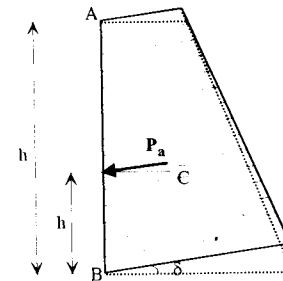


Figura V.5

Punctul de aplicație a rezultantei P_a se poate obține determinând grafic centrul trapezului împingerilor (considerate orizontale); diagrama reală a împingerilor este însă înclinată cu unghiul Φ față de normala la planul AB (Fig. V.5).



V.2.4. Verificarea zidului la alunecare pe talpă

În cazul în care talpa zidului este orizontală, coeficientul de siguranță la alunecare se determină cu relația:

$$F_{sl} = \frac{S}{H_a} = \frac{\mu N}{H_a}, \quad (5.12)$$

(a se vedea și fig. V.6) în care N și H_a sunt rezultantele forțelor verticale, respectiv orizontale care acționează pe secțiunea considerată (aici talpa) (din gruparea fundamentală de calcul), iar μ este un coeficient de frecare (alunecare) ale cărui valori sunt date în tabelul V-1., în funcție de natura pământului de sub zid.

Tabelul V-1

Denumirea pământului	μ
Argile cu $0,25 < I_c < 0,5$	0,20
Argile cu $0,5 \leq I_c < 0,75$	0,25
Argile cu $I_c \geq 0,75$	0,30
Argile nisipoase, nisipuri argiloase și pământuri prăfoase	0,30
Nisipuri fine	0,40
Nisipuri mijlocii și mari	0,45
Pietrișuri și bolovănișuri	0,50
Terenuri stâncoase	0,60

Valoarea F_{sl} trebuie să fie cel puțin 1.3...1.5.

Pentru îmbunătățirea condițiilor de stabilitate din acest punct de vedere, talpa zidului poate fi înclinată din aval spre amonte cu un unghi α , care nu poate depăși de regulă 10° (fig. V.6). În acest caz, coeficientul de siguranță devine:

$$F_{sl} = \frac{\mu(N \cos \alpha + H_a \sin \alpha)}{H_a \cos \alpha - N \sin \alpha} \quad (5.13)$$

De obicei, verificarea la alunecarea pe talpă este condiția de stabilitate cea mai exigentă.

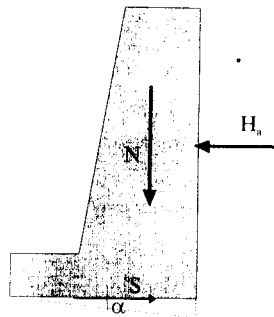


Figura V.6.

V.2.5. Verificarea presiunilor pe teren

Forțele care acționează asupra zidului sunt:

- greutatea proprie, verticală;
- împingerea pământului, orizontală sau înclinată.

În consecință, secțiunea de la baza zidului, la contactul cu terenul de fundare, este supusă unei compresiuni excentrice. Admițând variația liniară a presiunii pe talpă, valorile extreme ale acestei presiuni (fig. V.7) sunt date de:

$$p_{\max/\min} = \frac{\sum N}{B \cdot l} \pm \frac{M_0}{l \cdot B^2} = \frac{\sum N}{B} \pm \frac{6M_0}{B^2}, \quad [\text{kPa}] \quad (5.14)$$

în care:

$\sum N$ = suma tuturor forțelor verticale;

B = lățimea tălpii zidului;

M_0 = momentul tuturor forțelor (greutăți, împingere) în raport cu punctul O de la mijlocul tălpii.

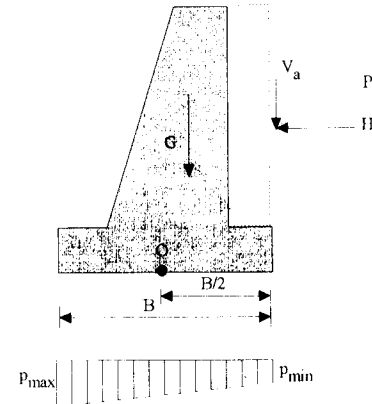


Figura V.7

Presiunile pe talpă calculate din gruparea fundamentală trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

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

$$p_{\max} \leq 1,2 p_{\text{conv}} \quad (5.15)$$

$$p_{\min} \geq 0$$

în care p_{conv} este presiunea convențională de calcul, determinată conform prevederilor STAS 3300.

Pentru gruparea specială de încărcări presiunea efectivă maximă trebuie să îndeplinească condiția $p_{\text{ef max}} \leq 1,4 p_{\text{conv}}$.



Relația $p_{\min} \geq 0$ exprimă condiția ca rezultanta forțelor P_a și $\sum N$ să se situeze în treimea mijlocie a tălpii, respectiv excentricitatea $e = \frac{M_0}{\sum N} \leq \frac{B}{6}$.

V.2.6. Verificarea stabilității la răsturnare

Sub acțiunea împingerii active P_a , cunoscută ca poziție, direcție și mărime, zidul se poate răsturna (roti) în jurul punctului A de la extremitatea aval a tălpii (fig. V.8).

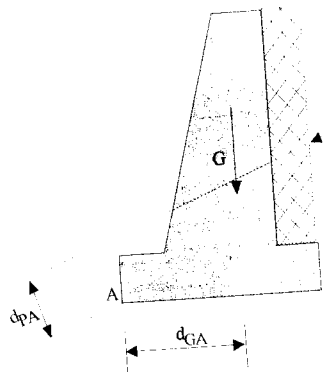


Figura V.8

respectiv de la forța de împingere activă până la punctul A. Din acest punct de vedere se cere ca $F_{sr} > 1,5 \dots 2$.

V.2.7. Verificarea zidului la acțiuni seismice

În timpul acțiunii seismice, elementele de susținere sunt acționate suplimentar față de solicitarea statică, de forțele de inerție ale prismelor de pământ ce le susțin.

Calculul împingerii active a pământului în condiții seismice se poate realiza cu metoda Mononobe - Okabe, prezentată în Îndrumătorul tehnic provizoriu C 239-92.

Rezultanta împingerii active seismice pentru un masiv coeziv se calculează cu formula:

$$P_{as} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{as} - 2cH \sqrt{K_{as}} \quad (5.17)$$

în care:

γ - greutatea volumică a pământului,

H - înălțimea zidului de sprijin

c- coeziunea pământului

K_{as} - coeficientul împingerii active seismice:

$$K_{as} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2(\Phi - \Psi - \alpha)}{\cos \Psi \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \Psi)} \times \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta - \Psi)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta + \alpha + \Psi)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (5.18)$$

k_v - coeficientul seismic pe direcție verticală, egal cu raportul între componenta verticală a accelerației maxime seismice și accelerația gravitațională. În cazul în care nu se cunoaște accelerația seismică verticală, se poate considera $k_v = 0,5 k_h$. Coeficientul seismic pe direcție verticală poate avea valori pozitive sau negative. De regulă, în cazul zidurilor de sprijin, se ia în considerare, în sens acoperitor, valoarea negativă a lui k_v , fie $k_v = 0$.

k_h - coeficientul seismic pe direcție orizontală, egal cu raportul între accelerația maximă orizontală a mișcării seismice și accelerația gravitațională. În cazul în care nu se cunosc aceste valori, se poate lua egal cu K_s (vezi paragraful II.2.1 și anexa).

Φ - unghiul de frecare internă al pământului

$$\Psi = \text{tg}^{-1} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = \text{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (5.19)$$

α - unghiul pe care planul perete - pământ îl face cu un plan vertical

β - unghiul făcut de suprafața liberă a terenului și orizontala

δ - unghiul de frecare dintre perete și pământ, $\delta = (1/3 - 2/3)\Phi$.

În cazul în care există o suprasarcină uniform distribuită q , pe suprafața înclinată a terenului din spatele zidului, împingerea seismică produsă de aceasta se calculează cu formula:

$$P_{as,q} = \frac{q \cdot H \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} K_{as} \quad (5.20)$$

Valoarea $P_{as,q}$ se adaugă la rezultanta P_{as} calculată cu formula (5.17).

Punctul de aplicație al rezultatelor împingerii active, P_{as} , se determină ținând seama de punctele de aplicație a componentelor sale, astfel:

a) componenta împingerii active în regim static, P_a , obținută prin înlocuirea în formula a valorilor $k_v = k_h = \Psi = 0$, are punctul de aplicație la H/3 deasupra bazei zidului de sprijin;

b) componenta seismică, $P_s = P_{as} - P_a$, are punctul de aplicare la H/2.

Punctul de aplicație al rezultantei $P_{as,q}$ se determină astfel:

a) componenta statică $P_{a,q}$, determinată din înlocuirea în formula (5.20) a valorilor $k_v = k_h = \Psi = 0$, are punctul de aplicație la H/2;



b) componenta seismică, $P_{sq} = P_{asq} - P_{nq}$ are punctul de aplicare la $0.66H$ de la baza zidului de sprijin.

Efectul seismic se introduce și prin aplicarea unei forte de inerție rezultată din greutatea proprie a zidului de sprijin, pe direcție orizontală și verticală. Pentru calculul acestor valori se utilizează expresiile:

$$F_{ih} = k_h G = K_s G, \quad (5.21)$$

unde K_s este coeficientul seismic luat conform normativului P 100-92 (Figura 1.11) și

$$F_{iv} = k_v G. \quad (5.22)$$

A se vedea deasemenea anexa elaborată de Prof. A. Marcu privind evaluarea acțiunii seismice.

Verificările la alunecare pe talpă, la răsturnare și la presiunile pe teren se realizează ca și în cazul static.

VI. PROIECTAREA UNEI INCINTE DE PALPLANȘE ANCORATE

În vederea realizării unei construcții subterane de mică adâncime (magistrală de canalizare, galerie de metrou, pasaj pietonal, etc) apare necesitatea executării unei săpături deschise cu pereți laterali verticali, sprijiniți cu palplanșe, în general ancorate prin tiranți (pentru reducerea momentelor încovoietoare și asigurarea spațiului liber în incintă).

În figura VI.1 este înfățișată secțiunea transversală curentă a lucrării; înălțimea liberă a palplanșei este h , iar fișa sau adâncimea de înfigere (sub nivelul fundului excavației) se notează cu t .

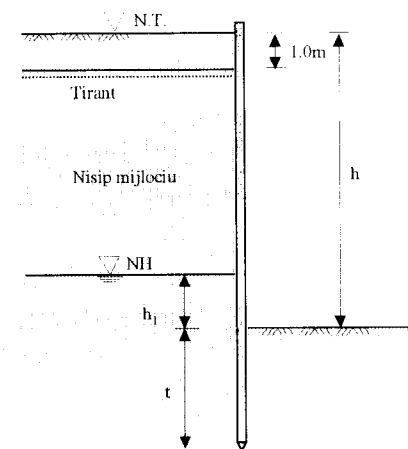


Figura VI.1

Pe terenul natural se consideră că există o suprasarcină uniform repartizată, q (în mod curent se consideră $q=15...20\text{kPa}$).

Calculul palplanșei se efectuează pentru situația premergătoare începerii execuției lucrării, atunci când nivelul apei se găsește la cota N.H.

În cazul de față se consideră că terenul este constituit dintr-un depozit practic uniform de nisip mijlociu în stare de îndesare medie, cărui i se cunosc greutatea specifică γ_s , porozitatea în stare naturală n , umiditatea w (deupra N.H.) și unghiul de frecare internă Φ , coeziunea fiind nulă.

Etapele de proiectare sunt următoarele:



1. Calculul solicitărilor asupra palplanșelor
2. Calculul static al palplanșelor
3. Determinarea fișei
4. Calculul momentului încovoietor maxim în palplanșă
5. Alegerea tipului și dimensiunilor palplanșelor
6. Dimensionarea grinzii de solidarizare
7. Dimensionarea tirantului
8. Stabilirea lungimii tirantului

VI.1. Calculul solicitărilor asupra palplanșelor

Se cunosc datele de bază h , q , γ_s , n , w și ϕ . Cu ajutorul acestora se calculează următorii parametri:

$$\gamma = \left(1 - \frac{n}{100}\right) \cdot \gamma_s \left(1 + \frac{w}{100}\right) \quad [\text{kN/m}^3]$$

$$\gamma' = \left(1 - \frac{n}{100}\right) (\gamma_s - \gamma_w) \quad \text{cu } \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3; \quad [\text{kN/m}^3] \quad (6.1)$$

$$h_c = \frac{q}{\gamma}$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right); \quad K_p = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

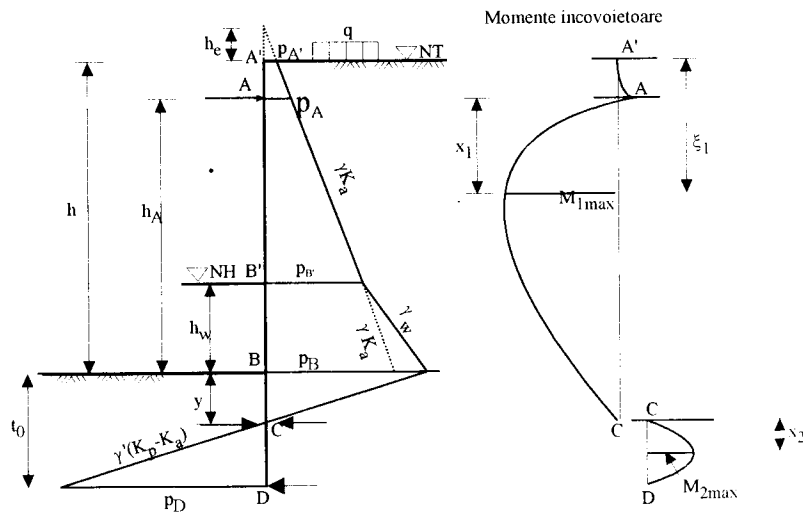


Figura VI.2



Cu schema din figura VI.2 și cu notațiile respective, presiunile exercitate din împingerea pământului și a apei în diferite puncte caracteristice ale palplanșelor se determină cu relațiile:

$$p_{A'} = \gamma \cdot h_c \cdot K_a;$$

$$p_A = \gamma(h_c + h - h_A)K_a;$$

$$p_{B'} = \gamma(h_c + h - h_w)K_a; \quad (6.2)$$

$$p_B = p_{B'} + \gamma h_w K_a + \gamma_w h_w;$$

$$p_C = p_B - \gamma' y (K_p - K_a) = 0$$

Adâncimea y a punctului de împingere nulă este deci:

$$y = \frac{p_B}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (6.3)$$

$$p_D = p_B - \gamma' t_0 (K_p - K_a)$$

VI.2. Calculul static al palplanșelor

Calculul se face pe metrul liniar de palplanșă, utilizându-se metoda grinzii înlocuitoare. Aceasta presupune palplanșa împărțită în două porțiuni independente, $A'C$ și CD , ambele simplu rezemate în A și C și respectiv C și D . În punctul C se consideră că se anulează împingerile (în realitate, acest punct este puțin mai jos); pe această bază se determină, așa cum s-a arătat mai sus, adâncimea y a punctului C .

Pentru calculul reacțiilor R_A și R_C se egalează cu zero momentele în punctele C și respectiv A .

Pentru verificarea calculului numeric se însumează toate solicitările orizontale.

VI.3. Determinarea adâncimii de înfigere "t" a palplanșelor

Cunoscând valoarea reacțiunii R_C , se consideră grinda inferioară CD și se anulează momentul tuturor forțelor în punctul D ; din ecuația respectivă se deduce adâncimea de calcul t_0 .

Fișa efectivă a palplanșelor se obține sporind cu 20% fișa de calcul: $t = 1,2t_0$.

Pentru această valoare a fișei palplanșei se verifică stabilitatea la antrenare hidrodinamică. În acest sens, gradientul hidraulic, i trebuie să fie mai mic decât gradientul hidraulic critic, $i_{cr} = \gamma' / \gamma_w$.

Cu notațiile din figura VI.1, gradientul hidraulic se calculează cu formula:



$$i = \frac{h_1}{h_1 + 2t} \quad (6.4)$$

Dacă această condiție nu este verificată, se mărește valoarea fișei.

VI.4. Calculul momentului încovoietor maxim în palplanșe

Pentru porțiunea superioară A'C, poziția momentului încovoietor maxim se stabilește punând condiția anulării forței tăietoare și se determină valoarea x_1 .

Pentru porțiunea inferioară CD se procedează în mod asemănător și se determină x_2 .

Se calculează momentele maxime pe cele două porțiuni, $M_{1\max}$ și $M_{2\max}$, iar momentul maxim pe întreaga palplanșă este cel mai mare dintre ele.

VI.5. Alegerea tipului și dimensiunilor palplanșelor

Cunoscând momentul maxim, modulul de rezistență necesar (pentru un metru liniar de palplanșă) se obține din relația:

$$W_{nec} = \frac{M_{\max}}{\sigma_a} \quad [\text{cm}^3] \quad (6.5)$$

în care rezistența admisibilă $\sigma_a = 210000 \text{ kPa}$.

Folosind tabelul VI-1, în care sunt trecute caracteristicile palplanșelor metalice uzuale, se alege un tip la care $W_x \geq W_{nec}$.

Se precizează ca la palplanșele Larssen, la care îmbinările sunt situate în axa medie, trebuie să se reducă modulul W_x cu 25% dacă profilele sunt introduse independent și cu 15% dacă sunt introduse două câte două, sudate, deci $W_x \geq W_{nec}/0.75$ și respectiv $W_x \geq W_{nec}/0.85$.

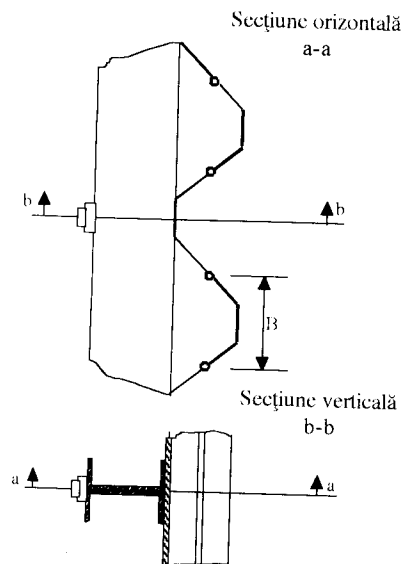
VI.6. Dimensionarea grinzii de solidarizare

Pentru solidarizarea palplanșelor și legătura cu tiranții se adoptă o pereche de grinzi metalice U, dispuse de o parte și de alta a tirantului, ca în Figura VI.3.

Grinda se consideră simplu rezemată între doi tiranți succesivi, prin urmare momentul încovoietor maxim este:

$$M_{g\max} = \frac{R_A \cdot l_0^2}{8} \quad (6.6)$$

întrucât R_A este socotit a acțiunea uniform distribuit pe metrul liniar, iar l_0 este distanța între doi tiranți succesivi, care se ia $l_0 = 1 \dots 3 \text{ m}$ fiind un multiplu de $2B$ ($B = \text{lățimea palplanșei}$).



Întrucât se iau două grinzi U, vom avea:

$$W_{g\text{ nec}} = \frac{M_{g\max}}{2\sigma_a}, \text{ unde } \sigma_a = 140000 \text{ kPa.}$$

Din tabelul VI-2 se alege un profil U cu

$$W_g \geq W_{g\text{ nec}}$$

VI.7. Dimensionarea tirantului

Forța de calcul în tirant se obține cu relația:

$$R_t = K \cdot R_A \cdot l_0 \quad (6.7)$$

unde $K = \text{coeficient de supraîncărcare}$ (de obicei $K=1,5$).

Secțiunea netă necesară a tirantului rezultă din:

$$A_{\text{net nec}} = k \frac{R_t}{\sigma_t}, \quad (6.8)$$

unde σ_t este rezistența de calcul a oțelului din care este confecționat tirantul (pentru PC52 se poate lua $\sigma_t = 290000 \text{ kPa}$ și k este un coeficient de siguranță care poate fi luat egal cu 1.5).

Întrucât secțiunea tirantului este circulară, diametrul net necesar (diametrul efectiv în porțiunile filetate) se obține cu relația:

$$d_{\text{net nec}} = \sqrt{\frac{4A_{\text{net nec}}}{\pi}} \quad (6.9)$$

și în final se adoptă pentru tirant un diametru $d \geq d_{\text{net nec}} + (6 \dots 8 \text{ mm})$.

VI.8. Stabilirea lungimii tirantului

Pentru stabilirea lungimii tirantului, se pun două condiții care să asigure fixarea ancorajului în porțiunea stabilă a masivului din spatele palplanșelor (conform figurii VI.4):



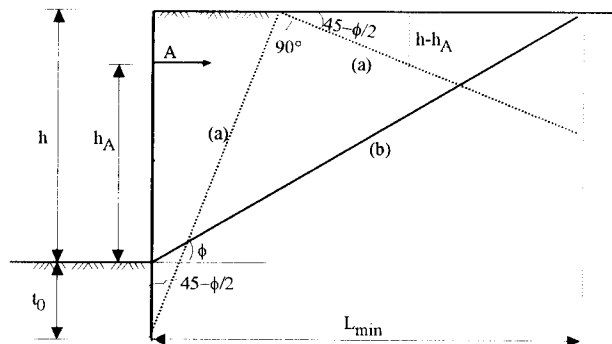


Figura VI.4

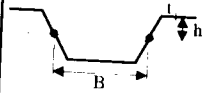
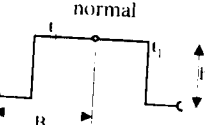
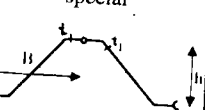
$$a) L_{\min} = (h + t_0) \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\Phi}{2}) + (h - h_A) \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\Phi}{2}); \quad (6.10)$$

$$b) L_{\min} = h \cdot \operatorname{ctg} \Phi. \quad (6.11)$$

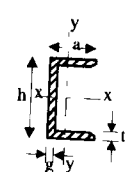
Lungimea tirantului trebuie să fie cel puțin egală cu cea mai mare dintre cele două valori

$$L_{\min}: L_t \geq \max(L_{\min}).$$

Tabelul VI-1. Tipuri uzuale de palanșe metalice

Schița profilului	Denu mire	Dimensiuni (mm)				Masa		pe 1ml perete	
		B	h	t	t _i	g (kg/m)	G (kg/m ²)	W _x (cm ³)	A (cm ²)
	I _c	405	100	6.5	-	30.1	74.4	262	94.6
	I _a	400	126	6.6	-	32.9	82.3	360	105
	31	450	150	9.5	-	45.0	100	460	127
	I	400	150	7.8	-	40.0	100	500	127
	II	400	200	10.0	-	48.8	122	850	156
	III	400	247	14.0	-	62.0	155	1360	193
	IV	400	310	15.5	-	74.8	187	2040	239
V	420	344	21.0	-	100.0	238	2960	300	
VI	420	440	22.0	-	122.0	290	4200	369	
	I _a	425	160	7.0	7.0	37.8	89	600	113.4
	I	425	160	8.0	8.0	42.5	100	700	127.4
	I _a	425	170	10.5	10.5	51.8	122	650	155.4
	II	425	200	9.5	8.5	51.8	122	1100	155.4
	III	400	230	12.0	9.5	62	155	1600	197.5
	IV	400	267	14.0	10.5	74	185	2200	235.7
	O _a	400	100	9.0	9.0	38.0	95	3000	303.2
	O _{av}	400	100	9.5	9.5	39.2	98	374	124.8
	I _v	425	150	12.0	12.0	54.4	128	713	163.1

Tabelul VI-2. Profile de oțel "U"

Schița profilului	Denumi- rea	Dimensiuni (mm)				Secțiune a (cm ²)	Masa (kg/m)	W _x (cm ³)
		h	a	g	t			
	8	80	45	6	8	11.0	8.6	26.5
	10	100	50	6	8.5	13.5	10.6	41.2
	12	120	55	7	9	17.0	13.4	60.7
	14	140	60	7	10	20.4	16.0	86.4
	16	160	65	7.5	10.5	24.0	18.8	116
	18	180	70	8	11	28.0	22.0	150
	20	200	75	8.5	11.5	32.2	25.3	191
	22	220	80	9	12.5	37.4	29.4	245
	24	240	85	9.5	13	42.3	33.2	300
	26	260	90	10	14	48.3	37.9	371
	30	300	100	10	16	58.8	46.2	535



ANEXĂ

elaborată de Prof. dr. ing. Anatolie MARCU

Evaluarea acțiunii seismice pentru calculul stabilității taluzurilor și al lucrărilor de susținere prin metoda pseudostatică

1. În conformitate cu prescripțiile românești pentru proiectarea antisismică a construcțiilor (Normativul P100-92), accelerația maximă a mișcării seismice a terenului neconstruit (considerată cu o perioadă medie de revenire de cca. 50 de ani) se stabilește cu relația:

$$a_{\max} = k_s \cdot g \quad (\text{A.1})$$

în care:

- g este accelerația gravitației terestre;
- k_s - coeficient corespunzător zonei seismice de calcul, indicat pe harta din figura II.11.

2. Forțele de inerție (acțiunile seismice) generate de oscilațiile masivelor de pământ antrenate în mișcarea seismică au o direcție orientată obligatoriu în spațiu. În cazul construcțiilor care pot fi analizate într-un sistem de coordonate bidimensional (ziduri de sprijin, diguri și baraje cu secțiune transversală constantă pe lungimi mari) accelerația seismică este introdusă prin cele două componente:

$$\text{- orizontală: } a_h = k_h \cdot g \quad (\text{A.2})$$

$$\text{- verticală: } a_v = k_v \cdot g \quad (\text{A.3})$$

3. Evaluarea acțiunii seismice pentru metode pseudostatice de calcul, în conformitate cu prenorma europeană Eurocode 8 - Partea 5 (ENV 1998-5:1994)

3.1. Ținând seama de capacitatea de amortizare a masivului de pământ, de defazarea oscilațiilor pe orizontală și pe verticală, precum și de efectele specifice de amplificare în zona superioară a taluzurilor și versanților sau de rigidizare a lucrărilor de susținere, prescripția ENV 1998-5:1994 prevede următoarele valori ale coeficienților seismici:

$$k_h = \alpha \cdot k_s \quad (\text{A.4})$$

$$k_v = 0,5 \cdot k_h \quad (\text{A.5})$$

3.2. În cazul versanților și al taluzurilor, pentru valoarea α se poate admite o variație lineară pe înălțime, astfel:

- la bază: $\alpha = 0,5$
- la partea superioară (coronament):
- $\alpha = 0,5$ - pentru $\beta \leq 15^\circ$
- $\alpha = 0,6$ - pentru $15^\circ < \beta \leq 30^\circ$
- $\alpha = 0,7$ - pentru $\beta > 30^\circ$

unde β este unghiul mediu de înclinare a taluzului (versantului) față de orizontală.

Notă: În calculele practice de stabilitate se poate accepta o valoare medie a coeficientului α , egală cu semisuma valorilor respective pentru bază și partea superioară a taluzului (versantului).

3.3. În cazul lucrărilor de susținere (ziduri de sprijin, pereți murați, pereți de palplanșe, etc.) coeficientul α se adoptă după cum urmează:

- pentru ziduri de sprijin de greutate (în funcție de deplasarea acceptată) - $\alpha = 0,5 \dots 0,67$
- pentru ziduri de sprijin fondate pe piloți, culee de poduri, pereți ancorați sau șpraițuiți $\alpha = 1$

3.4. Valorile k_h și k_v pot servi direct în calculul stabilității taluzurilor și versanților sau al presiunii active sau pasive a pământului, precum și pentru determinarea acțiunilor seismice: orizontală (S_h), respectiv verticală (S_v) cu relațiile:

$$S_h = k_h \cdot G \quad (\text{A.6})$$

$$S_v = k_v \cdot G \quad (\text{A.7})$$

în care G este rezultanta încărcărilor gravitaționale.

4. Reduceri ale coeficientului seismic k_h în raport cu k_s , comparabile cu cele arătate la pct.

3.1...3.3 sunt prevăzute și în forma revizuită a Normativului departamental PE 729-92, în care - în funcție de clasa de importanță a construcțiilor hidrotehnice și de zona seismică a amplasamentului - se recomandă valori: $k_h = 0,07 \dots 0,13$.



BIBLIOGRAFIE

1. Andrei, S., Antonescu, I. (1980) - Geotehnică și Fundații vol. I și II, ICB
2. Antonescu, I., Manea, S. (1983) - Îndrumător pentru proiectul de fundații, ICB
3. Manoliu, I. (1984) - Fundații și procedee de fundare, Editura Tehnică
4. Marcu, A. (1991) - Curs de geotehnică și fundații, partea I, ICB
5. Marcu, A., Comeagă, L. (1991) - Îndrumător pentru proiectarea fundațiilor pe piloți, ICB
6. Prișcu, R. Popovici, A. și alții (1980)- Ingineria seismică a marilor baraje, Editura Academiei
7. xxx (1979) - Tabele, grafice și formule pentru proiectarea fundațiilor, Catedra de Geotehnică și Fundații, ICB
8. xxx - STAS 3990-74 - Geotehnică. Terminologie, simboluri, unități de măsură
9. xxx - STAS 3300/2-85 - Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe
10. xxx - P100-92. Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social - culturale, agrozootehnice și industriale.
11. xxx - P10-86. Normativ pentru proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții, INCERC, Bul. Construcțiilor nr. 1/1987
12. xxx - P7-92. Normativ privind proiectarea, executarea și exploatarea construcțiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire, INCERC, Buletinul Construcțiilor nr.2/1993
13. xxx - C239-92. Îndrumător tehnic provizoriu pentru calculul terenului de fundare, al presiunii pământului pe lucrări de susținere și al stabilității taluzurilor și versanților, la acțiuni seismice, INCERC, Buletinul Construcțiilor nr. 3/1993
14. xxx - STAS 10100/0-75. Principii generale de verificare a siguranței construcțiilor
15. xxx - STAS 10101/0-75. Acțiuni în construcții
16. xxx - STAS 10101/0A-77. Acțiuni în construcții. Clasificarea și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale.
17. xxx - PE 729-92. "Normativ departamental pentru clasificarea, gruparea și evaluarea acțiunilor hidrotehnice" (proiect)
18. xxx - ENV 1998 - 5:1994 "Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects"
19. xxx (1997) - Environmental Geotechnics. Report of the ISSMFE TC 5

CUPRINS

I. GENERALITĂȚI PRIVIND ACȚIUNILE ÎN CONSTRUCȚII.....	3
II. PROIECTAREA UNUI DIG DE PĂMÂNT CU SECȚIUNE OMOGENĂ.....	5
II.1. Predimensionarea pantelor taluzurilor digului.....	5
II.2. Verificarea stabilității unui taluz.....	8
II.2.1. Verificarea stabilității taluzului la acțiuni seismice.....	16
II.3. Calculul tasărilor probabile ale terenului sub dig.....	20
II.4. Verificarea stabilității terenului de fundare.....	27
II.5. Specificul calculului depozitelor de deșeuri.....	33
II.5.1. Problematika generală.....	33
II.5.2. Clasificarea depozitelor.....	33
II.5.3. Alcătuirea depozitelor capsulate.....	34
II.5.4. Principii pentru realizarea depozitelor capsulate.....	36
III. PROIECTAREA UNEI FUNDAȚII DIRECTE IZOLATE.....	41
III.1. Principii de proiectare.....	41
III.2. Stabilirea presiunii convenționale de calcul.....	43
III.3. Stabilirea dimensiunilor bazei fundației directe.....	45
III.4. Proiectarea fundației directe izolate.....	46
III.4.1. Fundație de beton simplu cu cuzinet de beton armat.....	46
III.4.2. Fundație elastică (talpă) de beton armat.....	48
III.5. Calculul tasării probabile a fundației directe izolate.....	52
III.6. Calculul terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă.....	58
III.7. Calculul tasării suplimentare prin umezire în cazul amplasării fundației pe loess.....	60
IV. CALCULUL UNEI FUNDAȚII CONTINUE PRIN METODA WINKLER.....	66
IV.1. Elemente constructive.....	66
IV.2. Elemente de calcul.....	68
V. PROIECTAREA UNUI ZID DE SPRIJIN DE GREUTATE, MONOLIT.....	74
V.1. GENERALITĂȚI.....	74



V.2. ELEMENTE DE CALCUL.....	75
V.2.1. Calculul împingerii active a pământului din spatele zidului. Metoda Rankine	75
V.2.2. Calculul împingerii active a pământului din spatele zidului. Teoria Coulomb.....	76
V.2.3. Calculul împingerii active din spatele zidului. Metoda Culmann.....	77
V.2.4. Verificarea zidului la alunecare pe talpă	80
V.2.5. Verificarea presiunilor pe teren.....	81
V.2.6. Verificarea stabilității la răsturnare	82
V.2.7. Verificarea zidului la acțiuni seismice.....	82
VI. PROIECTAREA UNEI INCINTE DE PALPLANȘE ANCORATE	85
VI.1. Calculul solicitărilor asupra palplanșelor.....	86
VI.2. Calculul static al palplanșelor.....	87
VI.3. Determinarea adâncimii de înfigere "t" a palplanșelor.....	87
VI.4. Calculul momentului încovoietor maxim în palplanșe	88
VI.5. Alegerea tipului și dimensiunilor palplanșelor.....	88
VI.6. Dimensionarea grinzii de solidarizare.....	88
VI.7. Dimensionarea tirantului	89
VI.8. Stabilirea lungimii tirantului	89
ANEXA: Evaluarea acțiunii seismice pentru calculul stabilității taluzurilor și al lucrărilor de susținere prin metoda pseudostatică, autor Prof. Dr. ing. Anatolie Marcu	92
BIBLIOGRAFIE.....	94

