

INSTITUTUL DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI  
CATEDRA DE GEOTEHNICĂ ȘI FUNDATII

TABELE GRAFICE ȘI FORMULE  
PENTRU  
PROIECTAREA FUNDATIILOR

1979

In ședința de catedră din ziua de 2 iunie 1979 s-a discutat conținutul lucrării "Tabele, grafice și formule pentru proiectarea fundațiilor" și s-a aprobat multiplicarea pe plan local. Nu conține date secrete sau brevetabile.

### PREFATA

Lucrarea "Tabele, grafice și formule pentru proiectarea fundațiilor" este destinată activității aplicative la seminarii, proiecte de an și proiectul de diplomă, pentru studenții facultăților cu profil de construcții, atât la secțiile de ingineri, cât și la cele de subingineri.

In cele 9 capitole sînt cuprinse principalele elemente necesare dimensionării fundațiilor, estimării deformațiilor terenului și verificării stabilității maselor de pămînt.

Prin utilizarea judicioasă a materialului prezentat în lucrare, se urmărește diversificarea lucrărilor aplicative a studenților și crearea bazei documentare pentru activitatea creatoare individuală în cadrul atelierelor de proiectare - cercetare în domeniul lucrărilor de fundații.

Conținutul capitolelor a fost selectat și pregătit de colectivul catedrei, după cum urmează :

Cap.1. - Șef lucrări dr.ing. Anotolie Marcu

Cap.2. - Șef lucrări dr.ing. Anotolie Marcu

Cap.3. - Profesor ing. Ion Stănculescu, Șef lucrări dr.ing. Anotolie Marcu

Cap.4. - Șef lucrări dr.ing. Cerneliu Athanasia

Cap.5. - Șef lucrări dr.ing. Ioan Haș, Profesor dr.ing. Silvan Andrei

Cap.6. - Asistent ing. Ion Staicu, Asistent ing. Nicoleta Filipidescu

Cap.7. - Profesor ing. Ion Stănculescu

Cap.8. - Șef lucrări ing. Margareta Pătrinicu

Cap.9. - Șef lucrări ing. Dan Dimitriu, Șef lucrări dr.ing. Mihail Popescu, Conferențiar dr.ing. Iacint Manuila.

Pentru prezentarea unitară, redactarea finală a fost făcută de Profesor inginer Ion Stănculescu.

C U P R I N S

pag.

Cap.1. TERMINOLOGIE, SIMBOLURI, UNITATI DE MASURA .....	9
Cap.2. DENUMIREA SI CLASIFICAREA PAMINTURILOR. CARACTERISTICI FIZICO-MECANICE, VALORI UZUALE .....	18
PLANSA 2.I	- Relații cantitative între fazele componente ale pământurilor.
PLANSA 2.II	- Greutăți volumice ale pământurilor.
PLANSA 2.III	- Clasificarea pământurilor necesive.
PLANSA 2.IV	- Clasificarea pământurilor coesive.
PLANSA 2.V	- Clasificarea stării de indesare a pământurilor necesive.
PLANSA 2.VI	- Corelații între rezultate ale penetrometriei statice și dinamice cu indicele de consistență.
PLANSA 2.VII	- Coeficienți de permeabilitate.
PLANSA 2.VIII	- Caracteristici de deformabilitate determinate în laborator și pe teren. Valori de calcul.
PLANSA 2.IX	- Coeficienți de pat pentru sollicitări statice.
PLANSA 2.X	- Factori de proporționalitate pentru mediul Winkler cu coeficient de pat liniar variabil cu adâncimea.
PLANSA 2.XI	- Coeficienți de pat pentru sollicitări dinamice.
PLANSA 2.XII	- Indici ai rezistenței la tăiere.
PLANSA 2.XIII	- Criterii de identificare a pământurilor sensibile la umesire.
PLANSA 2.XIV	- Criterii de identificare a pământurilor argiloase cu contractii mari și a nisipurilor lichefiabile.
Cap.3. STAREA DE EFORTURI SI DEFORMATII IN TEREN .....	22

PLANSA 3.I	- Eforturi unitare sub acțiunea forțelor concentrate și liniar distribuite.
PLANSA 3.II	- Eforturi unitare $\sigma$ sub acțiunea forțelor uniforme $\tau$ distribuite pe suprafețe dreptunghiulare.
PLANSA 3.III	- Eforturi unitare sub acțiunea forțelor uniforme distribuite în figie.
PLANSA 3.IV	- Eforturi unitare $\sigma$ sub acțiunea forțelor distribuite în figie după diagramă triunghiulară.
PLANSA 3.V	- Eforturi unitare $\sigma$ sub acțiunea forțelor distribuite pe o suprafață dreptunghiulară, cu diagramă triunghiulară.
PLANSA 3.VI	- Eforturi unitare $\sigma$ pentru forțe distribuite uniforme pe suprafețe circulare.
PLANSA 3.VII	- Formule de calcul al eforturilor unitare în teren pentru diagrame uzuale de încărcare, în starea plană de eforturi.
PLANSA 3.VIII	- Eforturi unitare în medii stratificate sub acțiunea forțelor distribuite uniforme pe suprafețe circulare.
PLANSA 3.IX	- Tăcarea suprafeței mediului Boussinesq sub acțiunea forțelor concentrate și distribuite uniforme pe suprafețe dreptunghiulare.
PLANSA 3.X	- Tăcarea terenului sub acțiunea forțelor distribuite uniforme pe suprafețe dreptunghiulare.
PLANSA 3.XI	- Tăcarea straturilor deformabile pe suport rigid sub acțiunea forțelor distribuite uniforme pe suprafețe circulare.
PLANSA 3.XII	- Tăcarea terenului considerat ca mediu Boussinesq sub acțiunea forțelor uniforme distribuite pe suprafețe dreptunghiulare sau circulare.
PLANSA 3.XIII	- Consolidarea în timp a pământurilor argiloase saturate.
PLANSA 3.XIV	- Consolidarea uniaxială și radială.
Cap.4. STAREA LIMITA DE EFORTURI IN TEREN .....	27
PLANSA 4.I	- Condiții generale de cedare plastică în eforturi principale.
PLANSA 4.II	- Condiții generale de cedare plastică în eforturi normale și tangențiale.
PLANSA 4.III	- Siguranța față de cedarea plastică.
PLANSA 4.IV	- Presiunea limită de cedare plastică locală.
PLANSA 4.V	- Presiunea limită de proporționalitate încărcare - tăcere.

PLANSA 4.VI	- Presiunea critică de refulare laterală la forțe verticale.	
PLANSA 4.VII	- Presiunea critică de refulare laterală la forțe înclinate.	
PLANSA 4.VIII	- Presiunea critică de refulare laterală în sonă de telus.	
PLANSA 4.IX	- Presiunea critică de refulare laterală pentru medii stratificate ortotrope.	
PLANSA 4.X	- Presiunea critică de refulare laterală în teren stratificat, izotrop.	
Cap.5. STABILITATEA TALUZURILOR SI VERSANTILOR .....		31
PLANSA 5.I	- Condiții de alunecare. Metoda unghiului de tăiere.	
PLANSA 5.II	- Calculul stabilității pentru suprafețe de cedare cilindro-circulare, în teren cu frecare internă și coeziune.	
PLANSA 5.III	- Calculul stabilității pentru terenuri coezive cu frecare nulă la suprafața de cedare cilindro-circulară.	
PLANSA 5.IV	- Metoda fișilor.	
PLANSA 5.V	- Metoda cercului de fricțiune.	
PLANSA 5.VI	- Suprafețe de cedare oarecare și cilindro-circulare, cu acțiunea apei.	
PLANSA 5.VII	- Utilizarea coeficienților de stabilitate.	
PLANSA 5.VIII	- Formule pentru estimarea stabilității taluzurilor în cazul ruperii plane și cilindro-circulare.	
PLANSA 5.IX	- Grafic pentru estimarea stabilității în cazul ruperii plane.	
PLANSA 5.X	- Grafic pentru estimarea stabilității în cazul ruperii cilindro-circulare.	
Cap.6. IMPINGEREA ACTIVA SI REZISTENTA PASIVA A PAMINTULUI .....		36
PLANSA 6.I	- Impingerea activă după Coulomb.	
PLANSA 6.II	- Rezistența pasivă după Coulomb.	
PLANSA 6.III	- Rezistența pasivă cu considerarea suprafețelor compuse de cedare, teren orizontal.	
PLANSA 6.IV	- Rezistența pasivă cu considerarea suprafețelor compuse de cedare, teren înclinat.	
PLANSA 6.V	- Rezistența pasivă după Caquot și Kérisel.	
Cap.7. EXCAVATII PENTRU FUNDATII SUB NIVELUL PERMANENT AL APELOR SUBTERANE .....		38
PLANSA 7.I	- Măsurii pentru evacuarea apelor subterane, domenii de granulozitate pentru coborîrea apelor subterane.	
PLANSA 7.II	- Epuismntul direct.	
PLANSA 7.III	- Coborîrea generală a nivelului apelor subterane prin pompări din puțuri	

PLANSA 7.IV	- Filtre gravitaționale.	
PLANSA 7.V	- Coborîrea nivelului piezometric al pînzilor scvifere sub presiune prin puțuri autodescărătoare.	
PLANSA 7.VI	- Fișa necesară a palplânelor pentru a evita antrenarea hidrodinamică.	
Cap.8. PROIECTAREA FUNDATIILOR DIRECTE DE SUPRAFATA SI DE ADINCIME .....		40
PLANSA 8.I	- Adîncimea minimă de fundare.	
PLANSA 8.II	- Calculul presiunii efective pe talpa fundațiilor rigide.	
PLANSA 8.III	- Considerarea încastrării fundațiilor directe de adîncime.	
PLANSA 8.IV	- Presiuni convenționale de calcul.	
PLANSA 8.V	- Clase de importanță a construcțiilor.	
PLANSA 8.VI	- Valori orientative ale deplasărilor maxime admisibile pentru fundații.	
PLANSA 8.VII	- Fundații izolate, sumar de prescripții de proiectare.	
PLANSA 8.VIII	- Fundații continue sub ziduri, sumar de prescripții de proiectare.	
PLANSA 8.IX	- Tâlpi continue sub stîlpi, sumar de prescripții de proiectare.	
PLANSA 8.X	- Grinzi continue pe medii elastice, mediu Winkler.	
Cap.9. PROIECTAREA FUNDATIILOR PE PILOTI .....		43
PLANSA 9.I	- Capacitatea portantă a piloților izolați, la sollicitări axiale.	
PLANSA 9.II	- Stabilirea încălzirii critice pe baza datelor din încercări dinamice.	
PLANSA 9.III	- Valoarea încălzirii axiale critice pe baza datelor din încercări de penetrometrie statică.	
PLANSA 9.IV	- Estimarea capacității portante a piloților sollicitați axial.	
PLANSA 9.V	- Capacitatea portantă a piloților verticali la sollicitări prin forțe transversale axului.	
PLANSA 9.VI	- Capacitatea portantă a pilotului în grup.	
PLANSA 9.VII	- Calculul forței axiale într-un pilot.	
PLANSA 9.VIII	- Metoda grafică a centrului instantaneu de rotație.	
PLANSA 9.IX	- Metoda centrului elastic.	
PLANSA 9.X	- Încastrarea elastică în teren a piloților, coloanelor și pereților.	
PLANSA 9.XI	- Deplasările și rotirile capului pilotului sau al coloanei din sollicitări unilaterale.	
PLANSA 9.XII	- Stabilirea sollicitărilor ce revin unui pilot din grup.	
BIBLIOGRAFIE .....		46

1. TERMINOLOGIE, SIMBOLURI,  
UNITATI DE MASURA

1.1. Termenii principali utilizați în aplicații ale Geotehnicii sînt, în parte standardizați, ca simboluri și unități de măsură de uz curent. \*)

1.2. Pentru termenii care nu sînt precizați în standarde în prezenta lucrare s-au adoptat denumirile, simbolurile și unitățile de măsură recomandate de Societatea Internațională de Geotehnică și Fundații, sau cele folosite în lucrările de specialitate, de largă circulație în țara noastră.

1.3. Caracteristici ale pămînturilor definitorii pentru alcătuirea lor ca sisteme polifazice.

TABELUL 1.1

Pagini din "Manual" **	Denumire	Simbol	Dimensiuni	Unități de măsură de uz curent
1	2	3	4	5
1.3.1. Greutăți ale unității de volum				
32-34	Greutatea volumică a pămîntului	$\gamma$	F.L. <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
28-38	Greutatea volumică a scheletului ***)	$\gamma_s$	F.L. <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
35	Greutatea volumică în stare uscată	$\gamma_d$	F.L. <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
-	Greutatea volumică în stare saturată	$\gamma_{sat}$	F.L. <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>

\*) v. și STAS 3950-74.

\*\*) În coloana 1 sînt înscrise paginile din "Manualul de Laborator Geotehnic" în care sînt definite mărimile și precizate tehnicile experimentale.

\*\*\*) Pentru calcule curente se poate admite :

$$\begin{aligned} \gamma_w &= 10 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_s &= 26 \text{ kN/m}^3 - \text{ pentru pămînturi nisipoase} \\ \gamma_e &= 27 \text{ kN/m}^3 - \text{ pentru pămînturi argiloase} \end{aligned}$$

1	2	3	4	5
-	Greutatea volumică în stare submersată	$\delta_{\text{sat}}$	F.L <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>
-	Greutatea specifică a apei ***)	$\delta_w$	F.L <sup>-3</sup>	kN/m <sup>3</sup>

1.3.2. Mase ale unității de volum

32-34	Densitatea pământului	$\rho$	M.L <sup>-3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
28-38	Densitatea scheletului	$\rho_s$	M.L <sup>-3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
35	Densitatea în stare uscată	$\rho_d$	M.L <sup>-3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
38	Densitatea în stare submersată	$\rho_{\text{sat}}$	M.L <sup>-3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
-	Densitatea apei	$\rho_w$	M.L <sup>-3</sup>	g/cm <sup>3</sup>

1.3.3. Raport goluri - volum total, goluri-volum fază solidă

19	Porozitate	n	-	%
19	Indicele porilor	e	-	-

1.3.4. Mărimi care definesc starea și capacitatea de indesare a pământurilor nisipoase

39-43	Gradul de indesare	$I_D$	-	-
43	Capacitatea de indesare	$C_i$	-	-

1.3.5. Conținut de apă în stare lichidă, raport volum apă - volum goluri

20-27	Umiditatea	w	-	%
27-28	Gradul de umiditate (de saturație)	$S_r$	-	-

1.4. Caracteristici ale fazei solide.

TABELUL 1.2

1.4.1. Granulozitatea

	Diametru efectiv	$d_{10}$	L	mm
46	Coeeficient de neuniformitate	$U_n$	-	-

1.4.2. Dispersiunea

1	2	3	4	5
	Suprafața specifică	$A_{\text{sp}}$	L <sup>-1</sup>	cm <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup>
	Gradul de dispersie	D	L <sup>-1</sup>	%/cm

1.5. Caracteristici ale naturii și stării fizice a pământurilor argiloase.

TABELUL 1.3

1.5.1. Plasticitatea și relațiile cu apa adsorbită				
67-69	Limita inferioară de plasticitate (Limita de frământare)	$w_p$	-	%
69-76	Limita superioară de plasticitate (Limita de curgere)	$w_L$	-	%
65-66	Indicele de plasticitate	$I_p$	-	-
77	Indicele de activitate	$I_A$	-	-
112-116	Châldura maximă de umezire	$q_{\text{um}}$	-	J/g
130-132	Capacitatea de adsorbție	$C_A$	-	%

1.5.2. Starea de consistență, umflarea - contracția

76-77	Indicele de consistență	$I_C$	-	-
132-133	Limita de contracție	$w_s$	-	%
132-138	Contracția volumică	$C_v$	-	%
137-138	Indice de contracție-umflare	$I_{\text{cu}}$	-	-
128-130	Umflare liberă	$u_L$	-	%

1.5.3. Starea de tensiune a apei din pori, capilaritatea, permeabilitatea, antrenarea hidrodinamică

	Presiunea apei din pori (Presiunea neutră)	u	F.L <sup>-2</sup>	kPa daN/cm <sup>2</sup>
110-111	Sucțiune	s	F.L <sup>-2</sup>	cm col.apă
116-126	Indice sorbțional	pF	-	-

1	2	3	4	5
96-103	Înălțime capilară	$h_c$	L	cm
77-90	Coeficient de permeabilitate	k	$L \cdot T^{-1}$	cm/s m/zi
78-80	Gradient hidraulic	i	-	°
30	Gradient inițial	$i_0$	-	-
90-96	Gradient critic	$i_{cr}$	-	-
91	Forța curentului pe unitatea de volum de pământ	j	$F \cdot L^{-3}$	$kN/m^3$

1.6. Caracteristici mecanice.

1.6.1. Deformabilitate, compresibilitate

1	2	3	4	5
	Modul de deformare liniară	E	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
162	Modul de deformare edometric	M	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
164	Coeficient de compresibilitate	$a_v$	$L^2 P^{-1}$	$1/Pa$ $cm^2/daN$
162	Coeficient de compresibilitate volumică	$m_v$	$L^2 P^{-1}$	$1/Pa$ $cm^2/daN$
162	Indice de compresiune	$C_c$	-	-
	Indice de expansiune	$C_e$	-	-
165-167	Coeficient de consolidare	$c_v$	$L^2 T^{-1}$	$cm^2/s$
	Factor de timp	$T_v$	-	-
	Grad de consolidare	U	-	%
167-168	Deformație specifică prin umedire la presiunea p	$i_{mp}$	-	%
	Rezistența structurală	$P_0$	-	$kPa$ $daN/cm^2$
	Coeficient de tasare (de pat) la solicitări statice	$k_s$	$F \cdot L^{-3}$	$daN/cm^3$

1.6.2. Ruperea prin forfecare

1	2	3	4	5
171-185	Rezistența la forfecare	$\sigma_f$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
172	Coeziunea	c	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
172	Unghiul de frecare interioară	$\phi$	-	grade
202-207	Coeziunea efectivă	$c'$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
202-207	Unghiul de frecare interioară efectivă	$\phi'$	-	grade

1	2	3	4	5
199-201	Coeziunea aparentă (în stare nedrenată)	$c_u$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
199-201	Unghiul de frecare interioară aparentă (în stare nedrenată)	$\phi_u$	-	°

1.7. Starea de tensiuni și deformare în teren

TABEL 1.5

1.7.1. Eforturi unitare

1	2	3	4	5
	Efort unitar normal	$\sigma$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Efort unitar normal efectiv (intergranular)	$\sigma'$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Efort unitar tangențial	$\tau$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Presiunea geologică	$\sigma_g$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Presiunea geologică efectivă (intergranulară)	$\sigma'_g$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Eforturi principale - maxim - intermediar - minim	$\sigma_1$ $\sigma_2$ $\sigma_3$	$F \cdot L^{-2}$	$kPa$ $daN/cm^2$
	Unghiul de deviere a efortului	$\theta$	-	°

1.7.2. Deformații

1	2	3	4	5
	Deformație specifică liniară	$\epsilon$	-	%
	Deformație unghiulară	$\delta$	-	-
	Coeficientul Poisson	$\nu$	-	-

1.8. Presiunea pământului

TABEL 1.6

1	2	3	4	5
	Coeficientul presiunii pământului	K	-	-
	Coeficientul împingerii active	$K_a$	-	-
	Coeficientul rezistenței pasive	$K_p$	-	-
	Coeficientul presiunii în stare de repaos	$K_0$	-	-

1	2	3	4	5
	Unghiul de frecare la contactul teren - construcție	$\delta$	-	$^{\circ}$ grade
	Presiunea pământului - împingere activă - împingere în stare de repaos - rezistență pasivă	$P_a$ $P_o$ $P_p$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$
	Rezultanta presiunii pământului : - împingere activă - împingere în stare de repaos - rezistență pasivă	$P_a$ $P_o$ $P_p$	F	kN
1.9. Elemente pentru estimarea stabilității taluzurilor				
TABEL 1.7				
	Înălțimea taluzului	H	L	m
	Unghiul taluzului cu orizontala	$\beta$	-	$^{\circ}$ grade
	Înălțimea critică	$H_c$	L	m
	Factor de stabilitate	$F_s$	-	-
	Număr de stabilitate	$N_s$	-	-
	Raportul presiunii apei din pori	$r_u$	-	-
1.10. Fundații directe				
TABEL 1.8				
	Lățimea suprafeței de fundare	B	L	m
	Lungimea suprafeței de fundare	L	L	m
	Adâncimea de fundare	$D_f$	L	m
	Presiunea convențională de calcul a terenului de fundare	$P_{conv}$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$
	Presiunea critică pe terenul de fundare	$P_{cr}$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$

1	2	3	4	5
	Coefficient de capacitate portantă : - pentru lățimea suprafeței de fundare - pentru adâncimea de fundare - pentru coeziune	$N_f$ $N_q$ $N_c$	-	-
	Tasarea absolută a fundației	s	L	cm
	Incovoierea relativă a fundațiilor flexibile	f	-	-
	Rotirea fundațiilor	tg $\theta$	-	-
1.11. Fundații pe piloți				
TABEL 1.9				
	Diametrul sau latura secțiunii pilotului	d	L	cm
	Perimetrul secțiunii transversale a pilotului	U	L	m
	Lungimea pilotului	l	L	m
	Fișa pilotului	l'	L	m
	Capacitatea portantă	R	F	kN
	Încărcarea critică	$P_{cr}$	F	kN
	Refuzul la batere	e	L	cm
	Rezistența normată a terenului sub vârful pilotului	$R^n$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$
	Rezistența normată pe suprafața laterală a pilotului	$r^n$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$
	Coefficient al condițiilor de lucru în grupul de piloți (coeficient de utilizare)	$m_u$	-	-
	Capacitatea portantă a pilotului care lucrează în grup	$R_g$	F	kN
1.12. Fundații solicitate dinamic				
TABEL 1.10				
	Modul de deformare liniară la solicitări dinamice	$E_{din}$	$F \cdot L^{-2}$	kPa $daN/cm^2$



1	2	3	4	5
	Modul de deformare transversal la solicitări dinamice	$G_{din}$	$F.L^{-2}$	kPa daN/cm <sup>2</sup>
Coeficienti de cat la solicitari dinamice pentru:	Deplasări uniforme normale la contactul cu terenul.	$G_z$	$F.L^{-3}$	daN/cm <sup>3</sup>
	Deplasări de translație la contactul cu terenul.	$G_x$ $G_y$	$F.L^{-3}$	daN/cm <sup>3</sup>
	Deplasări din rotația fundației	$G_p$	$F.L^{-3}$	daN/cm <sup>3</sup>

**Notă :** Avind în vedere perioada de tranziție de la vechiul sistem de unități de măsură la Sistemul Internațional, perioadă în care se utilizează lucrarea de față, mărimile de bază, pentru presiuni, eforturi unitare și module de deformare au fost redată și în daN/cm<sup>2</sup>, ceea ce permite recordarea ordinelor de mărime determinate în unități SI la cele evaluate cu vechile unități de măsură, încă în uz.

1.13. Corespondență între principalele unități de măsură utilizate în lucrare și în literatura de specialitate

TABEL 1.11

Mărime	Dimensiuni	Denumirea unităților S.I.	Simbol	Echivalența între unitățile SI și unități frecvent utilizate în practică.
Lungime	L	metru	m	1 inch = 2,54 · 10 <sup>-2</sup> m 1 foot = 0,3048 m 1 yard = 0,9144 m
Masă	M	kilogram	kg	1 pound = 0,45359237 kg
Forță	MLT <sup>-2</sup>	Newton = 0,9 kgf	N	1 dynă = 10 <sup>-5</sup> N 1 pound f = 4,44822 N 1 kgf = 9,80665 N 1 kilofound = 10 N
Presiune, Efort unitar, Modul de deformare.	ML <sup>-1</sup> L <sup>-2</sup>	Newton pe m <sup>2</sup> 1 N/m <sup>2</sup> = 1 Pa	Pa	1 kgf/cm <sup>2</sup> = 9,80665 N/cm <sup>2</sup> ≈ 1 daN/cm <sup>2</sup> = 10 <sup>5</sup> Pa 1 bar = 10 <sup>5</sup> N/m <sup>2</sup> = 10 <sup>5</sup> Pa 1 lb/ft <sup>2</sup> = 47,8803 Pa
Masă volumică	ML <sup>-3</sup>		g/cm <sup>3</sup>	1 pound/ft <sup>3</sup> = 1,602 x 10 <sup>-2</sup> g/cm <sup>3</sup> 1 pound/in <sup>3</sup> = 2,768 x 10 g/cm <sup>3</sup>

Greutate volumică	ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup>		N/m <sup>3</sup>	1 tf/m <sup>3</sup> = 9,80665 x 10 <sup>5</sup> N/m <sup>3</sup> = 10 kN/m <sup>3</sup> 1 pound/ft <sup>3</sup> = 0,158 kN/m <sup>3</sup>
Lucru mecanic Moment	ML <sup>2</sup> T <sup>-2</sup>	Joule sau Newton metru 1 Nm = 1 J	J Nm	1 dyn.cm = 10 <sup>-7</sup> Nm 1 lbf.ft = 1,35582 Nm 1 kgfm = 9,80665 Nm

1.14. Prefixe pentru formarea multiplilor și submultiplilor unităților de măsură SI

TABEL 1.12

Prefiul	Simbolul prefixului	Factorul de multiplicare a unității de măsură
kilo	k	1.000
hecto	h	100
deca	da	10
deci	d	0,1
centi	c	0,01
mili	m	0,001

## 2. DENUMIREA SI CLASIFICAREA PAMINTURILOR. CARACTERISTICI FIZICO-MECANICE, VALORI UZUALE.

2.1. Caracteristicii de alcătuire și stare fizică.

2.1.1. Relațiile cantitative între fazele componente ale pământurilor sînt redată în PLANSA 2.I, fig.2.1 și tabelul 2.1.

2.1.2. În lipsa unor date de laborator, obținute prin încercări pe probe prelevate din amplasamentele examinate, pentru estimări preliminare, pot fi utilizate valorile greutateșilor volumice prezentate în PLANSA 2.II, tabelul 2.2.

2.1.3. Pământurile necoezive se caracterizează, ca natură și se clasifică, după granulozitate. Clasificarea pământurilor necoezive și denumirea lor este redată în PLANSA 2,III, tabelul 2.3.

2.1.4. Granulozitatea pământurilor necoezive se califică după valoarea coeficientului de neuniformitate  $U_n$ , conform tabelului 2.4, PLANSA 2.III.

2.1.5. Pământurile coezive se caracterizează, ca natură și se clasifică, în funcție de plasticitate și granulozitate. Clasificarea pământurilor coezive și denumirea lor este redată în PLANSA 2.IV, tabelul 2.5.

Pământurile coezive pot aparține, ca plasticitate, categoriilor indicate în PLANSA 2.IV, tabelul 2.6.

2.1.6. Starea fizică a pământurilor necoezive este caracterizată prin gradul de indesare. Calificarea stării fizice a pământurilor necoezive, după gradul lor de indesare, este redată în PLANSA 2.V, tabelul 2.7.

În mod orientativ, poate fi utilizată corelația dintre starea de indesare și indicele porilor pământului necoeziv, prezentată în PLANSA 2.V, tabelul 2.8.

Pentru caracterizarea stării fizice a pământurilor necoezive, pot fi folosite corelațiile între gradul de indesare  $I_D$  și valoarea rezistenței la penetrare statică pe con  $R_p$ , respectiv numărul de lovituri  $N$  înregistrat la penetrarea dinamică standard prezentată în PLANSA 2.V, tabelul 2.9.

După valoarea capacității de indesare, pământurile necoezive se califică și însoțesc conform tabelului 2.10, PLANSA

\*) Determinate conform STAS 1242/2-76.

\*\*\*) Determinate conform STAS 5198-71.

2.V.

2.1.7. Starea fizică a pământurilor coezive este caracterizată prin consistența lor. Calificarea stării fizice a pământurilor coezive, după valoarea indicelui de consistență, este redată în PLANSA 2.V, tabelul 2.11.

Pentru caracterizarea stării fizice a pământurilor coezive, pot fi folosite, orientativ, corelațiile între indicele de consistență  $I_C$  și valoarea rezistenței la penetrare statică pe con  $R_p$ , respectiv, numărul de lovituri  $N$  înregistrat la penetrarea dinamică standard, prezentate în PLANSA 2.VI, tabelul 2.12.

2.2. Caracteristicii în raport cu apa.

2.2.1. Măsură umplerii cu apă a golurilor dintre particule, este exprimată de valoarea gradului de umiditate (gradul de saturare)  $S_w$ , pământul fiind calificat, din acest punct de vedere, în conformitate cu tabelul 2.13, PLANSA 2.VI.

2.2.2. Caracterul interacțiunii apă legată - schelet solid, este redat prin :

- indicele de activitate  $I$

- căldura maximă de umiditate  $q_{um}^A$

Calificarea pământurilor din punctul de vedere al caracterului interacțiunii apă legată - schelet solid, este redată în PLANSA 2.VI, tabelul 2.14, în funcție de valoarea  $I_A$  și în PLANSA 2.VI, tabelul 2.15, în funcție de valoarea  $q_{um}^A$

2.2.3. Permeabilitatea pământurilor este caracterizată prin valoarea coeficientului de permeabilitate, conform tabelului 2.16, PLANSA 2.VII.

2.3. Caracteristicii mecanice.

2.3.1. Compresibilitatea pământurilor este caracterizată prin valorile modului de deformare edometric  $M$  sau ale coeficientului de compresibilitate  $a_v$ , PLANSA 2.VII; tabelul 2.17, prezintă caracterizarea compresibilității pământurilor, după valorile modului de deformare edometric și ale coeficientului de compresibilitate, pentru intervalul de presiuni de la 2 la 5 daN/cm<sup>2</sup>.

2.3.2. Deformabilitatea pământurilor, asimilate unor medii continue, elastice și liniar deformabile, este exprimată prin valoarea modului de deformare liniară  $E^*$ . Valorile modulelor de deformare liniară pentru principalele tipuri de pământuri sînt cuprinse obșnuit, între limitele prezentate în PLANSA 2.VII, tabelul 2.18, în funcție de starea fizică a materialului. Valoarea coeficientului Poisson variază potrivit celor redată în tabelul 2.19, PLANSA 2.VII.

\*) Determinată prin încercări conform STAS 8942/3-75.

2.3.3. Modulul de deformare liniară pentru pământuri coesive, E, poate fi dedus din valoarea modulului de deformare ecodometrică M, cu relația empirică,

$$E = M_0 M$$

Valorile factorului adimensional M<sub>0</sub>, fiind cele prezentate în tabelul 2.20, PLANSA 2.VIII, în funcție de indicele de consistență și de indicele porilor.

2.3.4. În lipsa unor valori ale modulului de deformare liniară E determinate prin încercări, pentru estimarea preliminară a tasării fundațiilor, pot fi folosite valorile orientative, de calcul, date, pentru pământuri necoesive, în tabelul 2.21, PLANSA 2.VIII, și pentru pământuri coesive, în tabelul 2.22, PLANSA 2.VIII.

2.3.5. Valoarea coeficientului de pat k<sub>3</sub>, la sollicitări statice, utilizat pentru determinarea presiunii de contact și a eforturilor secționale, la fundațiile continue, în ipoteza Winkler, a proporționalității dintre presiunea reactivă și deplasarea locală după normala la suprafața de contact cu terenul, este dată, orientativ, pentru principalele categorii de pământuri, în tabelul 2.23, PLANSA 2.IX.

Pentru a ține seama de dimensiunile suprafeței de contact cu terenul, valoarea coeficientului de pat poate fi estimată cu relațiile empirice :

$$k_3 = \alpha \left( \frac{1}{B} + \frac{1}{L} \right) \quad (\text{daN/cm}^3) \quad \text{pentru pământurile necoesive}$$

$$k_3 = \alpha \left( \frac{2}{B} + \frac{1}{L} \right) \quad (\text{daN/cm}^3) \quad \text{pentru pământurile coesive}$$

în care :

α - este un factor a cărui valoare se alege din tabelul 2.24, PLANSA 2.IX, în funcție de natura și starea fizică a pământului.

B și L sînt, respectiv, lățimea și lungimea suprafeței de contact cu terenul, în cm.

Pentru modulul Winkler, cu coeficient de pat, variabil liniar cu adîncimea de la suprafață, la calculul elementelor încastrate, piloți, coloane, barete, pot fi utilizate valorile coeficienților de proporționalitate m, din tabelul 2.25, PLANSA 2.X.

2.3.6. Alegerea valorilor coeficienților de pat C, la sollicitări dinamice pentru :

- deplasări uniforme după normala la suprafața de contact cu terenul C<sub>z</sub>.

- deplasări de translație după suprafața de contact cu terenul, C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub>.

- deplasări din rotația fundației în jurul unui ax cuprins în suprafața de contact cu terenul C<sub>φ</sub>.

- deplasări din rotația fundației în jurul unui ax normal pe suprafața de contact cu terenul C<sub>ψ</sub> ;  
poate fi făcută în conformitate cu tabelul 2.26, PLANSA 2.XI.

2.3.7. Parametrii rezistenței pământurilor la frecare, unghiul de frecare internă și coeziunea, variază în limite largi, în funcție de natura și starea lor fizică și de modul de sollicitare.

Pentru estimări preliminare, în lipsa unor date din încercări, pot fi utilizate valorile din tabelul 2.27, PLANSA 2.XII.

2.4. Pământuri cu caracteristici speciale :

2.4.1. Pământurile sensibile la umezire (PSU), caracterizate prin posibilitatea apariției unor tasări suplimentare în urma sporirii umidității, sub greutatea proprie și acțiunea încălzirilor date de construcții, pot fi identificate, ca material și caracterizate, ca teren de fundare, utilizând criteriile definite în fig.2.2 și 2.3 și textul din PLANSA 2.XIII.

2.4.2. Pământurile cu umflări și contracții mari (PUCM), caracterizate prin variații mari de volum la variația umidității, pot fi identificate pe baza încercărilor de laborator, utilizând criteriile specificate în tabelul 2.28, PLANSA 2.XIV.

2.4.3. Pământurile lichefiabile la sollicitări seismice se identifică, ca granulozitate, în conformitate cu graficul din fig.2.4 și tabelul 2.29, PLANSA 2.XIV.

Avînd în vedere gradul de indesare, pământurile lichefiabile se caracterizează după criteriile redată în graficul din fig. 2.5, PLANSA 2.XIV.

3. STAREA DE EFORTURI SI DEFORMATII  
IN TEREN

3.1. Eforturile unitare dezvoltate, sub acțiunea unor forțe concentrate sau distribuite, transmise de fundații, se evaluează, într-o primă aproximație, considerând terenul ca un mediu echivalent continuu, omogen, izotrop, elastic și liniar deformabil. În aceste condiții :

3.1.1. Eforturile unitare în teren rezultate din acțiunea unei forțe concentrate, aplicată normal pe suprafața orizontală care delimitează semispațiul (fig.3.1, PLANSA 3.I), sînt date de expresiile (1). Valoarea factorului adimensional de distribuție  $K_z$ , necesar calculului efortului unitar normal vertical  $\sigma_z$ , este dată în tabelul 3.1.

3.1.2. Eforturile unitare în teren rezultate din acțiunea unor forțe liniar distribuite, dispuse normal pe suprafața orizontală care delimitează semispațiul (fig.3.2, PLANSA 3.I), sînt date de expresiile (2).

Valoarea factorului adimensional de distribuție  $K_1$ , necesar calculului efortului unitar normal vertical  $\sigma_z$ , din acțiunea forței liniar distribuite, se citește pe graficul 3.1.

3.1.3. Efortul unitar normal vertical  $\sigma_z$ , în teren, pe verticala punctului M din mijlocul unei suprafețe dreptunghiulare pe care acționează o presiune uniform distribuită și a punctului C, din colțul aceleiași suprafețe, se obține cu expresiile (1) și (2) din PLANSA 3.II, fig.3.3. Valorile factorilor adimensionali de distribuție,  $K_M$  și  $K_C$ , sînt date în tabelele 3.2 și 3.3.

3.1.4. Eforturile unitare normale și tangențiale, verticale și orizontale în teren, sub acțiunea unei presiuni distribuite în fișe orizontale de lățime B, se determină cu expresiile (1), (2) și (3) din PLANSA 3.III, fig.3.4. Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_z^f$ ,  $K_x^f$ ,  $K_{xz}^f$ , sînt date în tabelele 3.4, 3.5 și 3.6.

3.1.5. Eforturile unitare normale verticale, în teren,  $\sigma_z$ , sub acțiunea unei presiuni cu diagramă triunghiulară, distribuită în fișe orizontale de lățime B, se determină folosind expresia din PLANSA 3.IV, fig.3.5. Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_z^{ft}$ , sînt date în tabelul 3.7.

3.1.6. Pentru diagrama de încărcare prismă triunghiulară, cu sarcina distribuită pe o suprafață de formă dreptunghiulară, cu presiunile nulă și maximă în lungul laturilor lungi (PLANSA 3.V, fig.3.6), eforturile unitare normale verticale,  $\sigma_z$ , pe verticala solțului cu presiune nulă și a celui cu presiune maximă C, sînt date de expresiile (1) și (2).

Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_z^{ft}$  și  $K_z^{ft}$  sînt date în tabelele 3.8 și 3.9.

3.1.7. Efortul unitar normal vertical,  $\sigma_z$  în teren, pentru o încărcare uniform distribuită pe o suprafață circulară de rază R, este dat de expresia din PLANSA 3.VI, fig.3.7.

Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_{cerc}$ , sînt date în tabelul 3.10.

3.1.8. Eforturile unitare principale  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ , respectiv eforturile unitare normale  $\sigma_z$  și  $\sigma_x$ , precum și eforturile unitare tangențiale  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ , în teren, pentru diagramele de încărcare, în fișe, din PLANSA 3.VII, fig.3.8 la 3.15, se determină utilizînd expresiile corespunzătoare din tabelul 3.11.

3.1.9. Intensitatea eforturilor unitare normale verticale în medii stratificate, variază cu grosimile straturilor, raportate la dimensiunea în plan a diagramei de încărcare și cu deformabilitatea relativă a straturilor.

În PLANSA 3.VIII sînt prezentate trei situații caracteristice de stratificație și solicitare :

fig.3.16 - încărcare uniform distribuită în fișe de lățime B pe un strat deformabil de grosime h așezat pe un suport rigid, pentru care este dată expresia (1) a efortului unitar normal vertical în planul median  $\sigma_z$ . Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_z$  sînt date în tabelul 3.12.

fig.3.17 - încărcări uniform distribuite pe suprafețe circulare sau dreptunghiulare, acționînd pe un strat deformabil de grosime h, așezat pe un suport rigid, pentru care este dată expresia (2) a efortului unitar normal vertical  $\sigma_z$  în axul diagramei de presiuni. Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_M$  sînt date în tabelul 3.13.

fig.3.18 - încărcare uniform distribuită în fișe de lățime B, aplicată unui sistem deformabil bistrat cu rigiditate mai mare pentru stratul

superior, pentru care este dată expresia (3) a efortului unitar normal vertical  $\sigma_z$  la contactul între strate. Valorile factorilor adimensionali de distribuție  $K_{\text{contact}}^f$ , calculate pentru situația în care efortul tangențial la baza stratului superior este nul, sînt date în tabelul 3.14.

3.2. Tasarea suprafeței limită a semispațiului elastic continuu omogen, izotrop și liniar deformabil cu modulul de elasticitate  $E_0$ , pentru solicitări din acțiunea sarcinilor concentrate sau distribuite, transmise de fundații, se determină utilizînd expresiile deplasărilor verticale ale punctelor situate pe această suprafață. Tasarea poate fi evaluată și prin însumarea deformațiilor verticale ale terenului din zona activă a fundațiilor, sub acțiunea sporului de solicitare de compresie rezultat din încărcarea transmisă la contactul fundație-teren.

În acest mod de evaluarea a tasărilor, solicitarea de compresie asupra terenului din zona activă se stabilește ținînd seama de distribuția eforturilor unitare, conform celor prezentate sub pct.3.4.

3.2.1. Tasarea  $W_i$ , într-un punct  $i$  de pe suprafața limită a semispațiului solicitat de o forță concentrată acționînd normal pe această suprafață (fig.3.19, PLANSA 3.IX) este dată de expresia (1).

3.2.2. Tasarea  $s_{ij}$  într-un punct  $i$  al suprafeței limită a semispațiului, sub acțiunea unei sarcini uniforme distribuite pe o suprafață de formă dreptunghiulară avînd centrul în punctul  $j$ , la distanța  $x$  de  $i$ , în lungul axei de simetrie a suprafeței de încărcare (fig.3.20, PLANSA 3.IX) este dată de expresia (2).

Valorile coeficienților adimensionali  $F$ , sînt date în tabelul 3.15.

3.2.3. Tasarea suprafeței limită a semispațiului elastic, în dreptul centrului unei suprafețe de încărcare de formă circulară sau dreptunghiulară pe care acționează o presiune uniform distribuită, respectiv în dreptul colțului suprafețelor dreptunghiulare este dată de expresia din PLANSA 3.X.

Valorile coeficienților adimensionali  $\omega$ , pentru calculul tasării în centrul sau la colțul suprafeței uniforme încărcate, precum și pentru evaluarea tasării uniforme a unei fundații rigide, sînt date în tabelul 3.16.

3.2.4. Tasarea unui strat elastic, de grosime limitată situat pe suport rigid și solicitat de o încărcare uniform distribuită pe o suprafață circulară, dreptunghiulară sau în fișie, este

dată de expresia din PLANSA 3.XI, fig.3.21. Valorile coeficienților adimensionali  $\omega_{\text{oh}}$ , sînt date în tabelul 3.17.

3.2.5. Contribuția unui strat orizontal, la tasarea medie a suprafeței limită a semispațiului elastic, sub o încărcare distribuită uniform pe o suprafață circulară sau dreptunghiulară, este dată de expresia prezentată în PLANSA 3.XII, fig.3.22.

Valorile coeficienților adimensionali  $K_i$  și  $K_{i-1}$  sînt date în tabelul 3.18.

3.3. Desfășurarea în timp a tasării straturilor de pămînturi argiloase saturate, sub acțiunea încărcărilor distribuite date de ramblee sau fundații, poate fi estimată, pe baza teoriei matematice a consolidării, dacă probele de compresibilitate în laborator atestă aplicabilitatea acestei teorii în gama de solicitări reale ale terenului.

În PLANSA 3.XIII pag.1, sînt prezentate ecuațiile diferențiale ale proceselor consolidării uniaxiale, plane, spațiale și radiale - axial simetrică (fig.3.23).

Valorile coeficienților de consolidare  $C_v$ ,  $C_h$ , se stabilesc utilizînd curba de consolidare în timp determinată prin încercări de laborator.\*

3.3.1. Soluția generală a ecuațiilor diferențiale pentru consolidarea uniaxială sau pentru consolidarea radială-axial simetrică, are forma din expresia (5) sau (6) din PLANSA 3.XIII, care exprimă legătura dintre gradul de consolidare și factorul de timp.

3.3.2. Pentru estimarea consolidării uniaxiale a unui strat cu presiune neutră inițială uniform distribuită pe toată grosimea stratului și condiții de drenare liberă, la limita sa superioară și inferioară (fig.3.24, PLANSA 3.XIV) sînt date, în tabelul 3.19.a, valorile gradului de consolidare  $U$  în funcție de factorul de timp  $T_v$  și în tabelul 3.20.a, valorile  $T_v$  în funcție de  $U$ .

Se atrage atenția asupra faptului că stratul de grosime  $2H$  care are condiții de drenare liberă la ambele limite se consolidează în același timp cu stratul de grosime  $H$ , care are o limită cu drenare liberă și una impermeabilă.

3.3.3. Pentru estimarea consolidării uniaxiale a unui strat cu presiune neutră inițială, distribuită liniar pe grosimea stratului și condiții de drenare cunoscute, la limita sa superioară și inferioară (fig.3.25 PLANSA 3.XIV-continuare) sînt date în graficul 3.2 relațiile între gradul de consolidare  $U_v$  și factorul de timp  $T_v$ .

\* După metodologia descrisă în Manualul de laborator geotehnic.

3.3.4. Pentru estimarea consolidării uniaxiale a unui strat cu presiune neutră inițială distribuită semisinusoidal pe grosimea stratului și condiții de drenare liberă la ambele limite ale stratului (fig.3.27, PLANSA 3.XIV-continuare), sînt date în tabelul 3.19.c. Valorile gradului de consolidare  $U$  în funcție de factorul de timp  $T_v$  și în tabelul 3.20.c valorile  $T_v$  în funcție de  $U$ .

3.3.5. Pentru estimarea consolidării uniaxiale a unui strat cu presiune neutră inițială distribuită sinusoidal pe grosimea stratului și condiții de drenare liberă la ambele limite ale stratului (fig.3.28, PLANSA 3.XIV-continuare), sînt date în tabelul 3.19.d valorile gradului de consolidare  $U$  în funcție de factorul de timp  $T_v$  și în tabelul 3.20.d, valorile  $T_v$  în funcție de  $U$ .

3.3.6. Pentru estimarea consolidării uniaxiale a unui strat cu presiune neutră inițială distribuită triunghiular pe grosimea stratului și condiții de drenare liberă la ambele limite ale stratului (fig.3.29, PLANSA 3.XIV-continuare), sînt date în tabelul 3.19.e, valorile gradului de consolidare  $U$  în funcție de factorul de timp  $T_v$  și în tabelul 3.20.ê, valorile  $T_v$  în funcție de  $U$ .

3.3.7. Pentru estimarea consolidării uniaxiale sub încărcare linear crescătoare urmată de sarcină constantă în timp (fig. 3.30, PLANSA 3.XIV-continuare), în graficul 3.3 sînt date valorile gradului de consolidare  $U$  în funcție de factorul de timp  $T_v$ . Valoarea factorului de timp  $T_0$ , pentru sfîrșitul perioadei de încărcare se determină conform indicațiilor din fig.3.31.

3.3.8. Pentru estimarea consolidării radiale-axial simetrice, a unui strat de formă cilindrică circulară cu raza bazei  $R$ , avînd deformație axială uniformă și drenare liberă numai în ax (fig.3.32 și 3.33, PLANSA 3.XIV-continuare), sînt date în tabelul 3.21, valorile gradului de consolidare radială  $U_r$ , în funcție de factorul de timp  $T_r$ .

3.3.9. În cazul în care, concomitent are loc drenarea liberă uniaxială verticală și drenarea liberă radială-axial simetrică, spre coloane drenante introduse în teren (fig.3.34, PLANSA 3.XIV -continuare), gradul de consolidare  $U_{total}$  se obține din expresia (7), cunoscînd valorile gradului de consolidare uniaxial  $U$  și a celui radial  $U_r$ .

#### 4. STAREA LIMITA DE EFORTURI, ÎN TEREN PRESIUNEA LIMITA DE CEDARE PLASTICA LOCALA PRESIUNEA CRITICA DE REFULARE LATERALA

4.1. Într-un punct din terenul solicitat prin realizarea unor construcții (debleuri, rambleuri), sau prin acțiunea presiunilor transmise de fundații și sub influența propriei greutate, starea limită este atinsă, atunci cînd efortul unitar tangențial pe un plan ce trece prin acel punct, egalează rezistența la forfecare ce poate fi mobilizată de pămînt, pe același plan.

Intensități ale efortului unitar tangențial, ce depășesc rezistența la forfecare a pămîntului, într-un punct, sau mai multe, din masivul solicitat, conduc la cedarea lui locală și, ca urmare, la redistribuirea eforturilor în teren. Odată cu apariția cedării locale în teren, asimilarea mediei solicitat cu unul elastic, linear deformatibil, nu mai este, teoretic, justificată.

4.1.1. Cunoșcînd starea de eforturi în teren, exprimată prin valorile eforturilor principale, punctele în care este atinsă starea limită de eforturi sînt acele pentru care este împlinită condiția redată grafic în fig.4.1 PLANSA 4.I și prezentată analitic, în expresiile (1) și (2).

4.1.2. Pentru starea de eforturi în teren, exprimată prin valorile eforturilor unitare normale și tangențiale paralele cu direcția unor axe rectangulare de referință, starea limită de eforturi este redată grafic în fig.4.2 PLANSA 4.II și prezentată analitic în expresiile (1) și (2).

4.1.3. Starea limită de eforturi într-un punct din terenul solicitat poate fi redată și prin valoarea factorului de siguranță  $F_s$  definit prin relația (1) din PLANSA 4.III, cu semnificația grafică din fig.4.3, sau prin valoarea gradului de mobilizare a rezistenței la forfecare. Valoarea egală cu unitatea pentru factorul de siguranță, sau pentru gradul de mobilizare a rezistenței la forfecare, corespunde situației în care, în punctul respectiv, este atinsă starea limită. Gradul de mobilizare a rezistenței la forfecare, este definit prin relația (2).

4.2. Pămîntul solicitat prin acțiunea presiunilor transmise de fundații sau a încărcărilor cu rambleuri, se deformează, dominant prin îndesare, pînă la atingerea stării limită locale. Intensitatea presiunii, de la care este îndeplinită condiția de cedare

plastică, într-un prim punct, în teren, este denumită presiune limită de cedare plastică locală  $p_p$ . Poziția în teren a primului punct în care este împlinită condiția de cedare plastică, este determinată de tipul de diagramă de distribuție a presiunilor pe suprafața de încărcare. Prin depășirea presiunii limită de cedare plastică locală, deformările de alunecare angajează volume din ce în ce mai mari, în situații de stare limită. Pentru o încărcare distribuită, crescătoare, transmisă de o fundație directă, relația presiune - tasare prezintă alura caracteristică din fig.4.4 PLANSA 4.IV.

4.2.1. Presiunea limită de cedare plastică locală  $p_p$ , pentru o încărcare uniform distribuită transmisă de o fundație directă continuă, este dată de expresia (1) din PLANSA 4.IV. Coeficienții  $N_q^l$  și  $N_c^l$  corespunzători, respectiv, aportului adâncimii de fundare și aportului coeziunii, la valoarea presiunii limită de cedare plastică locală,  $p_p$ , sînt dați în tabelul 4.1. Primul punct în care apare cedarea plastică locală, pentru diagrama de presiuni considerată, se găsește pe suprafața încărcată, la marginea ei.

4.2.2. Se admite că tasarea fundațiilor directe care transmit și repartizează terenului presiuni uniforme distribuite, rămînd practic proporțională cu intensitatea presiunii, pînă la o valoare a acesteia  $p_{p2} > p_p$ , pentru care zona plastică dezvoltată în teren atinge o adîncime sub talpa fundației egală cu un sfert din lățimea ei B (fig.4.5 PLANSA 4.V). Valorile  $p_{p2}$  se calculează cu expresiile (1) sau (2). Valorile coeficienților  $N_1$ ,  $N_2$  și  $N_3$ , precum și valorile coeficientului condițiilor de lucru  $\eta_p$ , sînt date în tabelul 4.2 respectiv tabelul 4.3.\*

4.3. Pentru o anumită presiune repartizată terenului,  $p_{cr}$ , acesta cedează prin forfecare după suprafața de alunecare și reflux lateral (fig.4.4, PLANSA 4.IV și fig.4.6 a și b, PLANSA 4.VI).

Valoarea presiunii critice depinde de dimensiunile și forma în plan a suprafeței de fundare, de adîncimea de fundare, de diagrama distribuției presiunilor la contactul fundație - teren, de modul de aplicare a încărcării și de caracteristicile de rezistență ale pămîntului solicitat.

4.3.1. Pentru suprafețe de fundare plane, orizontale, de formă dreptunghiulară sau circulară, care transmit terenului presiuni distribuite cu înclinare de cel mult  $5^\circ$  în raport cu normala la contactul fundație - teren, în condițiile unei stratificații aproximativ orizontale, presiunea critică se obține prin însumarea termenului care exprimă influența lățimii fundației, cu termenul care redă

\*) v. și STAS 8316-77.

efectul adîncimii de fundare și cu termenul care reprezintă contribuția coeziunii pămîntului din zona de cedare, conform expresiei (1), PLANSA 4.VI.

Valorile coeficienților de capacitate portantă  $N_q$ ,  $N_c$  și  $N_\phi$  în funcție de unghiul de frecare al pămîntului din zona de cedare precum și valorile coeficienților de formă ai tălpii fundației  $\lambda_q$ ,  $\lambda_\phi$ ,  $\lambda_c$  sînt date, respectiv, în tabelul 4.4 și tabelul 4.5. \*) Încărcarea critică  $Q_{cr}$  se obține cu expresia (2).

4.3.2. În cazul în care presiunile transmise terenului sînt înclinate cu mai mult de  $5^\circ$  în raport cu normala la suprafața orizontală de fundare (fig.4.7, PLANSA 4.VII), presiunea critică se evaluează cu expresia (1).

Valorile factorilor de capacitate portantă  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\phi$  în funcție de unghiul de frecare al pămîntului din zona de cedare sînt date în tabelul 4.6.

Valorile factorilor de corecție pentru forma în plan a suprafeței de fundare se determină cu relațiile din tabelul 4.7.

Valorile factorilor de corecție pentru orientarea planului în care lucrează forța rezultantă Q, se stabilesc cu relațiile din tabelul 4.8.

4.3.3. Pentru încărcări distribuite transmise de fundații continue, în lungul unui taluz plan, pe platforma superioară sau pe pantă fig.4.8, PLANSA 4.VIII, presiunea critică se obține cu relația (1). Valorile factorilor de capacitate portantă  $N_{qC}$ ,  $N_{cC}$  și a factorilor de corecție  $S_q$  și  $S_c$  se determină din graficele 4.1, 4.2, 4.3 și 4.4.

4.3.4. În situația în care terenul, în zona de cedare este constituit dintr-un strat superior coeziv, cu frecare internă nulă, urmat de un strat coeziv, cu frecare internă nulă, avînd rezistență la forfecare mai mică (fig.4.9, PLANSA 4.IX), presiunea critică pentru cazul acțiunii unei încărcări distribuite uniforme în fișie, se obține cu relația (1). Valorile factorului de capacitate portantă  $N_c$  se obțin din graficele 4.5.

4.3.5. Pentru fundații cu suprafață de fundare pătrată, circulară sau în fișie, care transmit terenului presiuni uniforme distribuite, terenul fiind constituit, în zona de cedare dintr-un strat superior, pe care se fundează, avînd rezistența la forfecare asigurată prin coeziunea  $c_1$ , și un strat inferior cu rezistența la forfecare asigurată prin coeziune  $c_2$ , diferită de aceea a stratului superior (fig.4.10, PLANSA 4.X), presiunea critică este dată de ex-

\*) Pentru alegerea valorilor indicilor de calcul ai rezistenței la forfecare v. STAS 8316-77.

presia (1). Valorile factorului de capacitate portantă  $N_m$  se determină din graficul 4.6 și 4.7 pentru suprafață de fundare pătrată sau circulară, respectiv pentru suprafață de fundare în fișie.

## 5. STABILITATEA TALUZURILOR SI VERSANTILOR

5.1. Terenul limitat de taluzuri amenajate sau de versanți naturali, își poate pierde stabilitatea prin desprinderea și alunecarea unui volum de rocă după o suprafață critică de cedare, în urma depășirii rezistenței la forfecare, pe această suprafață.

5.1.1. Factorul de siguranță la alunecare  $F_s$  este valoarea minimă a raportului dintre rezistența la forfecare  $C_p$ , mobilizabilă pe o suprafață de cedare posibilă și efortul tangențial  $T$  dezvoltat pe acea suprafață (fig.5.1.a, expresia (1), PLANSA 5.I).

Valori minime supraunitare ale coeficienților de siguranță  $F_s$ , pentru suprafețele de alunecare posibile în terenul mărginit de taluzuri amenajate sau versanți naturali, atestă condiții de stabilitate.

5.1.2. Pericolul apariției unei alunecări poate fi estimat și prin considerarea valorii gradului de mobilizare,  $m$ , a rezistenței la forfecare a rocii, după suprafețe de alunecare posibile (expresia (2) PLANSA 5.I).

Valori maxime subunitare ale gradului de mobilizare a rezistenței la forfecare a rocii, pentru suprafețele de alunecare posibile corespund unei situații de stabilitate.

5.1.3. La modificarea stării de eforturi în masiv, pe măsura realizării unei excavații, prin intervenția unei supraîncărcări în zona taluzului sau în urma acțiunii hidrostatice și hidrodinamice a apei subterane, pot crește eforturile tangențiale, situație în care se produc deformații de alunecare în teren (fig.5.1,b).

Creșterea deformațiilor de alunecare corespunde unei creșteri a gradului de mobilizare a rezistenței la forfecare, respectiv unei scăderi a coeficientului de siguranță la alunecare.

5.1.4. Condițiile de stabilitate ale unui taluz sau versant, pot fi exprimate și prin referirea la valoarea unghiului de deviere de la normală a efortului unitar rezultat dezvoltat pe suprafața de alunecare (fig.5.1,c, expresiile (3) și (4)).

5.2. Centurul limită stabil a unui taluz, în pământ coeziv și



cu frecare internă, poate fi trasat, pentru estimări preliminare, prin metoda unghiului de tăiere  $\Psi$  (fig.5.2, PLANSA 5.I).

Pentru construcția curbei limită a taluzului, se admite că efortul unitar normal pe orice plan, în teren, este egal cu sarcina litostatică.

Factorul de siguranță este dat de expresia (5) și curba taluzului stabil, cu factor de siguranță unic  $F_s$ , este dată de expresia (6). Pentru medii stratificate orizontal, la fiecare cotă ( $z$ ) se introduce, în expresiile (5), indicii rezistenței la forfecare corespunzătorii pământului din straturile respective.

5.5. Estimarea condițiilor de stabilitate la alunecare ale unui taluz, poate fi făcută prin analiza variației factorului de siguranță în funcție de forma și poziția suprafeței posibile de alunecare. Suprafața de alunecare posibilă pentru care factorul de siguranță are valoarea minimă, egală sau mai mică decât unitatea este o suprafață critică.

După natura rocii, suprafața de alunecare posibilă, se admite ca plană, cilindrică cu directoare circulare, sau cilindrică cu directoare curbă plană carecare.

Pentru secțiuni transversale ale taluzului de formă regulată (fig.5.3, PLANSA 5.II) relația dintre factorul de siguranță, elementele geometrice care definesc forma taluzului și valorile caracteristicilor pământului,  $\gamma$ ,  $\phi$  și  $c$ , considerat omogen și izotrop, are, pentru orice fel de suprafață de alunecare, formă generală dată de expresia (1) (PLANSA 5.II), în care  $N_s$  este numărul de stabilitate al taluzului. Membrul al treilea al expresiei (1) (PLANSA 5.II), variază în funcție de forma adoptată, în calcul, pentru suprafața de alunecare. Expresia (1) servește pentru a determina valoarea factorului de siguranță.

5.5.1. Pentru ruperea plană, prin piciorul taluzului (fig.5.3, PLANSA 5.II), membrul al doilea al expresiei numărului de stabilitate, se calculează cu relația (2) (PLANSA 5.II).

5.5.2. Pentru ruperea cilindro-circulară prin piciorul taluzului și pe sub el, în cazul unui pământ omogen cu frecare și coeziune, valoarea membrului al treilea al expresiei (1) (PLANSA 5.II) se citește pe graficul 5.1, PLANSA 5.II, în condițiile precizate în PLANSA 5.II, pag.2.

5.5.3. Pentru un pământ coesiv cu frecare internă nulă, valoarea membrului al treilea al expresiei (1) (PLANSA 5.II) se ia din graficul 5.2, PLANSA 5.III în condițiile precizate în fig.5.4 (PLANSA 5.III).

5.4. Pentru forme carecare de taluzuri sau versanți, estimarea condițiilor de stabilitate se poate face prin metode grafice -

analitice. Admițând ca suprafețe de rupere, suprafețe cilindro-circulare, se utilizează curent metoda fîșii (Fellenius) și metoda cercului de fricțiune (Taylor).

5.4.1. Valoarea factorului de siguranță, în metoda fîșii (fig.5.5) cu ipoteza simplificatoare că forțele de interacțiune între fîșii își fac echilibrul, este dată de expresia (1), PLANSA 5.IV.

Calculul factorului de siguranță se face tabelaric utilizând ecuațiile și liniile din tabelul 5.1.

5.4.2. Valoarea factorului de siguranță poate fi estimată prin metoda cercului de fricțiune (fig.5.6, PLANSA 5.V). Distanța rezultantelor la centrul cercului de alunecare,  $X$ , se stabilește cu expresia (1). Factorii de siguranță în raport cu coeziunea,  $F_s^c$ , în raport cu frecarea internă,  $F_s^f$  și factorul global de siguranță  $F_s$  se determină cu relațiile (1), (2), (3), (4) (PLANSA 5.V).

Corecția  $K$  a razei cercului de fricțiune  $r = R \sin \beta$ , determinată, în funcție de distribuția presupusă a eforturilor normale pe suprafața de alunecare, se ia din graficul 5.3.

5.5. Pentru cazul alunecării după suprafețe de rupere de formă carecare, se poate utiliza metoda fîșii, cu forțe de interacțiune normale pe separațiile între fîșii (fig.5.7, a, b și c, PLANSA 5.VI), pentru estimarea condițiilor de stabilitate. Semnificația grafică a condițiilor de echilibru pentru masa de pământ aflată deasupra suprafeței de alunecare examinate, este redată în fig.5.7, b și c. Valorile împingerilor între fîșii și la extremitatea inferioară a volumului de pământ aflat deasupra planului de alunecare, sînt date respectiv de expresiile (1) și (2).

Factorul de stabilitate se obține din grafice de tipul celor din fig.5.8 (PLANSA 5.VI) cu relația (3).

Domeniul punctelor  $P$  reprezintă parametrii de forfecare efectivi ai terenului, pe cînd valorile  $c$  și  $\phi$  din expresiile (1) și (2) sînt parametrii de calcul.

Ordonatele în origine ale dreptei parametrilor de calcul ( $\tan \phi$  și  $c$ ), din fig.5.8, sînt date de expresiile (4) (PLANSA 5.VI).

5.6. Acțiunea apei asupra stabilității taluzurilor, se manifestă prin subpresiunea asupra scheletului solid, prin intervenția forțelor de antrenare hidrodinamică și prin reducerea presiunii efective.

Introducerea în calcule a acestei acțiuni, se poate face în mai multe variante, după cum urmează :

5.6.1. În cazul în care se utilizează în calcule eforturile efective  $G'$ , conform relației (1) (PLANSA 5.VI), se poate evita calculul presiunii apei din pori ( $u$ ) pe suprafața de rupere, dacă se consideră efectul global al acțiunii hidrodinamice, ca în fig.5.9

(PLANSA 5.VI). Aici punctele  $M_1$  și  $M_2$  reprezintă centrele de greutate ale volumelor (considerate omogene) situate deasupra și sub nivelul apei subterane. Din echilibrul volumului de apă  $V_2$  rezultă relația (2) ce servește la determinarea forței totale de antrenare hidrodinamică  $J$ .

Expresia factorului de stabilitate în ipoteza Fellenius, cu considerarea acțiunii apei, este dată de (3), unde indicele "1" arată o referire la zona de pământ în stare naturală (situată deasupra apei) iar indicele "" se referă la zona submersată. În relația (3) parametrii rezistenței la forfecare  $\theta'_1$  și  $c'_1$ , vor trebui considerați cei existenți efectiv la baza fiecărei fișii și determinați în încercări drenate, sau nedrenate cu măsurarea și luarea în considerare a presiunii  $u$ , neutre, iar greutatea volumică se vor lua în stare naturală  $\gamma^*$ , deasupra nivelului apei și în stare submersată ( $\gamma''$ ) sub nivelul apei.

5.6.2. În cazul utilizării în calcule a eforturilor totale  $G$ , (rel.1), va trebui determinată mărimea presiunii ( $u$ ), fie din spectrul hidrodinamic al curgerii, dacă este cunoscut, fie cu ajutorul relației (4) (PLANSA 5.VI), cu notațiile din fig.5.10 (PLANSA 5.VI). Utilizând în calcule coeficientul presiunii apei din pori  $r_u$ , dat de (5), expresia factorului  $F_g$ , capătă, în ipoteza lui Fellenius, forma (7). În această expresie notațiile sînt cele din fig.5.10 (PLANSA 5.VI) ținînd seama că greutatea volumică medie  $\gamma_1^m$  a fiecărei fișii, dată de (6), se determină în starea saturată pentru subfișii  $j$ , ce se situează sub nivelul liber al apei ( $\delta_{sat}$ ).

În același caz, dacă se admite un coeficient mediu al presiunii apei în pori  $r_u^m$ , pentru toate fișii, dat de relația (8), expresia lui  $F_g$  se poate calcula cu relațiile (9), (10) și (11) (PLANSA 5.VI) unde coeficienții  $m$  și  $n$  sînt practic independenți de nivelul apei.

5.7. În metoda Bishop simplificată, se iau în considerare numai componentele orizontale  $E_i$ ,  $E_{i+1}$  (fig.5.10, PLANSA 5.VI), ale forțelor de interacțiune între fișii, admitînd că cele verticale  $T_i$ ,  $T_{i+1}$  se anulează reciproc. În această metodă factorul de stabilitate se poate determina de asemenea cu relația (2) (PLANSA 5.VII), în care coeficienții  $m$  și  $n$  sînt calculați pentru diverse cazuri particulare, în tabelele 5.2, 5.3, 5.4 (PLANSA 5.VII), 5.5, 5.6 și 5.7 (PLANSA 5.VII).

Expresia analitică implicită a lui  $F_g$  este dată de (1) (PLANSA 5.VII) cu notațiile din fig.5.10 (PLANSA 5.VI).

5.8. Calculul factorului de siguranță pentru pante realizate în roci se poate efectua cu ajutorul graficelor lui Hoek.

În fig.5.11 (PLANSA 5.VIII) sînt indicate gase cazuri tipice, pentru care se pot determina funcțiile  $X$  și  $Y$  (de expresii date în fig.5.11). Cu ajutorul funcțiilor  $X$  și  $Y$  astfel calculate, în ipoteza producerii alunecării după o suprafață plană, se poate determina din graficul 5.4 (PLANSA 5.IX).

În fig.5.12 (PLANSA 5.VIII) sînt indicate de asemenea, gase cazuri tipice pentru care se pot determina alte funcții  $X$  și  $Y$  (de expresii date în fig.5.12).

Cu ajutorul acestor funcții  $X$  și  $Y$ , se poate determina  $F_g$  pentru ipoteza producerii alunecării după o suprafață circular - cilindrică, cu ajutorul graficului 5.5 (PLANSA 5.X).

## 6. IMPINGEREA ACTIVA SI REZISTENTA PASIVA A PĂMINTULUI

6.1. Impingerea activă a pământului este rezultanta maximă a presiunilor distribuite, exercitate de pământ, asupra unei suprafețe care sprijină masivul aflat deasupra talusului liber stabil.

Impingerea activă se evaluează, considerând starea limită de echilibru cu impingere maximă a unui volum de pământ desprins după o suprafață de rupere plană și susținut de un element de construcție care preia impingerea (ipoteza lui Ch. A. Coulomb).

Pentru o suprafață plană de susținere și limită superioară plană a masivului sprijinit, impingerea activă a pământurilor necesare este dată de expresia (1), cu valorile coeficientului impingerii active  $K_a$ , din expresia (2) (fig.6.1, PLANSA 6.I). Influența valorilor variabile ale unghiului de frecare internă, unghiului de frecare pământ - suprafață de susținere, ale înclinării suprafeței libere a terenului și ale înclinării suprafeței de susținere, rezultă din tabelul 6.1.

6.2. Rezistența pasivă a pământului este rezultanta presiunilor distribuite ce poate fi transmisă terenului pe o suprafață înclinată, pentru situația limită de echilibru a unui volum de pământ ce tinde a fi deplasat după o suprafață de cedare prin forfecare.

Rezistența pasivă poate fi evaluată considerând echilibrul limită pentru suprafețe plane de rupere, sau suprafețe curbă compuse de cedare și prin considerarea condițiilor generale de cedare plastică în masivul solicitat (v.cap.4).

6.2.1. Pentru ipoteza ruperii plane (după Ch.A. Coulomb), rezistența pasivă a unui pământ necoeziv se obține cu expresia (1), valorile coeficientului rezistenței pasive  $K_p$  fiind date de expresia (2) (v.fig.6.2, PLANSA 6.II). Valorile  $K_p$ , după Ch. A. Coulomb sînt date în tabelul 6.2.

6.2.2. Rezistența pasivă pentru suprafețe compuse de cedare, constituite dintr-o porțiune cilindrică cu direcția spiralei logaritmice recordată la o suprafață plană, este dată pentru

suprafața liberă a terenului, orizontală (fig.6.3, PLANSA 6.III), de expresia (1).

Coeficienții  $K_p$  se iau din graficul 6.1. Coeficienții  $K_p$  se determină cu expresia (2).

Pentru aceeași suprafață compusă de cedare, în cazul în care suprafața liberă a terenului este plană, înclinată, rezistența pasivă opusă pe o suprafață verticală (fig.6.4, PLANSA 6.IV), este dată de expresia (1), graficul 6.2.

6.2.3. Rezistența pasivă, determinată prin considerarea condițiilor generale de cedare plastică în masivul solicitat (după A. Caquot și J. Kerisel) este dată de expresia (1) (v.fig.6.5, PLANSA 6.V). Valorile coeficientului  $K_p$  sînt date în tabelul 6.3.

### 7. EXCAVAȚII PENTRU FUNDATII SUB NIVELUL PERMANENT AL APELOR SUBTERANE

7.1. Excavarea deschisă sub nivelul permanent al apelor subterane, necesită, pe toată durata executării, sub acest nivel, a lucrărilor de fundații, fie evacuarea apelor infiltrate în incintă (fig.7.1, PLANSA 7.I), fie coborîrea generală a nivelului apelor subterane, sub cota săpăturii (fig.7.2, PLANSA 7.I).

În condițiile existenței unei pinze acvifere sub presiune, cu acoperișul constituit dintr-un strat impermeabil, parțial decopertat sau redus ca grosime prin excavație, nivelul piezometric al apei trebuie coborît, pentru a evita ruperea prin subpresiune a acestui strat (fig.7.3, PLANSA 7.I).

Coborîrea generală a nivelului apelor subterane se obține prin pomparea apei din puțuri filtre gravitaționale sau filtre aciculare vacuumate, dispuse pe conturul incintei sau în interiorul acesteia.

Coborîrea nivelului piezometric al apei din pinze acvifere sub presiune se obține prin pompări din puțuri filtre gravitaționale sau prin puțuri filtre autodescărcătoare.

Domeniile de granulozitate în care este indicată utilizarea puțurilor filtre gravitaționale și a filtrelor aciculare vacuumate sînt date în fig.7.4, PLANSA 7.I.

7.1.1. Debitul de apă infiltrată într-o excavație care pătrunde sub nivelul liber al pinzei acvifere subterane (fig.7.5, PLANSA 7.II), poate fi evaluat, acoperitor, cu expresia (1).

În cazul în care incinta este înconjurată de un perete de palplange care pătrunde sub fundul săpăturii (fig.7.5), debitul evaluat cu expresia (1) se micșorează, valoarea redusă fiind dată de expresia (2). Valorile coeficientului de reducere  $\alpha$  se obțin din tabelul 7.1.

7.1.2. Prin pomparea unui debit determinat dintr-unul sau mai multe puțuri filtre gravitaționale pătrunse în pinza acviferă cu nivel liber, pe toată grosimea sa, rezultă o coborîre a nivelului apei subterane, dată de expresiile (1.a), (1.b) și (2.a), (2'a), (2.b), (2'.b) (fig.7.6 și fig.7.7 a,b și c, PLANSA 7.III).

Pentru evaluări aproximative ale debitului total pompat

sau ale denivelării, se utilizează expresiile (2.b), (2'.b) corespunzătoare unui contur circular echivalent ca suprafață în plan cu aceea a conturului real (fig.7.7d, expresia (3)).

7.1.3. Coborîrea nivelului piezometric al apei dintr-o pinză acviferă sub presiune, prin pompări dintr-unul sau mai multe puțuri filtre, se evaluează cu relațiile (1.a), (1.b) și (2.a), (2b) (fig.7.8 și 7.9, PLANSA 7.IV, pag.1).

În cazul în care se folosesc puțuri autodescărcătoare care debitează apa la baza săpăturii, se determină debitele individuale ale puțurilor prin rezolvarea sistemului de ecuații (1) (PLANSA 7.IV, pag.2) și se calculează coborîrea nivelului piezometric cu relația (2) (fig.7.10).

7.2. Pentru excavații sub nivelul apelor subterane în incintă de palplange, în nisipuri, este necesară prevederea unei fige a palplangelor, sub fundul săpăturii, condiționată de asigurarea împotriva antrenării hidrodinamice.

Mărimea figei necesare a palplangelor pentru a evita antrenarea hidrodinamică a nisipului din fundul săpăturii, se obține din graficele 1 și 2 (PLANSA 7.V).

**8. PROIECTAREA FUNDATIILOR DIRECTE DE SUPRAFATA SI DE ADINCIME**

8.1. Etape de proiectare.

8.1.1. Estimarea încărcărilor de calcul (forțe axiale și momente încovoietoare) provenite din diferite grupări fundamentale sau speciale de acțiuni (conform STAS 10101/0-75).

8.1.2. Cunoașterea naturii terenului de fundare. Etapa implică cercetări efectuate pe amplasamentul construcției, materializate într-un studiu geotehnic care trebuie să cuprindă : natura, grosimile și caracteristicile fizice și mecanice ale straturilor ; condițiile hidrogeologice ale terenului (nivelul apei subterane și eventuale variații sezonieră a acestuia, proprietăți chimice, agresivitate ... ).

8.1.3. Stabilirea sistemului de fundare. Alegerea sistemului de fundare se face pe baza unei analize tehnico-economice în care se iau în considerare : condițiile geologice și hidrogeologice, importanța construcției, caracteristicile structurii de rezistență, mărimea încărcărilor ...

8.1.4. Determinarea adâncimii de fundare ( $D_f$ ). Adâncimea de fundare se alege luînd în considerare cota terenului bun de fundare, adâncimea de îngheț, nivelul apei subterane, condițiile tehnologice impuse etc.

8.1.4.1. Adâncimea minimă de fundare în funcție de adâncimea de îngheț și de adâncimea apei subterane se va lua (PLANSA 8. I) din tabelul 8. I. (conform normativului P.10-77).

8.1.4.2. Stabilirea dimensiunilor în plan ale fundației.

8.1.4.3. Predimensionarea fundației. Pe baza încărcărilor din gruparea fundamentală, se aleg dimensiunile în plan ale fundației din condiția :

$$P_{ef} \leq P_{conv}$$

în care :

$P_{ef}$  - presiunea medie verticală provenită din încărcările din gruparea fundamentală ;

$P_{conv}$  - presiunea convențională de calcul a terenului.

8.1.5. Presiunea efectivă se calculează pe baza solicitărilor cunoscute din calculul suprastructurii (forțe axiale și momente încovoietoare), conform PLANSEI 8. II (Fig.8.1, 8.2, 8.3,a,b,c)

8.1.5.1. Pentru fundații de adâncime se poate lua în considerare în teren, pentru evaluarea presiunilor efective pe talpă, conform PLANSEI 8. III (Fig.8.4)

8.1.6. Valorile de bază ale presiunii convenționale de calcul se iau din PLANSA 8. IV , Tabelul 8. 3 .

8.1.7. Stabilirea dimensiunilor definitive ale fundației. După stabilirea preliminară a dimensiunilor în plan ale fundației, modul de calcul, în continuare, se diferențiază în funcție de clasa construcției (PLANSA 8. V , Tabelul 8.4 , conform STAS 10101/0-75) și de natura terenului de fundare. Pot apărea următoarele situații :

8.1.7.1. Construcția este de clasa I sau II.

Construcția este de clasa III, IV sau V dar terenul nu se încadrează în categoriile definite de STAS 8316-77 (PLANSA 8. V , Tabelul 8. 5 ).

- presiunea efectivă pe teren provenită din încărcările din gruparea fundamentală trebuie să îndeplinească condiția de stabilitate a calculului la deformații :

$$P_{ef} \leq P_{pl}$$

unde  $P_{pl}$  este capacitatea portantă stabilită pe baza criteriului extinderii limitate a zonelor plastice (conform cap.4) :

Se modifică, dacă este cazul, dimensiunile în plan ale fundației, astfel încît să fie îndeplinită condiția de mai sus.

- se efectuează calculul la starea limită de deformații pentru îndeplinirea condiției :

$$\Delta \leq \bar{\Delta}$$

în care :

$\Delta$  - reprezintă deplasări sau deformații probabile ale construcției datorate deplasărilor și deformațiilor terenului de fundare, conform STAS 3300-77 ;

$\bar{\Delta}$  - deplasări sau deformații admisibile ale construcției, conform PLANSEI 8.VI , tabelul 8.6 .

- dacă condițiile de teren impun și efectuarea calculului la starea limită de capacitate portantă, în conformitate cu STAS 8316-77, este necesar să se verifice și condiția :

$$P'_{ef} \leq P_{ar}$$

în care:

$P'_{ef}$  este presiunea medie verticală pe teren, rezultată prin împărțirea componentei verticale a rezultatei

încărcării de calcul (provenită din gruparea specială cea mai defavorabilă) la suprafața redusă a fundației

$P_{cr}$  - presiunea critică, calculată conform cap.4.

8.1.7.2. Construcția este de clasă III, IV sau V, iar terenul de fundare se încadrează în categoriile definite de STAS 8316-77 (PLANSA 8.V, tabelul 8.5). În această situație, calculul terenului de fundare se poate face pe baza presiunilor convenționale de calcul și implică satisfacerea următoarelor condiții :

$$P_{cr} \leq P_{conv}$$

$$P'_{cr} \leq 1,2 P_{conv}$$

8.1.8. Dimensionarea fundației.

8.1.8.1. Fundații izolate. Sub stâlpii din beton armat (monoliți și prefabricați) și sub stâlpii metalici ai construcțiilor se pot proiecta fundații izolate de tipul :

- a) Talpă de beton armat.
- b) Bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat.
- c) Pahare pentru stâlpi prefabricați.

Forme constructive și prescripții de proiectare pentru fundații izolate sînt prezentate în PLANSA 8.VII. (Fig.8.5 - 8.11)

8.1.8.2. Fundații continue.

8.1.8.2.1. Sub zidurile construcțiilor se pot proiecta fundații continue din beton simplu și beton armat. Forme constructive și prescripții de proiectare pentru fundații continue sub ziduri sînt prezentate în PLANSA 8.VIII (Fig.8.12 - 8.14)

8.1.8.2.2. Sub stâlpii din beton armat ai construcțiilor se pot proiecta fundații continue de tipul tălpi din beton armat dispuse pe o singură direcție sau pe două direcții (rețele de grinzi). Forme constructive, prescripții de proiectare, tabele de calcul etc., pentru tălpi (grinzi continue) din beton armat, sînt prezentate în PLANSA 8.IX, 8.X (Fig.8.15, 8.16).

## 9. PROIECTAREA FUNDATIILOR PE PILOTI

9.1. Capacitatea portantă a unui pilot izolat sollicitat de forțe axiale de înfigere, se determină cu relația (1), PLANSA 9.I, în funcție de încărcarea axială critică a pilotului.

Încărcarea axială critică a pilotului izolat se stabilește pe baza :

- încercărilor statice \*) pe piloți de probă introdusi în teren, în zone de stratificație tipică din amplasamentul lucrării, folosind procesul tehnologic de execuție ce urmează a fi adoptat la realizarea fundațiilor ;
- încercărilor dinamice \*\*) pe piloți de probă pe amplasament, în cazul folosirii piloților prefabricați înfipti prin batere ;
- penetrărilor statice \*\*\*) , în zona reprezentativă din amplasamentul lucrării.

În faze preliminare de proiectare se pot utiliza formulele empirice de calcul pentru estimarea capacității portante a piloților, la sollicitări axiale. \*\*\*\*)

9.1.1. Încercarea statică a piloților de probă furnizează, sub formă grafică (fig.9.1), sau tabelară, relațiile dintre :  
- tasarea pilotului  $s$  și încărcarea axială  $P$  ;  
- tasarea pilotului  $s_t$ , sub încărcare axială constantă  $P$ , la timpul  $t$  de la aplicarea sarcinii.

Pe baza datelor obținute din încărcarea axială - statică se stabilește încărcarea critică  $P_{cr}$ , folosind unul din criteriile prezentate în PLANSA 9.I.

9.1.2. Încercarea dinamică a piloților de probă furnizează pentru pilotul înfipt la adîncimea finală admisă în proiectul lucrării, valoarea refuzului, definit ca pătrunderea medie sub e levitură, dintr-o serie de lo levituri. \*\*\*\*\*)

\*) STAS 2561/2-74.

\*\*) STAS 2561/2-74.

\*\*\*) STAS 1242/2-76.

\*\*\*\*) STAS 2561/3-76.

\*\*\*\*\*) Pentru stabilirea valorii refuzului utilizate în calculul încărcării axiale critice, trebuie îndeplinite condițiile specificate în STAS 2561/2-74, pct.5.1.

Încărcarea axială critică se determină cu expresia (1) sau cu graficul 9.1 din PLANSA 9.II.

9.1.3. Încărcarea axială critică pentru piloți prefabricați infipți prin betere, se poate determina și folosind date din încercări de penetrare statică. Valoarea încărcării critice se obține cu relația (1), PLANSA 9.III. \*)

9.1.4. Capacitatea portantă a piloților izolați la solicitări date de forțe axiale de infingere, poate fi estimată, în faze preliminare de proiectare, folosind expresiile (1), (2) sau (3) și indicațiile și tabelele 9.4 la 9.11 din PLANSA 9.IV.

9.1.5. Capacitatea portantă a unui pilot izolat solicitat de forțe axiale de smulgere se determină cu relația (4) PLANSA 9.IV.

Forța critică de smulgere se stabilește prin extragerea din teren a unor ploi de probă. \*\*)

9.1.6. În faze de proiectare preliminară, capacitatea portantă a unui pilot izolat solicitat de forțe axiale de smulgere, se poate estima folosind expresia (5) din PLANSA 9.IV și datele din tabelul 9.6.

9.2. Capacitatea portantă a piloților verticali solicitați la capătul superior, de forțe orizontale transversale axului, se determină cu relația (1) din PLANSA 9.V.

Forța critică orizontală pentru un pilot izolat, poate fi estimată, folosind relațiile (2) și (3) și tabelul 9.12 din PLANSA 9.V.

9.3. Capacitatea portantă a unui pilot care lucrează în grup la solicitări axiale și transversale axului, se determină cu expresiile (1) și (2) PLANSA 9.VI, folosind datele din tabelele 9.13 și 9.14.

9.4. Forța axială într-un pilot al unei fundații pe piloți verticali, cu radier jos, acționată de încărcări verticale și momente, se calculează cu expresia (1), PLANSA 9.VII.

9.5. Forța axială în piloți verticali și înclinați ai unei fundații pe piloți, în condițiile în care se poate neglija efectul momentului de încastrare al piloților, în radier, se poate determina prin :

- metoda centrului instantaneu de rotație, conform indicațiilor din PLANSA 9.VIII ;
- metoda centrului elastic, conform indicațiilor din PLANSA 9.IX.

\*) Valabilă în condițiile precizate de STAS 2561/3-76, pct.3.2.2.3  
\*\*) v. STAS 2561/2-74.

9.6. Eforturile secționale într-un pilot, o coloană sau un perete mulat, cu considerarea încastrării elastice în teren, pentru :

Cazul (1) presiune reactivă proporțională cu deplasarea după normala la suprafața de contact cu terenul și coeficient de pat constant.

Cazul (2) idem cazul (1), cu coeficient de pat liniar crescător cu adâncimea, se determină utilizând formulele și tabelele 9.15 la 9.2e din PLANSA 9.X.

9.7. Calculul eforturilor secționale în piloți, coloane sau pereți asamblați prin radiere rigide în fundații se efectuează evaluându-se deplasările și rotirile secțiunii dela limita lor superioară, din solicitări egale cu unitatea, conform indicațiilor PLANSEI 9.XI.

9.8. Solicitățile ce revin, în secțiunea de încastrare într-un radier rigid, unui pilot, coloană sau perete mulat dintr-un grup de elemente portante paralele, verticale, se determină conform indicațiilor din PLANSA 9.XII.

**BIBLIOGRAFIE**

1. Antonescu, I. (1978). "Manual de laborator geotehnic", Institutul de construcții București.
2. Carson, M. (1978). "Les essais in situ en mécanique des sols", Eyrolles, Paris.
3. \* \* \* (1969). "Spravocnik proectirovca - Slojnie osnovania i fundamenti", Moscova.
4. Keszdy A. (1964). "Bodenmechanik", Berlin.
5. Janikis, A. (1969). "Theoretical Soil Mechanics", New York.
6. \* \* \* "Grundbau - Taschenbuch", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München (1966).

**RELATII CANTITATIVE ÎNTR-FAZELE COMPONENTE ALE PĂMÎNTURILOR**

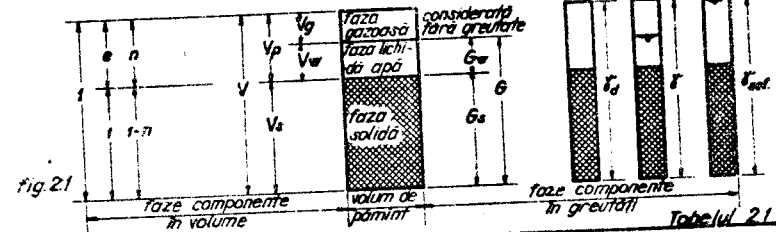


fig. 21

Tabelul 21

Mărimi calculate	Relatii pentru calculul mărimilor calculate <sup>a)</sup>					
	Mărimi date sau măsurate <sup>b)</sup>					
	$G_s; G_w; V_s; V_w; V_p; V_g; V; G; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$	$V_s; V_w; V_p; V_g; V; V_m; e; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$	$V; V_p; V_g; V_w; V_s; V_m; e; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$	$V; V_p; V_g; V_w; V_s; V_m; e; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$	$V; V_p; V_g; V_w; V_s; V_m; e; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$	$V; V_p; V_g; V_w; V_s; V_m; e; G_s; G_w; G; \gamma_d; \gamma; \gamma_{sat}; \gamma_w; \gamma_s; \gamma_r$
$V_s$ Volumul particulelor solide	$G_s / \gamma_s$	$V - (V_g + V_w)$	$\frac{V}{(1-n)}$	$\frac{V}{1-e}$	$V_p / e$	
$V_w$ Volumul apei	$G_w / \gamma_w$	$V_p - V_g$	$S_r \cdot V_p$	$\frac{S_r \cdot V \cdot e}{1-e}$	$S_r \cdot V \cdot e$	
$V_g$ Volumul gazelor	zero	$V - (V_s + V_w)$	$(1-S_r) \cdot V_p$	$\frac{(1-S_r) \cdot V \cdot e}{1-e}$	$(1-S_r) \cdot V_s \cdot e$	
$V_p$ Volumul porilor	$G_w / \gamma_w$	$V - \frac{G_s}{\gamma_s}$	$V - V_s$	$\frac{n \cdot V_s}{1-n}$	$V \cdot n$	$V_s \cdot e$
$V$ Volumul total	$V_s + V_w$	măsurat	$V_s + V_w + V_g$	$\frac{V_s}{1-n}$	$V_s (1+e)$	$V_p / n$
$n$ Porozitate	$V_p / V$	$1 - \frac{V_s}{V}$	$1 - \frac{G_s}{\gamma_s \cdot V}$	$\frac{e}{1-e}$	$1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	
$e$ Indicele porilor	$V_p / V_s$	$\frac{V}{V_s} - 1$	$\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	$\frac{G_w \cdot \gamma_s}{G_s \cdot S_r \cdot \gamma_w}$	$\frac{n \cdot \gamma_w \cdot \gamma_s}{1-n \cdot S_r \cdot \gamma_w}$	
$G_s$ Greutatea particulelor solide	măsurată	$\frac{G}{1-w}$	$S_r \cdot V (1-n)$	$\frac{G_w \cdot \gamma_s}{e \cdot S_r \cdot \gamma_w}$		
$G_w$ Greutatea apei	$G - G_s$	$w \cdot G_s$	$S_r \cdot \gamma_w \cdot V_p$	$\frac{e \cdot G_s \cdot S_r \cdot \gamma_w}{S_r}$		
$G$ Greutatea totală	măsurată	$G_s (1+w)$				
$\gamma_d$ Greutate volumică în stare uscată	$\frac{G_s}{V}$	$\frac{G_s}{V}$	$\frac{S_r}{V(1-w)}$	$\frac{\gamma_s}{1-e}$	$\frac{1+w \cdot \gamma_s}{S_r \cdot \gamma_w}$	$\frac{\gamma_s}{1-w}$
$\gamma$ Greutate volumică în stare umedă	$\frac{G_s + G_w}{V}$	$\frac{G_s + G_w}{V}$	$\frac{G}{V}$	$\frac{\gamma_s + S_r \cdot \gamma_w \cdot e}{1-e}$	$\frac{(1+w) \cdot \gamma_s}{S_r \cdot \gamma_w}$	$\gamma (1+w)$
$\gamma_{sat}$ Greutate volumică în stare saturată	$\frac{G_s + G_w}{V}$	$\frac{G_s + V_p \cdot \gamma_w}{V}$	$\frac{G_s + (e \cdot \gamma_w)}{V}$	$\frac{\gamma_s + S_r \cdot \gamma_w \cdot e}{1-e}$	$\frac{(1+w) \cdot \gamma_s}{S_r \cdot \gamma_w}$	$\gamma_s + n \cdot \gamma_w$
$\gamma_w$ Greutate volumică în stare submersată	$\frac{G_s + V_p \cdot \gamma_w}{V}$	$\frac{G_s + V_p \cdot \gamma_w}{V}$	$\frac{G_s + (1-e) \cdot \gamma_w}{V}$	$\frac{\gamma_s + S_r \cdot \gamma_w \cdot e}{1-e}$	$\frac{\gamma_s (\gamma_s - \gamma_w)}{e \cdot \gamma_w}$	$\gamma_w (1-n) \cdot \gamma_w$
$w$ Umiditate	$G_w / G_s$	$\frac{G}{G_s} - 1$	$\frac{e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$	$\frac{S_r \cdot \gamma_w \cdot e}{\gamma_s}$	$\frac{1-e}{e}$	
$S_r$ Grad de umiditate (de saturatie)	1.00	$V_w / V_p$	$\frac{G_w}{V_p \cdot \gamma_w}$	$\frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$	$\frac{\gamma_w \cdot \gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w}$	$\frac{(1-n) \cdot \gamma_w \cdot \gamma_s}{n \cdot \gamma_w}$

<sup>a)</sup> În cazul în care, în loc de greutățile volumice se utilizează densitățile (mase specifice), toate mărimile notate cu „ $\gamma$ ” se înlocuiesc cu „ $\rho$ ”.

<sup>b)</sup> Determinarea, prin măsurători, a mărimilor specificate în tabel, este descrisă în „Manualul de laborator geotehnic”.



Greutăți volumice ale pământurilor, pentru  
estimări preliminare

- TABELUL 2.2 -

Denumirea și starea pământului	( $kN/m^3$ )
<b>I. PĂMINTURI NECOEZIVE</b>	
- Nisip fin, curat, în stare uscată.	12,00 - 15,00
- Nisip fin, curat, umed.	13,00 - 17,00
- Nisip mijlociu, curat, în stare uscată.	14,00 - 16,00
- Nisip mijlociu, curat, umed până la saturat.	16,00 - 18,50
- Nisip mare, uscat, în stare uscată.	14,00 - 17,00
- Nisip mare, curat, umed sau saturat.	16,00 - 20,00
- Pietriș uscat.	18,00 - 20,00
- Pietriș umed.	19,00 - 21,00
<b>II. PĂMINTURI COEZIVE</b>	
- Praf argilos, sau nisip argilos afinat, în stare uscată sau puțin umed.	14,00 - 16,00
- Praf argilos sau nisip argilos, saturat.	17,00 - 18,00
- Praf argilos sau nisip argilos, bine indesarat în stare uscată sau puțin umed.	16,50 - 17,50
- Praf argilos sau nisip argilos, bine indesarat, saturat.	19,00 - 20,00
- Argilă prăfoasă, cu umiditate redusă.	15,00 - 18,50
- Argilă prăfoasă, saturată.	19,00 - 20,00
- Leess cu umiditate naturală.	15,00 - 16,00
- Leess umed.	17,00 - 18,50
- Argilă compactă cu umiditate redusă.	18,00 - 19,00
- Argilă compactă umedă sau saturată.	peste 20,00
<b>III. UMLUTURI</b>	
- Pământ de umplutură afinat în stare uscată sau puțin umed.	13,00 - 14,50
- Pământ de umplutură afinat, saturat.	17,00 - 18,50
- Pământ de umplutură, indesarat, în stare uscată sau puțin umed.	17,50 - 19,00
- Pământ de umplutură, indesarat (compactat), saturat.	18,00 - 22,00

Clasificarea pământurilor  
necoezive după granulozitate

- TABELUL 2.3 -

Nr. crt.	Clasificarea pământurilor necoezive	Conținut în fracțiune granulară predominantă (%)				
		Blocuri (peste 200 mm)	Bolovăniș (20-200 mm)	Pietriș (2-20 mm)	Nisip mare (0,5-2 mm)	Nisip mijlociu (0,25-0,5 mm)
1.	Blocuri	>50				
2.	Bolovăniș		>50			
3.	Pietriș			>50		
4.	Nisip cu pietriș			25-50	>50	
5.	Nisip mare				>50	
6.	Nisip mijlociu				>50	
7.	Nisip fin					>50

OBSERVAȚIE - Se recomandă ca la descrierea pământurilor necoezive, pe lângă fracțiunea granulară principală din tabel, să se menționeze, de la caz la caz, și alte fracțiuni granulare care intră în componență.

Clasificarea pământurilor  
necoezive ca neuniformitate

- TABELUL 2.4 -

Clasificarea granulozității pământurilor necoezive	Coefficient de neuniformitate ( $U_n$ )
- Cu granulozitate foarte uniformă.	< 5
- Cu granulozitate uniformă.	5 ..... 15
- Cu granulozitate neuniformă.	> 15

Clasificarea pământurilor coezive după plasticitate și granulometrie

- TABELUL 2.5 -

Nr. crt.	Clasificarea pământurilor coezive	Indice de plasticitate I <sub>p</sub> (%)	Conținut în fracțiuni granulare (%)	
			Argilă (sub 0,005 mm)	Praf (0,05-0,005 mm)
1.	Argilă grasă	peste 40	peste 60	mai puțin decît argilă
2.	Argilă	25-50	35-60	idem
3.	Argilă prăfoasă	15-35	30-50	mai mult decît argilă
4.	Argilă nisipoasă	15-35	30-60	idem
5.	Argilă prăfoasă-nisipoasă	15-25	30-35	mai mult decît argilă
6.	Praf argilos	10-25	15-30	mai mult decît nisip
7.	Praf argilos-nisipos	5-20	15-30	idem
8.	Praf	5-15	0-15	mai mult decît argilă
9.	Praf nisipos	0-10	0-15	mai mult decît nisip
10.	Nisip argilos	5-20	15-30	mai puțin decît nisip
11.	Nisip prăfos	0-10	0-15	idem

OBSERVAȚIE - În cazul neconcordanțelor mari între valorile I<sub>p</sub> și ale conținutului în fracțiuni granulare indicate în tabel, clasificarea pământului respectiv se va face în funcție de valoarea I<sub>p</sub> și de proporția cea mai apropiată de fracțiuni granulare, din tabel.

Clasarea pământurilor coezive, după plasticitate

- TABELUL 2.6 -

Categoria de plasticitate	Indicele de plasticitate (I <sub>p</sub> )
- Cu plasticitate redusă	< 10
- Cu plasticitate mijlocie	10 ..... 20
- Cu plasticitate mare	20 ..... 35
- Cu plasticitate foarte mare	> 35

Calificarea stării de indesare a  
pământurilor necesive după gradul  
de indesare

- TABELUL 2.7 -

Stare	Gradul de indesare $I_D$
- Afinită	$< 0,55$
- Cu indesare medie	$0,55 \dots\dots\dots 0,66$
- Indesată	$> 0,66$

Corelații între indicele porilor și starea de indesare pentru pământuri necesive

- TABELUL 2.8 -

Categorii de pământ necesiv	Indicele porilor $e$ , pentru starea		
	Afinită	Cu indesare medie	Indesată
- Nisip cu pietriș, nisip mare, nisip mijlociu	$> 0,70$	$0,55 - 0,70$	$< 0,55$
- Nisip fin	$> 0,75$	$0,60 - 0,75$	$< 0,60$
- Nisip prăfos	$> 0,80$	$0,60 - 0,80$	$< 0,60$

Corelații între rezultate ale penetrometriei statice și dinamice, cu gradul de indesare al pământurilor necesive

- TABELUL 2.9 -

$I_D$	$R_p$ (daN/cm <sup>2</sup> )				N (le-vituri)
	Nisip mare și mijlociu	Nisip fin	Nisip prăfos uscat și umed	Nisip prăfos foarte umed și saturat	
$< 0,55$	$< 50$	$< 40$	$< 30$	$< 20$	$< 10$
$0,55 - 0,66$	$50 - 150$	$40 - 120$	$30 - 100$	$20 - 70$	$10 - 50$
$> 0,66$	$> 150$	$> 120$	$> 100$	$> 70$	$> 50$

Caracterizarea capacității de indesare a pământurilor necesive

- TABELUL 2.10 -

Cu capacitate de indesare	$\sigma_i$
- Mică	$< 0,4$
- Mijlocie	$0,4 \dots\dots\dots 0,6$
- Mare	$> 0,6$

Calificarea stării fizice a pământurilor necesive, după consistență

- TABELUL 2.11 -

Calificarea stării de consistență	Indicele de consistență, $I_C$
- În stare curgătoare	$< 0$
- În stare plastic curgătoare	$0,00 \dots\dots\dots 0,25$
- În stare plastic moale	$0,25 \dots\dots\dots 0,50$
- În stare plastic consistentă	$0,50 \dots\dots\dots 0,75$
- În stare plastic vîrtoasă	$0,75 \dots\dots\dots 1,00$
- În stare tare	$> 1$

Corelații între rezultate ale penetrometriei statice și dinamice, cu indicele de consistență al pământurilor coezive

- TABELUL 2.12 -

$I_C$	$R_p$ (daN/cm <sup>2</sup> )	N (lovituri)
< 0	< 10	< 2
0,00 - 0,25	10	2 - 4
0,25 - 0,50	10	5 - 8
0,50 - 0,75	10 - 30	9 - 15
0,75 - 1,00	30 - 50	16 - 30
> 1	> 50	> 30

Caracterizarea pământurilor ca grad de umplere a golurilor cu apă

- TABELUL 2.13 -

Calificarea pământului	Gradul de umiditate (de saturare) $S_r$
- Uscat	< 0,40
- Umed	0,40 - 0,80
- Foarte umed	0,80 - 0,90
- Practic saturat	> 0,90

Caracterizarea pământurilor coezive după indicele de activitate

- TABELUL 2.14 -

Calificarea pământului	$I_A$
- Puțin activ	< 0,75
- Cu activitate medie (normală)	0,75 - 1,25
- Foarte activ	> 1,25

Caracterizarea pământurilor coezive ca activitate, după căldura de umesire

- TABELUL 2.15 -

Calificarea pământului	$q_{um}$ (J/g)
- Puțin activ	0 ..... 12
- Cu activitate medie	12 ..... 25
- Activ	25 ..... 37
- Foarte activ	> 37

Coefficienți de permeabilitate

- TABELUL 2.16 -

Calificarea pământului	k (cm/s)	Tipul pământului
- Foarte permeabil	$> 10^{-1}$	Pietriș
- Cu permeabilitate medie	$10^{-1} - 10^{-4}$	Nisip cu pietriș, nisip mare și mijlociu
- Puțin permeabil	$10^{-4} - 10^{-7}$	Nisip fin, praf nisipos, praf argilos, argilă nisipoasă.
- Practic impermeabil	$\leq 10^{-7}$	Argilă compactă.

Deformabilitatea în funcție de rezultatele încercărilor în edometru

- TABELUL 2.17 -

Caracterizarea compresibilității pământului	Valori pentru $p = 2-5 \text{ daN/cm}^2$	
	$\mu_{2-5}$ ( $\text{daN/cm}^2$ )	$\mu_{T_{e-1}}$ ( $\text{cm}^2/\text{daN}$ )
- Practic incompresibile	$> 500$	$< 0,003$
- Compresibilitate redusă	200 - 500	0,003 - 0,01
- Compresibilitate medie	100 - 200	0,010 - 0,02
- Compresibilitate mare	50 - 100	0,020 - 0,04
- Compresibilitate foarte mare	$< 50$	$> 0,04$

Module de deformația liniară

- TABELUL 2.18 -

Denumirea și starea pământului	E (kPa)
Pământuri mloase sau turbatoase	1000 ..... 5000
Pământuri coesive :	
- plastic curgătoare și plastic moi	2000 ..... 7000
- plastic consistente	8000 ..... 20000
- plastic vâtoase	12000 ..... 30000
- tari	$> 25000$
Nisipuri afinate	10000 ..... 15000
Nisipuri cu indesare medie	20000 ..... 50000
Nisipuri indesate	$> 40000$
Pietrișuri	$> 50000$

(100 kPa = 1 daN/cm<sup>2</sup>)

Coefficienții Poisson pentru pământuri

- TABELUL 2.19 -

- bolovnișuri și pietrișuri	$\nu = 0,27$
- nisipuri, nisipuri argilease și nisipuri prăfoase	$\nu = 0,30$
- prafuri, prafuri argilease, argile nisipoase și argile prăfoase	$\nu = 0,35$
- argile și argile grase	$\nu = 0,42$

PLANSĂ 2.VIII

Factor dimensional pentru corelarea  
modulului de deformatie edometric cu modulul  
de deformatie liniară

- TABELUL 2.20 -

Denumirea pământului	$I_C$	$M_0$			
		$e = 0,41-0,6$	$e = 0,61-0,80$	$e = 0,81-1,00$	$e = 1,01-1,10$
Nisip argilos, praef nisipoas, argilă nisipoasă	0,00-1,00	1,6	1,3	1,0	-
Praef, praef argilos, argilă prafoasă	0,76-1,00 0,50-0,75	2,3	1,7	1,3	1,1
Argilă, argilă grasă	0,76-1,00 0,50-0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
		1,8	1,5	1,3	1,2
		1,5	1,3	1,1	1,0

Valori de calcul ale modulului de deformatie liniară pentru pământuri necoezive

- TABELUL 2.21 -

Pământuri necoezive	Valorile de calcul ale modulului E (in kPa), pentru valori ale indicelui porilor e. egale cu :			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Nisipuri cu pietris, nisipuri mari și mijlocii	50000	40000	30000	-
Nisipuri fine	48000	38000	28000	18000
Nisipuri prafoase	39000	28000	18000	11000

OBSERVAȚII :

1. Valorile din tabel se referă la nisipuri cuarțoase, conținând maximum 5 %ică și materii organice, independent de umiditate.
2. Pentru valori ale indicelui porilor e intermediare, se admite interpolarea liniară a valorilor E.
3. Pentru pământuri necoezive având e mai mic decit valorile din tabel, valorile E se pot lua corespunzător celor mai mici valori e din tabel. In acest caz, pentru precizarea valorilor E, se recomandă efectuarea de încercări corespunzătoare pe teren sau in laborator.

PLANSĂ 2.VIII

Valori de calcul ale modulului de deformatie liniară pentru pământuri coezive

- TABELUL 2.22 -

originea	Pământuri coezive	denumirea	consistența	Valorile de calcul ale modulului E (in kPa) pentru indiciile porilor e. egal cu :					
				0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95
Aluviale, deluviale, lacustre, aluviale lacustre	Pământuri coezive	praef nisipoas	$0,25 \leq I_C \leq 1,00$	32000	24000	16000	10000	7000	-
		praef, praef argilos, argilă prafoasă, argilă nisipoasă	$0,75 \leq I_C \leq 1,00$	34000	27000	22000	17000	14000	11000
		argilă, argilă grasă	$0,50 \leq I_C \leq 0,75$	32000	25000	19000	14000	11000	8000
		praef nisipoas	$0,75 \leq I_C \leq 1,00$	-	28000	24000	21000	18000	15000
Flavie - glaciare	Pământuri coezive	praef nisipoas	$0,25 \leq I_C \leq 1,00$	33000	24000	17000	11000	7000	-
		praef, praef argilos, argilă prafoasă, argilă nisipoasă	$0,75 \leq I_C \leq 1,00$	40000	33000	27000	21000	-	-
			$0,50 \leq I_C \leq 0,75$	35000	28000	22000	17000	14000	-

OBSERVAȚII : 1. Valorile din tabel se referă la pământurile argiloase având  $S_r > 0,8$  și max. 5% materie organice.  
2. Pentru valori ale indicelui porilor e intermediare, se admite interpolarea liniară a valorilor E.

## PLANSĂ 2.VIII

OBSERVAȚII : (Tabel 2.22)

5. Pentru pământurile argiloase avînd e mai mic decît cel din tabel, precum și  $S_r \leq 0,8$  iar  $I_G \geq 0,75$ , valorile  $E$  se pot lua egale cu valorile  $E$  din dreptul celor mai mici valori e din tabel și pentru  $I_G \geq 0,75$ . În acest caz, pentru precizarea valorilor  $E$ , se recomandă încercări corespunzătoare pe teren sau în laborator.

## PLANSĂ 2.IX

Coefficienții de pat  $k_p$  pentru  
solicitări statice

- TABELUL 2.23 -

Denumirea pământului sau a rocii	$k_p$ (daN/cm <sup>2</sup> )
- Pământuri mloase, umpluturi necompactate, pământuri argiloase plastic curgătoare-plastic moi, nisipuri afinate.	0,1 ... 0,5
- Umpluturi compactate, pământuri argiloase plastic consistente, nisipuri de indesare medie.	0,5 ... 5
- Pământuri argiloase plastic vîrtoase, nisipuri indesate.	5 ... 10
- Argile tari, pietriguri, belevănișuri.	10 ... 20

Factor pentru stabilirea coeficientului de pat  
în funcție de dimensiunile suprafeței de  
contact cu terenul

- TABELUL 2.24 -

Categoria de pământ	$\alpha$
1. Pământuri coesive :	
- plastic consistente	2,4
- plastic vîrtoase	4,8
- tari	9,9
2. Nisipuri uscate sau umede :	
- în stare afînată	1,5
- cu indesare medie	4,1
- în stare indesată	16,0
3. Nisipuri saturate :	
- în stare afînată	0,8
- cu indesare medie	2,6
- în stare indesată	9,6

## PLANSĂ 2.I

Factorii  $m$  de proportionalitate pentru  
mediu Winkler cu coeficient de pat  
liniar variabil cu adâncimea de la  
suprafață

- TABELUL 2.25 -

Categoria de pământ	$m \times 10^3$ (daN/cm <sup>4</sup> )
- Argilă în stare plastic curgătoare, argilă prăfoasă, mluri	0,5 - 2,0
- Argilă nisipoasă și argilă în stare plastic moale ; nisip prăfos, nisip afirmat	2 - 4
- Argilă nisipoasă și argilă în stare plastic vîrtoasă ; nisipuri fine și medii	4 - 6 *)
- Argile nisipoase și argile tari, nisipuri mari	6 - 10 *)
- Nisipuri cu pietriș, pietriș, prundiș	10 - 20 *)

\*) Pentru materiale compacte, valorile se apăsesc cu 50 %.

$$k_0 = m \cdot Z$$

în care  $Z$  - adâncimea (în cm)

## PLANSĂ 2.II

Valori ale coeficientului  $C_2$

- TABELUL 2.26 -

Natura pământului	Presiunea statică (daN/cm <sup>2</sup> )	$C_2$ (daN/cm <sup>3</sup> )
Nisip fin, argilos	0,27	4 - 6,5
	0,54	7
	1,08	14,5 - 16
Nisip fin Nisip cu granulație medie, argilos	0,27	5,5 - 7,5
	0,54	11 - 11,5
	1,08	17,5 - 20
Nisip cu granulație medie	0,27	5 - 8,5
	0,54	8 - 10,5
	1,08	11,5 - 18,5
Nisip cu granulație medie pînă la mare, înainte de compactare	0,27	8
	0,54	14
	1	24
Nisip cu granulație medie pînă la mare, după com- pactare	0,27	15
	0,54	18
	1	25,5
Nisip și pietriș	0,27	9
	0,54	14
	1,08	24
Pietriș argilos foarte compactat	0,27	9
	0,54	16
	1,08	26
Argilă umedă	0,27	5,5
	0,54	9
	1,08	14
Argilă uscată	0,27	10,5
	0,54	15
	1,08	25



PLANSĂ 2.XI

Pentru valoarea aproximativă a celorlalți coeficienți se utilizează relațiile :

$$C_x, C_y \approx 0,7 \cdot C_z ; C_p \approx 2 \cdot C_z ; C_\gamma \approx 1,5 \cdot C_z$$

Pentru suprafețe de contact  $S > 10 \text{ m}^2$ , valorile  $C_z$  recomandate variază cu presiunea statică de contact, după cum urmează :

$P_{st}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	1	2	3	4	5
$C_z$ (daN/cm <sup>2</sup> )	2	4	5	6	7

PLANSĂ 2.XII

- TABELUL 2.27 -

Denumirea pământurilor	Valori orientative		
	$\phi'$ (grade)	$c'$ (daN/cm <sup>2</sup> )	
Nisipuri cu pietriș și nisipuri mari :		Pământuri m e c e n s i v e	
- indeseate	> 33		
- cu indesare medie	31 - 33		
Nisipuri mijlocii :			
- indeseate	> 33		
- cu indesare medie	29 - 33		
Nisipuri fine :			
- indeseate	> 30		
- cu indesare medie	23 - 30		
Nisipuri prăfoase :			
- indeseate	> 28		
- cu indesare medie	22 - 28		
Prafuri și prafuli argiloase cu :		Pământuri c e c e n s i v e	
$0,75 < I_C \leq 1,00$	23 - 25		0,04 - 0,06
$0,25 < I_C \leq 0,75$	18 - 23		0,01 - 0,05
Argile prăfoase cu :			
$0,75 < I_C \leq 1,00$	17 - 22		0,08 - 0,19
$0,50 < I_C \leq 0,75$	14 - 20		0,06 - 0,15
$0,25 < I_C \leq 0,50$	10 - 16		0,05 - 0,10
Argile cu :			
$0,75 < I_C \leq 1,00$	12 - 18		0,15 - 0,32
$0,50 < I_C \leq 0,75$	9 - 15		0,13 - 0,23
$0,25 < I_C \leq 0,50$	6 - 15	0,12 - 0,18	

A - Criterii de identificare a pământurilor sensibile la umezire - P.S.U.

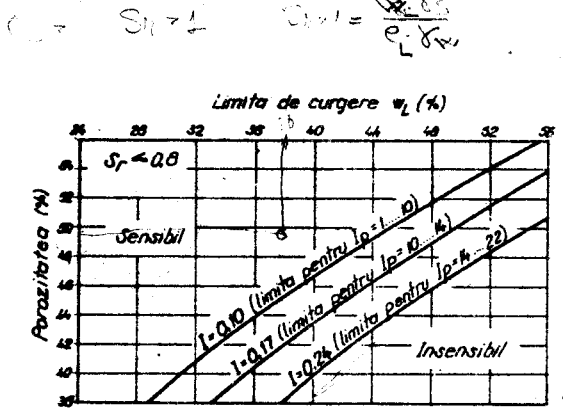


Fig. 2.2

Valoarea  $1 = \frac{e_L - e}{1 + e}$  în care  $e_L$  - indicele porilor care s-au zădărniciat pământului aflat la limita de curgere.  
 $e$  - indicele porilor pământului în stare naturală

- Încălziri pe placă avînd aria  $A \geq 1m^2$ :  $\eta = \frac{S_1}{S_n} > 5$  și  $S_1 - S_n \geq 3cm$ .  
 $S_n$  și  $S_1$  sînt măsurate înainte și după inundare sub presiune  $p = 300 kPa$

B - Criterii de caracterizare a terenului de fundare cu P.S.U.

1. Tăsoarea specifică la umezire  $i_{mp}$  unde:

$i_{mp} = \epsilon_{pi} - \epsilon_{pn}$   
 $\epsilon_{pi} = \frac{\Delta H}{H}$   
 $\epsilon_{pn} = 1.7 \%$

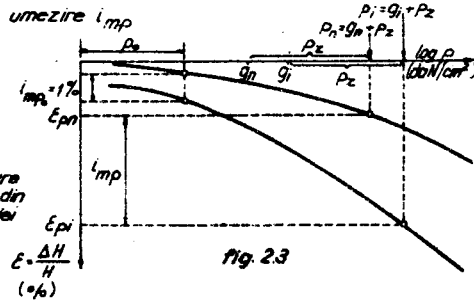


Fig. 2.3

- Rezistența structurală  $p_s$ :  
 $p_s = p_i$  pentru care  $i_{mp} = 1\%$  în edometru;  
 $p_s = p_{max}$  pentru care  $\frac{P_i}{S_i}$  - constant la încălzirile pe placă;  
 $p_s = p_{zmin}$  unde  $Z_{min}$  este adîncimea de la care se produc tăsoări suplimentare prin umezire sub greutatea proprie a pământului ( $1mg$ )
- Clasificarea terenurilor de fundare cu P.S.U.:  
 grupa A, terenuri la care  $1mg \leq 5cm$ .  
 grupa B, terenuri la care  $1mg > 5cm$ .

Tabelul 2.29

Umflarea și contractia	Procent ar-gilă $< 2 \mu$ (%)	Indicele absorb-tivității $I_p$ (%)	Indice de activitate $I_A$ (-)	Capacitatea de adsorb-ție $C_a$ (%)	Umflarea liberă $U_f$ (%)	Căderea de umezire $U_{um}$ (clg)	Limita de contracție $w_p$ (%)	Umflarea la secționare de $10 \log w$ (%)	Contractia volumică $C_v$ (%)		Presiunea de umflare $P_u$ (MPa)
									Turburat	Neturburat	
F. Mare	$> 30$	$> 35$	$> 1.25$	$> 100$	$> 40$	$> 37$	$< 10$	$> 10$	$> 100$	$> 35$	$> 0.4$
Mare	20-35	25-40	1.00-1.25	65-100	10-40	25-37	16-10	13-15	75-100	25-35	0.1-0.4
Mică	15-25	20-30	0.75-1.00	55-70	10-120	12-25	15-14	10-13	35-75	15-25	0.05-0.1

COMPOZIȚIA GRANULOMETRICĂ A PĂMÎNTURILOR LICHEFIABILE

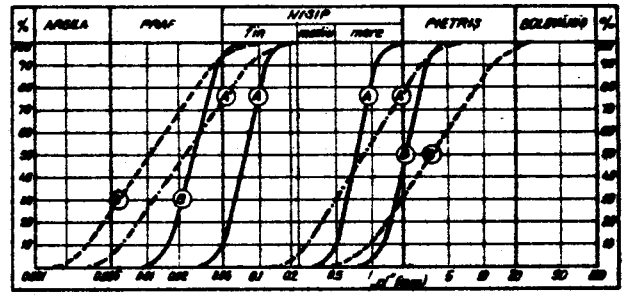


Fig. 2.4

Lichefiabile - NISIPURI - Foarte lichefiabile  
 uniforme  $\textcircled{1}$  neuniforme  $\textcircled{2}$

VALORI  $d_{50}$  (mm)

Tabelul 2.29

Nisip	Lichefiabil	Foarte lichefiabil	Lichefiabil
Uniform ( $U_p = 1-5$ )	0.03 - 0.09	0.09 - 0.70	0.70 - 2.00
Neuniform ( $U_p = 5-50$ )	0.01 - 0.02	0.02 - 0.90	0.90 - 3.50

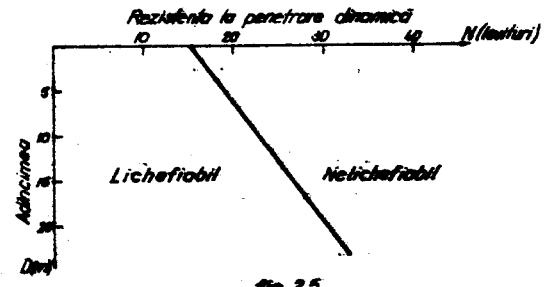


Fig. 2.5

1) Fortă concentrată (fig.3.1)

$$\sigma_z = \frac{3P}{2H} \frac{z^3}{(x^2+r^2)^{3/2}} = K \frac{P}{z^2}$$

$$\sigma_r = \frac{3P}{2H} \frac{r^2 z}{(x^2+r^2)^{3/2}}$$

$$\sigma_\theta = 0$$

$$\epsilon_{rr} = \epsilon_{\theta\theta} = \frac{3P}{2H} \frac{r z^2}{(x^2+r^2)^{3/2}}$$

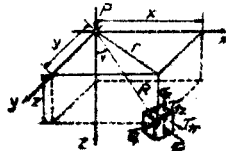


Fig.3.1

2) Fortă linier distribuită

$$\sigma_z = \frac{2\bar{P}}{H} \frac{z^3}{(x^2+z^2)^{3/2}} = K_1 \frac{\bar{P}}{z}$$

$$\sigma_x = \frac{2\bar{P}}{H} \frac{x^2 z}{(x^2+z^2)^{3/2}}$$

$\sigma_y = 0$  sau cf. - stare plană de eforturi

$\sigma_y = \frac{\bar{P}}{H} \frac{z}{x^2+z^2}$  - stare plană de deformare

$$\epsilon_{yx} = \epsilon_{xy} = \frac{2\bar{P}}{H} \frac{x z^2}{(x^2+z^2)^{3/2}}$$

Valorile K - TABEL 3.1 -

r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	1,00	0,0844
0,05	0,4745	1,05	0,0744
0,10	0,4657	1,10	0,0658
0,15	0,4516	1,15	0,0581
0,20	0,4329	1,20	0,0513
0,25	0,4105	1,25	0,0454
0,30	0,3849	1,30	0,0402
0,35	0,3577	1,35	0,0357
0,40	0,3294	1,40	0,0317
0,45	0,3011	1,45	0,0282
0,50	0,2735	1,50	0,0251
0,55	0,2466	1,55	0,0224
0,60	0,2214	1,60	0,0200
0,65	0,1978	1,65	0,0179
0,70	0,1762	1,70	0,0160
0,75	0,1565	1,80	0,0129
0,80	0,1386	1,90	0,0105
0,85	0,1226	2,00	0,0085
0,90	0,1083	3,00	0,0015
0,95	0,0956	4,00	0,0004

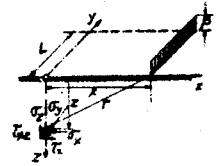
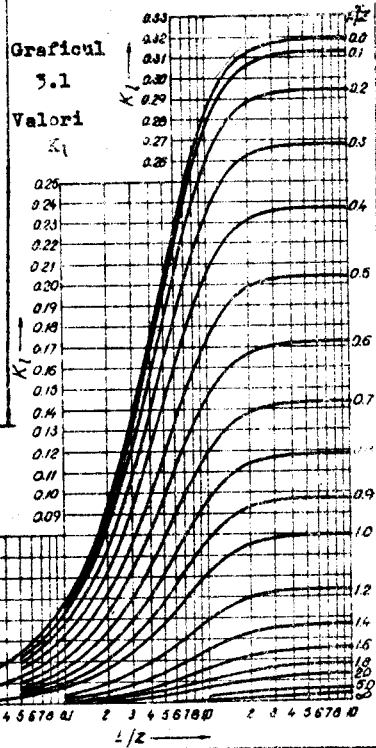


Fig.3.2

Valori  $K_M$

- TABELUL 3.2 -

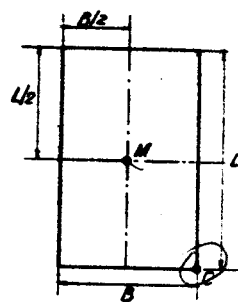


Fig.3.3

- 1)  $\sigma_{z,M} = K_M \cdot P$
- 2)  $\sigma_{z,C} = K_C \cdot P$

Pentru L/B =

s/B	1,0	2	4	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,960	0,976	0,977	0,977
0,4	0,800	0,870	0,880	0,881
0,6	0,606	0,727	0,753	0,755
0,8	0,449	0,593	0,639	0,642
1,0	0,336	0,481	0,540	0,550
1,2	0,257	0,392	0,462	0,477
1,4	0,201	0,321	0,400	0,420
1,6	0,160	0,267	0,348	0,374
1,8	0,130	0,224	0,305	0,337
2,0	0,108	0,190	0,270	0,306
2,2	0,091	0,165	0,239	0,280
2,4	0,077	0,141	0,215	0,258
2,6	0,066	0,125	0,191	0,239
2,8	0,058	0,108	0,172	0,225
3,0	0,051	0,095	0,155	0,208
3,2	0,045	0,085	0,141	0,196
3,4	0,040	0,076	0,128	0,184
3,6	0,036	0,068	0,117	0,175
3,8	0,032	0,062	0,107	0,166
4,0	0,029	0,056	0,098	0,158
4,2	0,026	0,051	0,091	0,150
4,4	0,024	0,047	0,084	0,144
4,6	0,022	0,045	0,078	0,137
4,8	0,020	0,040	0,072	0,132
5,0	0,019	0,037	0,067	0,126

Valori  $K_C$

- TABELUL 3.3 -

Pentru L/B =

s/B	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2491	0,2492	0,2494	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2439	0,2442	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2229	0,2329	0,2339	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,1999	0,2176	0,2196	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,1752	0,1999	0,2034	0,2042	0,2045	0,2046	0,2046
1,2	0,1516	0,1818	0,1870	0,1888	0,1887	0,1888	0,1888
1,4	0,1308	0,1644	0,1712	0,1730	0,1738	0,1739	0,1740
1,6	0,1123	0,1482	0,1567	0,1590	0,1601	0,1603	0,1604
1,8	0,0969	0,1334	0,1434	0,1463	0,1478	0,1481	0,1482
2,0	0,840	0,1202	0,1314	0,1350	0,1368	0,1372	0,1374
2,2	0,0732	0,1084	0,1205	0,1248	0,1271	0,1276	0,1277
2,4	0,0642	0,0979	0,1108	0,1156	0,1184	0,1190	0,1192
2,6	0,0566	0,0887	0,1020	0,1073	0,1106	0,1113	0,1116
2,8	0,0502	0,0805	0,0942	0,0999	0,1036	0,1045	0,1048
3,0	0,0447	0,0732	0,0870	0,0931	0,0973	0,0983	0,0987
3,2	0,0401	0,668	0,0806	0,0870	0,0916	0,0928	0,0933
3,4	0,0361	0,0611	0,0747	0,0814	0,0864	0,0877	0,0882
3,6	0,0326	0,0561	0,0694	0,0763	0,0816	0,0829	0,0837
3,8	0,0296	0,0516	0,0646	0,0717	0,0773	0,0790	0,0796
4,0	0,0270	0,0474	0,0603	0,0674	0,0733	0,0752	0,0753
4,2	0,0247	0,0439	0,0563	0,0634	0,0696	0,0716	0,0724
4,4	0,0227	0,0407	0,0527	0,0597	0,0662	0,0684	0,0692
4,6	0,0209	0,0378	0,0493	0,0564	0,0630	0,0654	0,0663
4,8	0,0193	0,0352	0,0463	0,0533	0,0601	0,0626	0,0635
5,0	0,0179	0,0328	0,0435	0,0504	0,0573	0,0599	0,0610

Valori ale factorilor  $K_z^r, K_x^r, K_{xz}^r$

Valori  $K_z^r$  - TABELUL 3.4 -

z/B	Pentru x/B =					
	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,90	0,50	0,02	0,00	0,00
0,50	0,92	0,74	0,48	0,08	0,02	0,00
0,75	0,87	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1,00	0,83	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,20	0,10	0,04
1,50	0,40	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,30	0,21	0,13	0,07
2,00	0,31	0,31	0,28	0,20	0,13	0,08
3,00	0,21	0,21	0,20	0,17	0,13	0,10
4,00	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10
5,00	0,15	0,15	0,12	0,12	0,11	0,09

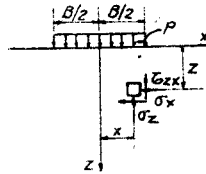


Fig.3.4

Valori  $K_x^r$  - TABELUL 3.5 -

1)  $\sigma_z = K_z^r \cdot p$

2)  $\sigma_x = K_x^r \cdot p$

3)  $\sigma_{xz} = K_{xz}^r \cdot p$

z/B	Pentru x/B =					
	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	1,00	1,00	0,50	0,00	0,00	0,00
0,25	0,45	0,39	0,35	0,18	0,07	0,04
0,50	0,18	0,19	0,23	0,21	0,12	0,07
0,75	0,08	0,10	0,14	0,22	0,14	0,10
1,00	0,04	0,05	0,09	0,15	0,14	0,13
1,25	0,02	0,03	0,06	0,11	0,12	0,11
1,50	0,01	0,02	0,04	0,08	0,10	0,10
1,75	-	0,01	0,03	0,06	0,09	0,09
2,00	-	-	0,02	0,05	0,07	0,08
3,00	-	-	0,01	0,02	0,03	0,04
4,00	-	-	-	0,01	0,02	0,03
5,00	-	-	-	-	-	-

Valori  $K_{xz}^r$  - TABELUL 3.6 -

z/B	Pentru x/B =					
	0,00	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00
0,00	0,00	0,00	0,32	0,00	0,00	0,00
0,25	0,08	0,13	0,30	0,05	0,01	0,00
0,50	0,00	0,16	0,26	0,13	0,04	0,02
0,75	0,00	0,13	0,20	0,16	0,07	0,04
1,00	0,00	0,10	0,16	0,16	0,10	0,05
1,25	0,00	0,07	0,12	0,14	0,10	0,07
1,50	0,00	0,06	0,10	0,13	0,10	0,07
1,75	0,00	0,04	0,08	0,11	0,10	0,08
2,00	0,00	0,03	0,06	0,10	0,10	0,08
3,00	0,00	0,02	0,03	0,06	0,07	0,07
4,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,05
5,00	0,00	-	-	-	-	-

- TABELUL 3.7 -

Valori  $K_z^r$

z/B	Pentru x/B =											
	-1,50	-1,00	-0,50	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00		
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000	
0,25	0,000	0,000	0,001	0,073	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,003	
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,017	
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,024	
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,045	
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,062	
2,00	0,033	0,061	0,127	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,069	
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,071	
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,073	0,073	0,068	0,068	
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,063	0,061	0,061	0,061	

$\sigma_z = K_z^r \cdot p$

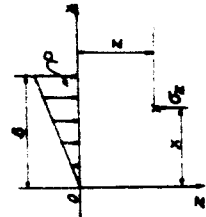


Fig.3.5



- TABLUL 5.11 -

Diagramele de încercare

Eforturi unitare

1

2

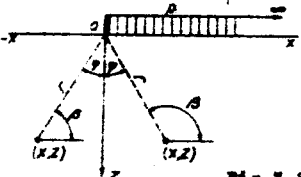


Fig. 5.8

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma} (\rho \pm \sin \rho)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma} (\rho - \frac{xz}{r^2}); \quad \sigma_z = \frac{p}{\gamma} (\rho + \frac{xz}{r^2})$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p}{\gamma} \sin^2 \rho$$

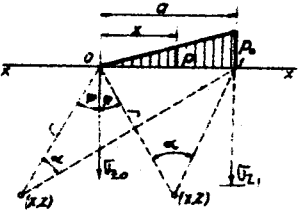


Fig. 5.9

$$\sigma_z = \frac{P_0}{\sigma \gamma} \left[ x\alpha - \frac{\sigma z}{(x-\sigma)^2 + z^2} (x-\sigma) \right]$$

$$\sigma_{z0} = \frac{P_0}{\gamma} \frac{\sin 2\alpha}{2} = \frac{P_0}{\gamma} \frac{\sigma z}{\sigma^2 + z^2}$$

$$\sigma_{z1} = \frac{2P_0}{\gamma} \alpha$$

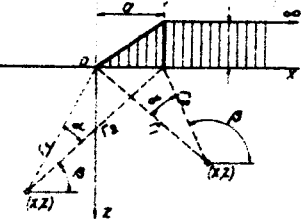


Fig. 5.10

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha \rho + x\alpha + z \ln \frac{r_1}{r_2} \pm z \sqrt{b^2 \frac{\rho}{r_1} + \alpha^2} \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha \rho + x\alpha + 2z \ln \frac{r_1}{r_2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma \alpha} (\alpha \rho + x\alpha)$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p}{\gamma \alpha} z \alpha$$

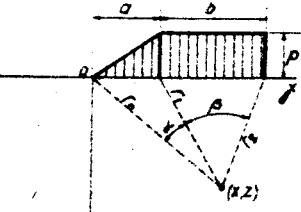


Fig. 5.11

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha \rho + x\alpha + z \ln \frac{r_1}{r_2} \pm z \sqrt{\frac{\alpha}{r_2} (x-b) + \ln \frac{r_1}{r_2}} \cdot \left( \alpha - \frac{\sigma z}{r_2} \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha \rho + x\alpha + \frac{\sigma z}{r_2} (x-b) + 2z \ln \frac{r_1}{r_2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha \rho + x\alpha - \frac{\sigma z}{r_2} (x-b) \right]$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p}{\gamma \alpha} \left[ z\alpha - \alpha \frac{z^2}{r_2^2} \right]$$

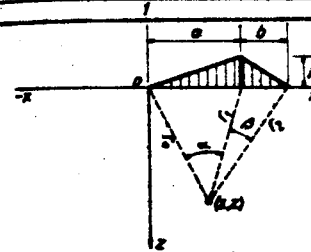


Fig. 5.12

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma} \left[ \frac{z}{\alpha} \alpha + \frac{\sigma+b-x}{b} \rho + \frac{\sigma}{2} \ln \frac{r_1}{r_2} - \frac{z}{b} \ln \frac{r_1}{r_2} \right] =$$

$$= \frac{p z}{\gamma} \left[ \left( \frac{1}{\alpha} \ln \frac{r_1}{r_2} + \frac{1}{b} \ln \frac{r_1}{r_2} \right) + \left( \frac{\sigma}{b} - \frac{\rho}{b} \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma} \left[ \frac{z}{\alpha} \alpha + \frac{\sigma+b-x}{b} \rho + \frac{\sigma}{2} \ln \frac{r_1}{r_2} - \frac{z}{b} \ln \frac{r_1}{r_2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma} \left[ \frac{z}{\alpha} \alpha - \frac{\sigma+b-x}{b} \rho \right]$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p z}{\gamma} \left[ \frac{\alpha}{\alpha} - \frac{\rho}{b} \right]$$

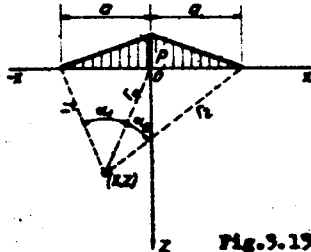


Fig. 5.13

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (u_1 + u_2) + \alpha (u_1 - u_2) - z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right] =$$

$$= \frac{p z}{\gamma \alpha} \left[ \ln^2 \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} + (u_1 - u_2)^2 \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (u_1 + u_2) + \alpha (u_1 - u_2) - 2z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (u_1 - u_2) + \alpha (u_1 - u_2) \right]$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p z}{\gamma \alpha} (u_1 - u_2)$$

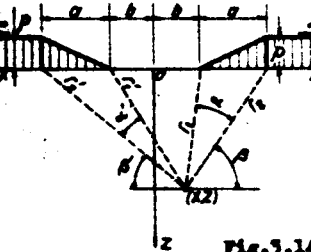


Fig. 5.14

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (\rho + \beta) - b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) - z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right] =$$

$$= \frac{p z}{\gamma \alpha} \left[ \ln^2 \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} + (\alpha - \alpha)^2 \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (\rho + \beta) - b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) - 2z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right]$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (\rho + \beta) - b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) \right]$$

$$\sigma_{xz} = -\frac{p z}{\gamma \alpha} [\alpha - \alpha]$$

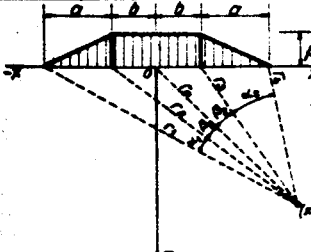


Fig. 5.15

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (u_1 + \rho_1 + \rho_2 + u_2) + b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) - z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right] =$$

$$= z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} + (\alpha - \alpha)^2$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \alpha (u_1 + \rho_1 + \rho_2 + u_2) + b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) - 2z \ln \frac{r_1 - u_1}{r_1 - u_2} \right]$$

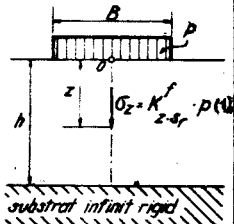
$$\sigma_z = \frac{p}{\gamma \alpha} \left[ \ln (u_1 + \rho_1 + \rho_2 + u_2) + b \ln \alpha + \alpha (u_1 - u_2) \right]$$

Valorile  $K^f$  ar

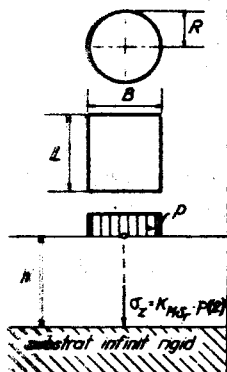
Fig.5.16

- TABELUL 5.12 -

$z/h$	$h = B/2$	$h = B$	$h = 5(B/2)$
0,0	1,000	1,00	1,00
0,2	1,009	0,99	0,82
0,4	1,020	0,92	0,57
0,6	1,024	0,84	0,44
0,8	1,025	0,78	0,37
1,0	1,022	0,76	0,36



Valorile  $K_M$  ar - TABELUL 5.13 -

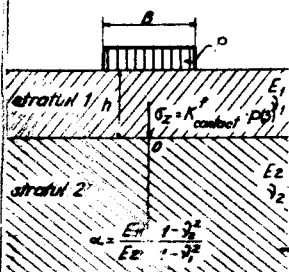


$z/h$	Cerc	Dreptunghiari cu raportul laturilor $l/B =$					Figia $l/B = \infty$
		1	2	3	10	100	
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,50	1,054	1,053	1,053	1,053	1,053	1,053	1,053
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059	1,059
1,00	0,965	1,027	1,059	1,025	1,025	1,025	1,025
1,50	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902	0,902
2,00	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761	0,761
2,50	0,355	0,395	0,595	0,651	0,636	0,636	0,636
3,00	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560	0,560
4,00	0,148	0,186	0,314	0,392	0,439	0,439	0,439
5,00	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359	0,359
7,00	0,051	0,065	0,115	0,170	0,262	0,262	0,262
10,00	0,025	0,032	0,064	0,095	0,181	0,181	0,181
20,00	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068	0,068	0,068
50,00	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014	0,014	0,014
$\infty$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Fig.5.17

Valorile  $K^f$  contact

- TABELUL 5.14 -



$2h/B$	$\alpha = 1$	$\alpha = 5$	$\alpha = 10$	$\alpha = 15$
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,02	0,95	0,87	0,82
1,0	0,90	0,69	0,58	0,52
2,0	0,60	0,41	0,35	0,29
3,5	0,39	0,26	0,20	0,18
5,0	0,27	0,17	0,16	0,12

Fig.5.18

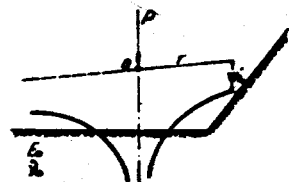


Fig.5.19

$$(1) K^f = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \cdot \frac{P}{B}$$

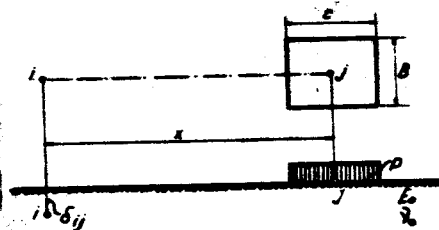


Fig.5.20

Valorile  $F$

- TABELUL 5.15 -

$z/c$	$c/z$	$B/c=2/3$	$B/c=1$	$B/c=2$	$B/c=5$
0		4,265	3,525	2,406	1,867
1	1	1,069	1,078	0,929	0,829
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,325
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0,240
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,160
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,120
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100

PLANSA 3.X

$$S = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \omega \cdot B \cdot p$$

in care :

- p - este presiunea uniform distribuită
- $\omega$  - se alege, după caz, din tabelul 3.16
- B - este diametrul suprafeței circulare  
B = 2 R sau latura mică a suprafeței dreptunghiulare de încărcare

Valorile  $\omega$

- TABELUL 3.16 -

Forma suprafeței încărcate	$\omega_0$ in colt	$\omega_0$ in centru	$\omega$ const tăcere uniformă
Cerc	0,64	1,00	0,79
Pătrat L/B=1		1,12	0,88
Dreptunghi L/B=			
2		1,55	1,22
3		1,78	1,44
4		1,96	1,61
5		2,10	1,72
6		2,25	-
7		2,35	-
8		2,42	-
9		2,49	-
10	$\omega_0 = \frac{1}{2} \omega_0$	2,55	2,12

PLANSA 3.XI

$$S_0 = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \omega_{ch} \cdot B \cdot p$$

in care :

- p - este presiunea uniform distribuită
- $\omega_{ch}$  - se alege, după caz, din tabelul 3.17
- B - este diametrul suprafeței circulare B=2R sau latura mică a suprafeței dreptunghiulare de încărcare

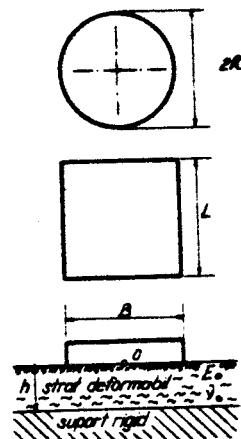


Fig.3.21

- TABELUL 3.17 -

Valorile  $\omega_{ch}$

h/B	Cerc	Dreptunghi cu L/B =				Figle
		1	2	3	4	
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
0,5	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
0,75	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
1	0,50	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52
1,5	0,64	0,68	0,73	0,74	0,74	0,74
2	0,75	0,78	0,88	0,89	0,89	0,89
2,5	0,78	0,84	0,99	1,02	1,05	1,05
3	0,81	0,88	1,08	1,13	1,14	1,14
4	0,86	0,94	1,08	1,27	1,31	1,31
5	0,89	0,98	1,25	1,36	1,46	1,46
7	0,92	1,02	1,33	1,48	1,67	1,67
10	0,94	1,05	1,39	1,57	1,89	1,89
20	0,97	1,09	1,46	1,67	2,19	2,34
50	0,99	1,11	1,50	1,74	2,40	2,92
	1,00	1,12	1,55	1,78	2,55	



- TABELUL 3.18 -

Valorile  $K_1, K_{1-1}$

z/R	Cerc	K				
		Valorile raportului L/B =				
		1	2	3	5	10
		figie				
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,6	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,0	0,235	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,311
1,4	0,298	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349
1,6	0,348	0,381	0,397	0,397	0,397	0,412
1,8	0,382	0,415	0,442	0,442	0,442	0,462
2,0	0,411	0,446	0,484	0,484	0,484	0,511
2,2	0,437	0,474	0,524	0,525	0,525	0,560
2,4	0,461	0,499	0,561	0,566	0,566	0,605
2,6	0,482	0,522	0,595	0,604	0,604	0,648
2,8	0,501	0,542	0,626	0,640	0,640	0,687
3,0	0,517	0,560	0,655	0,674	0,674	0,726
3,2	0,532	0,577	0,682	0,706	0,706	0,765
3,4	0,546	0,592	0,707	0,736	0,741	0,798
3,6	0,558	0,606	0,730	0,764	0,772	0,831
3,8	0,569	0,618	0,752	0,791	0,808	0,862
4,0	0,579	0,630	0,775	0,816	0,830	0,892
4,2	0,588	0,641	0,791	0,839	0,855	0,921
4,4	0,596	0,651	0,809	0,861	0,885	0,949
4,6	0,604	0,660	0,824	0,888	0,908	0,976
4,8	0,611	0,668	0,841	0,902	0,932	1,001
5,0	0,618	0,676	0,855	0,921	0,955	1,025
5,2	0,624	0,685	0,868	0,939	0,977	1,050
5,4	0,630	0,690	0,881	0,955	0,998	1,075
5,6	0,635	0,697	0,895	0,971	1,018	1,095
5,8	0,640	0,705	0,904	0,986	1,038	1,117
6,0	0,645	0,709	0,915	1,000	1,057	1,138
6,2	0,649	0,714	0,924	1,014	1,047	1,158
6,4	0,653	0,719	0,934	1,027	1,091	1,178
6,6	0,657	0,724	0,945	1,040	1,107	1,197
6,8	0,661	0,728	0,951	1,051	1,125	1,215
7,0	0,664	0,732	0,959	1,062	1,138	1,235
8,0	0,679	0,751	0,995	1,111	1,205	1,316
9,0	0,691	0,766	1,022	1,151	1,262	1,390
10,0	0,700	0,777	1,045	1,185	1,309	1,456

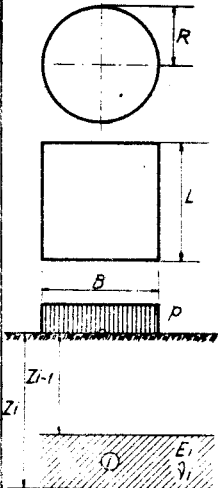


Fig. 3.22

$$\Delta S_i = \frac{1 - \nu_i^2}{E_i} \cdot (K_i - K_{i-1})^2$$

în care :

- este, după caz, R sau B.

**CONSOLIDAREA ÎN TIMP A PĂMÎNTURILOR ARGILOASE SATURATE**

1. Consolidare uniaxială.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

2. Consolidare plană.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)$$

3. Consolidare spațială.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right)$$

4. Consolidare radială.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

În care:  $x, y, z$  sînt coordonatele de poziție  
 $c_v, c_r$  sînt coeficienții de consolidare  
 $u$  - este presiunea excesivă  
 $t$  - este timpul

5.  $U = f_1(T)$

În care:  $U$  - gradul de consolidare;  $U_v = \frac{s_t}{s_m}$   
 $T$  - factorul de timp

6.  $U = f_2(T)$

$$T = T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \text{ pentru consolidare uniaxială}$$

$$T = T_r = \frac{c_v \cdot t}{(ER)^2} \text{ pentru consolidare radială}$$

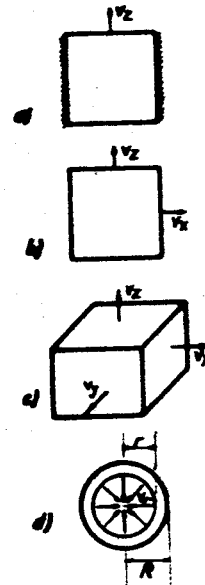


Fig. 3.23

1. CONSOLIDARE UNIAXIALA

1.a. Presiunea neutră inițială  $u_0$ ,  
distribuită uniform pe înălțimea stratului

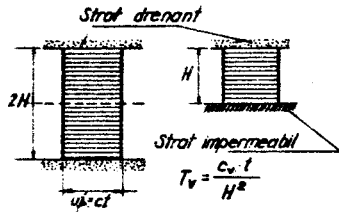


Fig.3.24

- TABEL 3.19 - a

$U_v = f_v(T_v)$	
$U_v \%$	$T_v$
0	0
5	0,0017
10	0,0077
15	0,0177
20	0,0314
25	0,0491
30	0,0707
35	0,1062
40	0,126
45	0,159
50	0,196
55	0,238
60	0,286
65	0,342
70	0,403
75	0,477
80	0,567
85	0,684
90	0,848
95	1,129
100	

- TABEL 3.20 - a

$T_v = f_v(U_v)$	
$T_v$	$U_v \%$
0,004	7,35
0,008	10,38
0,012	12,48
0,020	15,98
0,028	18,89
0,036	21,41
0,048	24,64
0,060	27,64
0,072	30,28
0,083	32,33
0,100	35,62
0,125	39,89
0,150	43,70
0,175	47,18
0,200	50,41
0,250	56,22
0,300	61,32
0,350	65,82
0,400	69,73
0,500	76,40
0,600	81,56
0,700	85,39
0,800	88,74
0,900	91,19
1,000	93,13
2,000	99,42

1.b. Presiunea neutră inițială  $u_0$  distribuită  
liniar pe înălțimea stratului

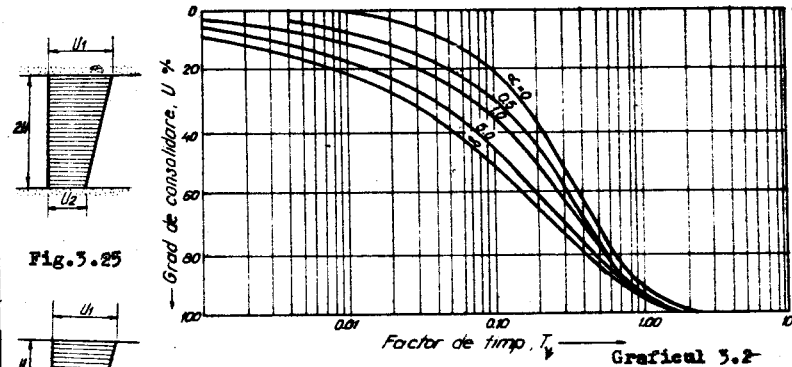


Fig.3.25

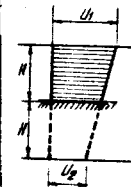


Fig.3.26

1.c. Presiunea neutră inițială  $u_0$  distribuită  
semisinusoidal pe înălțimea stratului

- TABELUL 3.19 - c

$U_v \%$	$T_v$
0	0
5	0,0021
10	0,0114
15	0,0238
20	0,0403
25	0,0608
30	0,0845
35	0,112
40	0,143
45	0,177
50	0,215
55	0,257
60	0,304
65	0,358
70	0,421
75	0,494
80	0,586
85	0,700
90	0,862
95	1,163
100	

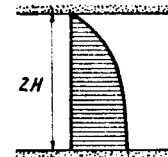


Fig.3.27

- TABELUL 3.20 - c

$T_v$	$U_v \%$
0,004	6,49
0,008	8,62
0,012	10,49
0,020	13,67
0,028	16,38
0,036	18,76
0,048	21,96
0,060	24,81
0,072	27,43
0,083	29,67
0,100	32,88
0,125	36,54
0,150	41,12
0,175	44,73
0,200	48,09
0,250	54,17
0,300	59,50
0,400	68,36
0,500	76,28
0,600	80,69
0,700	84,91
0,800	88,21
0,900	90,79
1,000	92,80
2,000	

1.d. Presiunea neutră inițială  $u_0$ , distribuită sinusoidal pe înălțimea stratului

- TABELUL 3.19 - d - TABELUL 3.20 - d

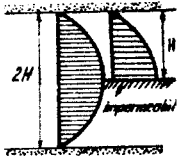


Fig.3.28

$U_v, \%$	$T_v$
0	0
5	0,0208
10	0,0427
15	0,0659
20	0,0904
25	0,117
30	0,145
35	0,175
40	0,207
45	0,242
50	0,281
55	0,324
60	0,371
65	0,425
70	0,488
75	0,562
80	0,652
85	0,769
90	0,933
95	1,214
100	

$T_v$	$U_v, \%$
0,004	0,98
0,008	1,95
0,012	2,92
0,020	4,81
0,028	6,67
0,036	8,50
0,048	11,17
0,060	13,76
0,072	16,28
0,085	18,52
0,100	21,87
0,125	26,54
0,150	31,12
0,175	34,75
0,200	38,09
0,250	44,75
0,300	48,09
0,350	54,17
0,400	59,50
0,450	64,21
0,500	68,36
0,600	77,25
0,700	82,22
0,800	86,11
0,900	89,15
1,000	91,52
2,000	

1.e. Presiunea neutră inițială  $u_0$ , distribuită triunghiular pe înălțimea stratului

- TABELUL 3.19 - e - TABELUL 3.20 - e

$U_v, \%$	$T_v$
0	0
5	0,0247
10	0,0500
15	0,0750
20	0,102
25	0,128
30	0,157
35	0,188
40	0,221
45	0,257
50	0,294
55	0,336
60	0,384
65	0,438
70	0,501
75	0,575
80	0,665
85	0,782
90	0,946
95	1,227
100	

$T_v$	$U_v, \%$	$T_v$	$U_v, \%$
0,004	0,85	0,700	81,65
0,008	1,62	0,800	85,66
0,012	2,41	0,900	88,80
0,020	4,00	1,000	91,25
0,028	5,60	2,000	
0,036	7,20		
0,048	9,50		
0,060	11,98		
0,072	14,56		
0,085	16,46		
0,100	19,76		
0,125	24,42		
0,150	28,86		
0,175	33,06		
0,200	37,04		
0,250	44,52		
0,300	50,78		
0,350	56,49		
0,400	61,54		
0,450	65,94		
0,500	69,78		
0,600	76,52		

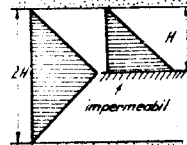


Fig.3.29

1.f. Consolidare axială sub încălzire crescătoare în timp urmată de sarcină constantă

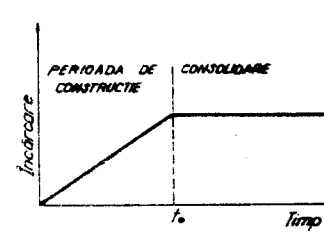
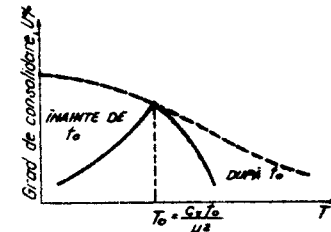
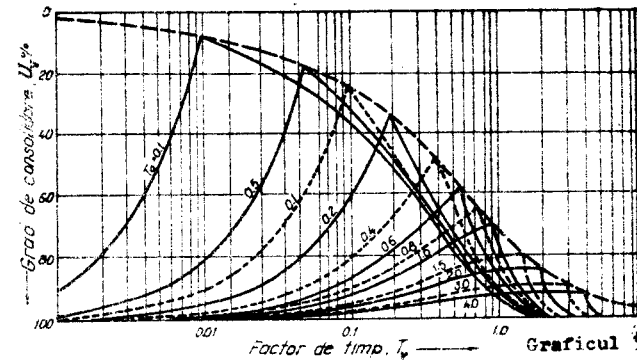


Fig.3.30

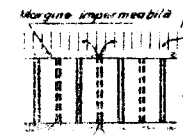


Factorul de timp Fig.3.31



Graficul 3.3

2. CONSOLIDARE RADIALĂ



$$T_r = \frac{C_v \cdot t}{(2R)^2}$$

Distanța între drenuri

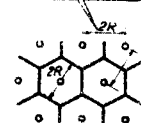


Fig.3.32

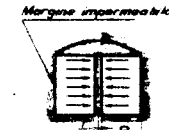


Fig.3.33

U <sub>r</sub> (%)	Factor de timp T										
	H/r =										
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
5	0,006	0,010	0,013	0,014	0,016	0,017	0,019	0,020	0,020	0,023	0,025
10	0,012	0,020	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,105	0,114	0,119	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,324	0,362	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,365	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,430	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,399	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,152	0,257	0,322	0,367	0,409	0,450	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,168	0,281	0,357	0,405	0,458	0,524	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,188	0,317	0,407	0,459	0,528	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,220	0,375	0,467	0,534	0,612	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,270	0,455	0,567	0,649	0,712	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,331	0,590	0,738	0,844	0,926	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219
99	0,339	0,907	1,155	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219

3. CONSOLIDARE COMBINATĂ (UNIAxIAL + RADIAL)

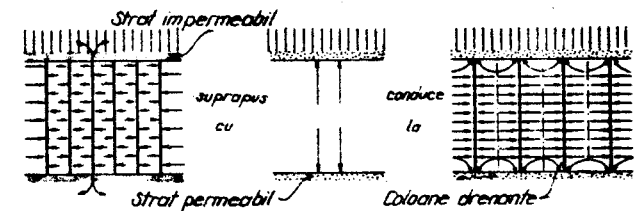


Fig. 3.34

$U_r$                        $U_v$                        $U_{total}$

(7)  $(1 - U_{total}) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r)$

- 88 -  
**Condiții generale de cedare plastică**

PLANSA 4.I

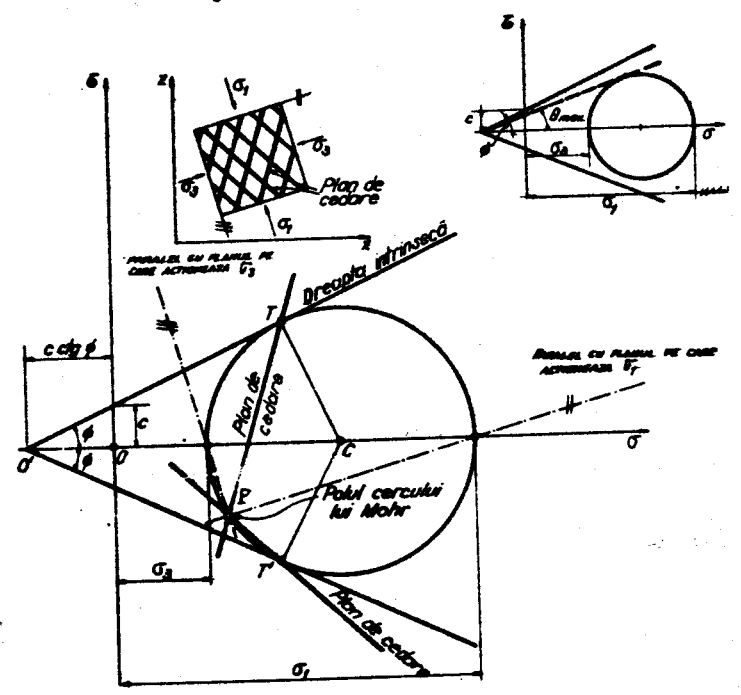


Fig. 4.1.

1) Fără considerarea greutateii proprii a pământului

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \theta} = \sin \theta$$

2) Cu considerarea greutateii proprii a pământului

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2(c \cdot \operatorname{ctg} \theta + \delta \cdot z)} = \sin \theta$$

in care :

- $\theta$  și  $c$  - sînt respectiv unghiul de frecare internă și coeziunea pământului ;
- $z$  - este adîncimea punctului considerat în teren, sub suprafața liberă orizontală a acestuia.

- 89 -  
**Condiții generale de cedare plastică**

PLANSA 4.II

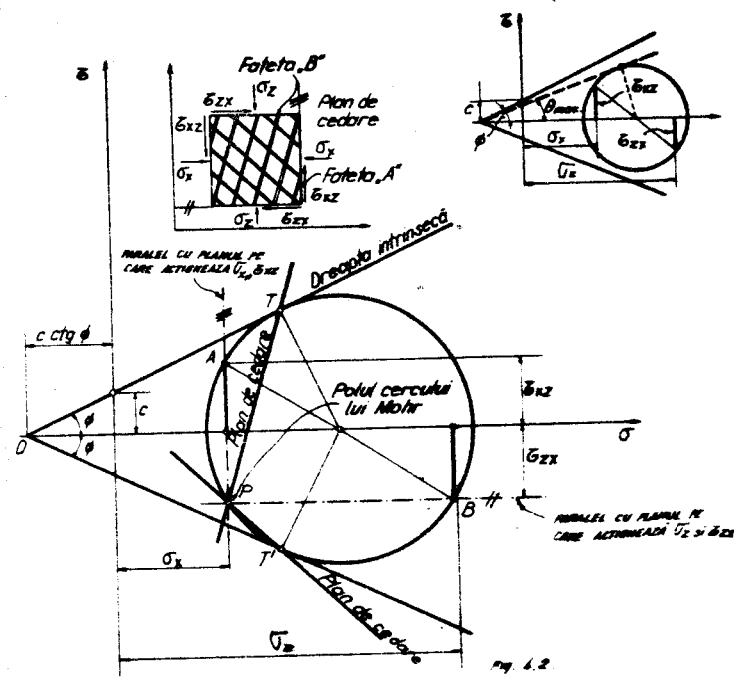


Fig. 4.2

1) Fără considerarea greutateii proprii a pământului

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2}}{\sigma_z + \sigma_x + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \theta} = \sin \theta$$

2) Cu considerarea greutateii proprii a pământului

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2}}{\sigma_z + \sigma_x + 2(c \cdot \operatorname{ctg} \theta + \delta \cdot z)} = \sin \theta$$

Siguranța față de cedarea plastică

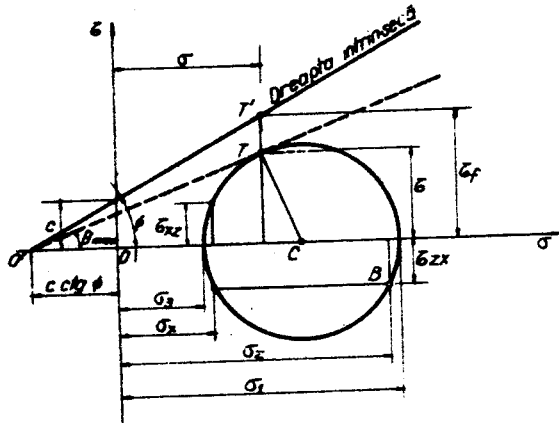


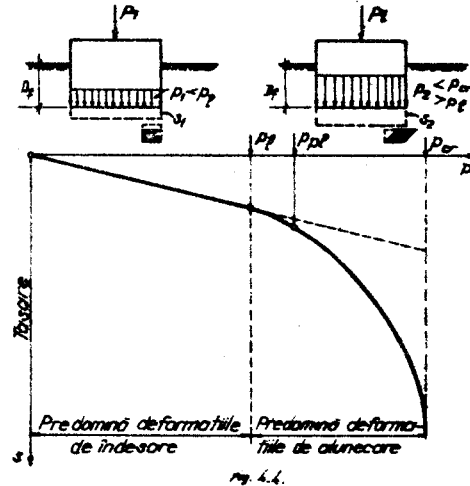
Fig. 4.3.

1) Factorul de siguranță față de starea limită

$$F_s = \frac{\sigma_f}{\sigma} = \frac{\text{tg } \beta}{\text{tg } \theta_{\max}} \quad \text{Cea mai mică valoare}$$

2) Gradul de mobilizare a rezistenței la forfecare :

$$n = \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{1}{F_s} \quad \text{Cea mai mare valoare}$$



$$(1) p_1 = D_p N_q^I + c N_c^I$$

in care :

$$N_q^I = 1 + \frac{\bar{\tau}}{\text{ctg } \beta + \beta - \frac{\pi}{2}}$$

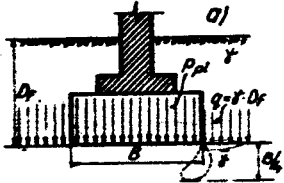
$$N_c^I = \frac{\bar{\tau} \text{ctg } \beta}{\text{ctg } \beta + \beta - \frac{\pi}{2}}$$

- Tabelul 4.1 -

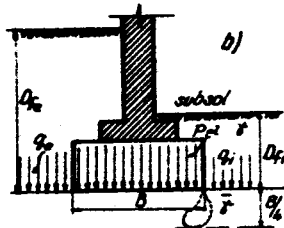
$\beta^\circ$	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
$N_q^I$	1,00	1,12	1,25	1,39	1,55	1,73	1,94	2,17	2,43	2,72	3,06	3,44
$N_c^I$	3,14	3,32	3,51	3,71	3,93	4,17	4,42	4,69	5,00	5,31	5,66	6,04

$\beta^\circ$	24	26	28	30
$N_q^I$	3,87	4,37	4,93	5,59
$N_c^I$	6,45	6,90	7,40	7,95

Presiunea limită de proporționalitate, încărcare-tasare



$$1) P_{pl} = \gamma_1 (\bar{\gamma} B N_1 + q_1 N_2 + c N_3)$$



$$2) P_{pl} = \gamma_1 (\bar{\gamma} B N_1 + \frac{2q_0 + q_1}{\gamma} N_2 + c N_3)$$

Fig. 4.5.

Valorile  $N_1, N_2, N_3$

- tabelul 4.2. -

$\beta$	0°	2°	4°	6°	8°	10°	12°	14°	16°	18°	20°	22°
$N_1$	0,00	0,05	0,06	0,10	0,14	0,18	0,23	0,29	0,36	0,43	0,51	0,61
$N_2$	1,00	1,12	1,25	1,39	1,55	1,73	1,94	2,17	2,43	2,72	3,06	3,44
$N_3$	3,14	3,32	3,51	3,71	3,93	4,17	4,42	4,69	5,00	5,31	5,66	6,04

$\beta$	24°	26°	28°	30°
$N_1$	0,72	0,84	0,98	1,15
$N_2$	3,87	4,37	4,93	5,59
$N_3$	6,45	6,90	7,40	7,95

- Tabelul 4.3 -

Nr. crt. Denumirea terenului de fundare	$N_2$ pentru starea limită a structurii la care se face verificarea	
	starea limită ultimă	starea limită a exploatării normale
1. Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip, pietriguri și nisipuri cu excepția nisipurilor fine și prăfoase.	2,00	1,60
2. Nisipuri fine : - uscate sau umede ( $S_r < 0,8$ ) - foarte umede sau saturate ( $S_r > 0,8$ )	1,90 1,80	1,55 1,45
3. Nisipuri prăfoase : - uscate sau umede ( $S_r < 0,8$ ) - foarte umede sau saturate ( $S_r > 0,8$ )	1,80 1,50	1,45 1,25
4. Bolovănișuri și pietriguri cu pământuri argiloase cu $I_C \geq 0,5$	1,60	1,35
5. Pământuri argiloase cu $I_C > 0,5$	1,60	1,35
6. Bolovănișuri și pietriguri umplute cu pământuri argiloase cu $I_C < 0,5$	1,10	0,95
7. Pământuri argiloase cu $I_C < 0,5$	1,10	0,95

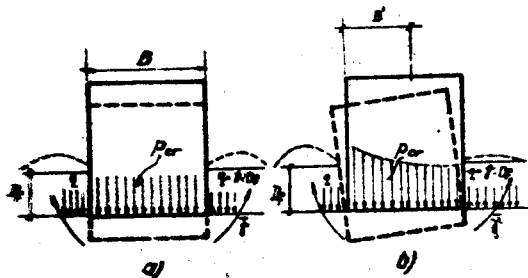


Fig. 4.6

$$(1) P_{cr} = \gamma B' N_{\gamma} + q N_q \lambda_q + c N_c \lambda_c$$

$L', B'$  sînt dimensiunile reduse ale suprafeței de fundare în cazul solcitării excentrice :

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$(2) Q_{cr} = P_{cr} L' B'$$

- Tabelul 4.4 -

$\theta$	$N_{\gamma}$	$N_q$	$N_c$
0°	0,0	1,0	5,1
1°	0,1	1,6	6,5
2°	0,2	2,5	8,3
3°	0,3	3,9	11,0
4°	0,4	5,4	14,8
5°	0,5	7,2	19,3
6°	0,6	9,4	25,0
7°	0,7	12,1	32,3
8°	0,8	15,4	41,0
9°	0,9	19,4	51,0
10°	1,0	24,2	62,0
12°	1,2	31,3	77,0
14°	1,4	39,8	94,0
16°	1,6	49,8	114,0
18°	1,8	61,4	137,0
20°	2,0	74,7	163,0
25°	2,5	99,9	214,0
30°	3,0	129,9	277,0

- Tabelul 4.5 -

Forma fundației	$\lambda_c, \lambda_q$	$\lambda_{\gamma}$
- Centină	1,0	1,0
- Dreptunghiulară $B/L > 0,2$	$1 + 0,5 B'/L'$	$1 - 0,4 B'/L'$
- Pătrată, circulară	1,3	0,6

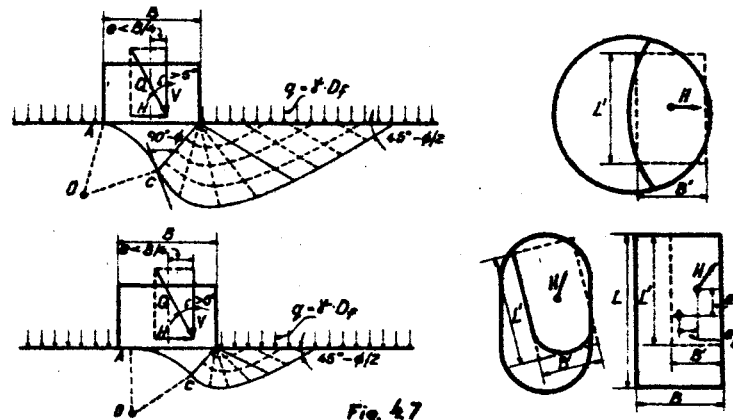


Fig. 4.7

$$(1) P_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot \zeta_{\gamma} \cdot \zeta_{\gamma i} + q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \zeta_{qi} + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \zeta_{ci}$$

$L', B'$  sînt dimensiunile reduse ale suprafeței de fundare în cazul solcitării excentrice.

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

$$(2) Q_{cr} = P_{cr} L' B'$$

$N_{\gamma}, N_q, N_c$  - factori de capacitate portantă, cu valoarea funcție de unghi de frecare internă, din Tabelul 4.6 ;

$\zeta_{\gamma}, \zeta_q, \zeta_c$  - factori de corecție pentru forma în plan a suprafeței de fundare, Tabelul 4.7

$\zeta_{\gamma i}, \zeta_{qi}, \zeta_{ci}$  - factori de corecție pentru orientarea planului forței rezultante,  $Q$ , Tabelul 4.8.



Factorii de capacitate portantă

- Tabelul 4.6 -

β	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	tgβ	β	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	tgβ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
1	5,39	1,09	0,07	0,20	0,02	20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
2	5,65	1,20	0,15	0,21	0,05	21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	22	16,88	7,62	7,13	0,46	0,40
4	6,19	1,45	0,34	0,23	0,07	23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	26	22,29	11,85	12,54	0,53	0,49
8	7,53	2,08	0,85	0,27	0,14	27	23,94	13,20	14,47	0,65	0,51
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	29	27,88	16,44	19,34	0,58	0,55
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	32	35,49	23,16	30,22	0,65	0,62
14	10,37	3,59	2,29	0,36	0,25	33	38,61	26,09	35,19	0,68	0,65
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	35	46,12	33,30	48,05	0,72	0,70
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31						
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32						

Factori de corecție pentru formă

- Tabelul 4.7 -

Forma fundației	ζ <sub>c</sub>	ζ <sub>q</sub>	ζ <sub>γ</sub>
Fișie	1,00	1,00	1,00
Dreptunghi	1+(B/L)(N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub> )	1+(B/L)tgβ	1-0,4(B/L)
Cerc sau pătrat	1+(N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub> )	1 + tg β	0,60

Factori de corecție pentru inclinarea rezultantei

- Tabelul 4.8 -

Factor	Formula
ζ <sub>qi</sub>	$\left[ 1 - \frac{P}{Q + B'L' c \cot \beta} \right]^m$
ζ <sub>γi</sub>	$\left[ 1 - \frac{P}{Q + B'L' c \cot \beta} \right]^{m+1}$

- Tabelul 4.8 - (continuare)

Factor	Formula
ζ <sub>ci</sub>	$\left[ \zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_c \operatorname{tg} \beta} \right] \text{ pt } \beta \neq 0$ $\left[ 1 - \frac{mP}{B'L' c N_c} \right] \text{ pt } \beta = 0$
m	<p>- inclinarea rezultantei în direcția laturii scurte, B:</p> $m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ <p>- inclinarea rezultantei în direcția laturii lungi, L:</p> $m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ <p>- inclinarea în direcția n, cu unghiul θ<sub>n</sub> cu direcția laturii L:</p> $m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$

Presiunea critică de refluxare laterală  
în zona de taluz

PLANSA 4.VIII

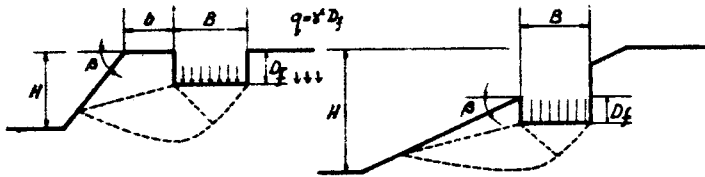
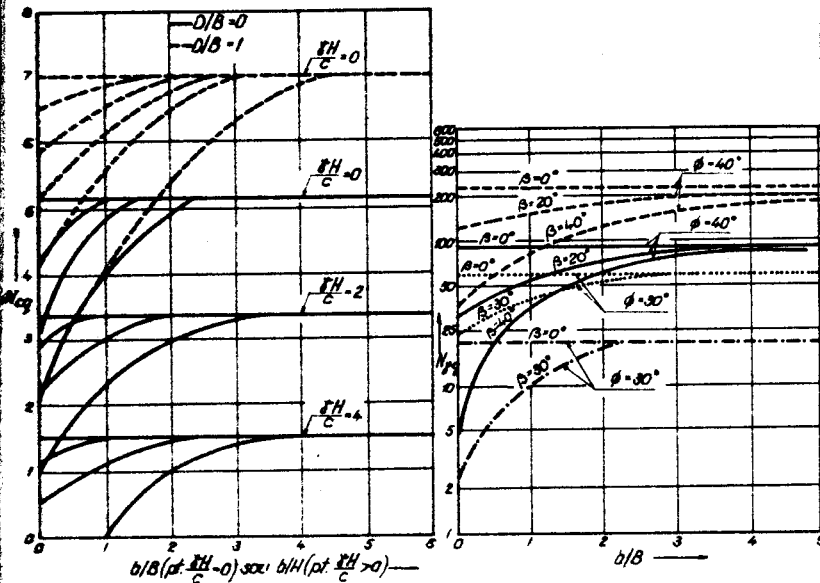


Fig. 4.8

A. Fundație pe taluz. B. Fundație în taluz.

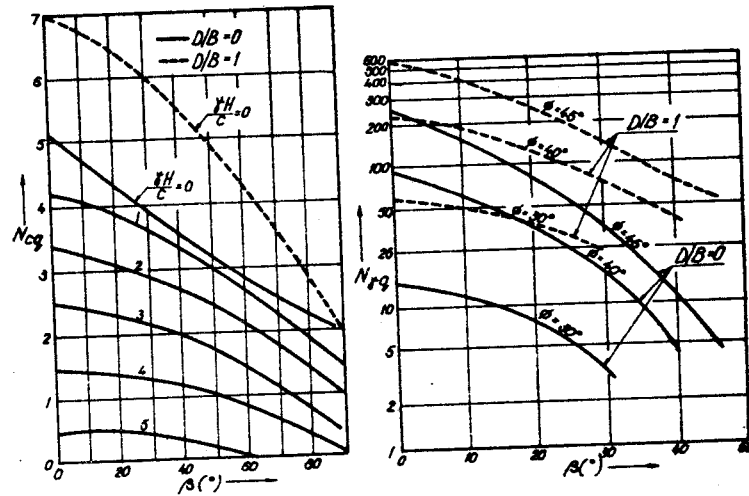
$$P_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot H \cdot \zeta_f \cdot \zeta_0 + c \cdot N_{cq} \cdot \zeta_0$$



Teren pur coeziv.  
Fundația pe taluz.  
Graficul 4.1

Teren necoeziv.  
Fundația pe taluz.  
Graficul 4.2

PLANSA 4.VIII



Teren pur coeziv.  
Fundația în taluz.  
Graficul 4.3

Teren necoeziv.  
Fundația în taluz.  
Graficul 4.4

$\zeta_f, \zeta_0$  - factori de formă :

$$\zeta_f = \frac{3 - \zeta_0}{2} ; \zeta_0 = 1 + (0,2 + tg^6 \theta) \frac{B^2}{L}$$

$$B^2 = B - 2 \cdot e_B ;$$

$e_B$  - excentricitatea încălcării în  
lungul laturii scurte.

- 100 -  
Presiunea critică de refulare laterală în teren stratificat, ortotrop

PLANSA 4.IX

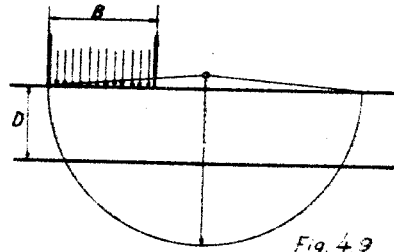
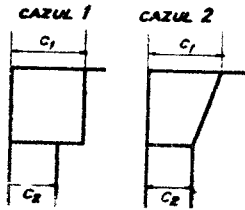
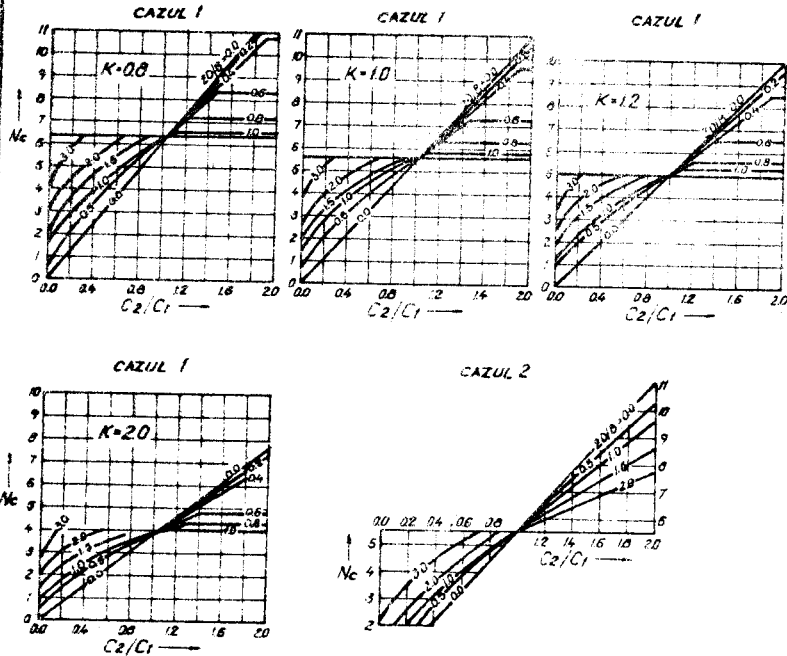


Fig. 4.9



1)  $P_{cr} = c_1 N_c$



Coefficient de anizotropie  $K = c_v/c_H$  - Graficele 4.5.

- 101 -  
Presiunea critică de refulare laterală în teren stratificat cu strate izotrope

PLANSA 4.X

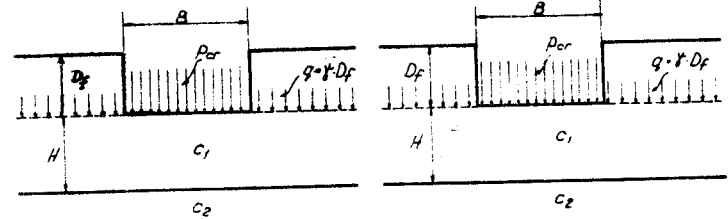


Fig.4.10

a)  $c_2 > c_1$

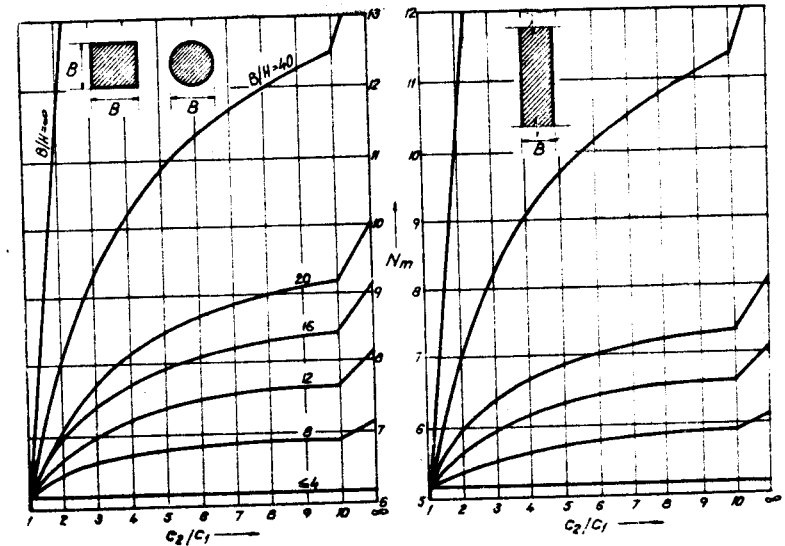
b)  $c_1 > c_2$

1)  $P_{cr} = c_1 \cdot N_M + q$

$N_M$  - conform graficelor pentru cazul (a)

$N_M = \frac{1}{\beta} + K \cdot \gamma_c \cdot N_c$  pentru cazul (b)

$\beta = BL / [2(B+L) \cdot H]$ ;  $N_c = \begin{cases} 6,17 & \blacksquare \bullet \\ 5,14 & \blacksquare \end{cases}$



Graficul 4.6

Graficul 4.7

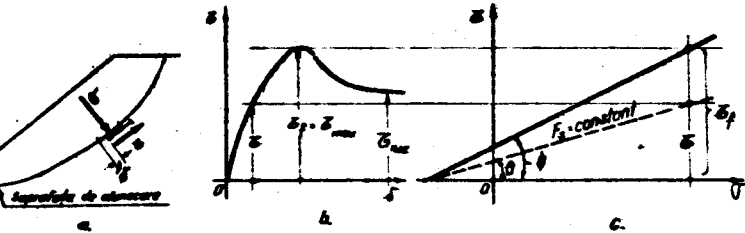


Fig. 5.1.

$$(1) F_s = \frac{2c}{\gamma H}$$

$$(2) m = \frac{H}{2c} = \frac{1}{F_s}$$

$$(3) F_s = \frac{\gamma \theta}{2\beta} = \frac{\sin \theta}{\sin \beta}$$

$$(4) m = \frac{\gamma \theta}{2\beta} = \frac{\sin \theta}{\sin \beta}$$

Metoda unghiului de foriere  $\psi$

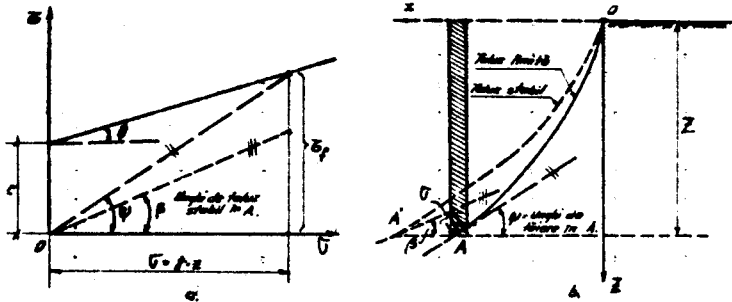


Fig. 5.2.

$$(3) F_s = \frac{2c}{\gamma} \frac{\tan \psi}{\tan \beta} = \frac{\tan \psi \cdot \frac{c}{F_s}}{\tan \beta}$$

$$(4) x = \frac{F_s}{2\beta} \left[ Z - \frac{c}{\beta \tan \psi} \ln \left( Z + \frac{c}{\beta \tan \psi} \right) \right]$$

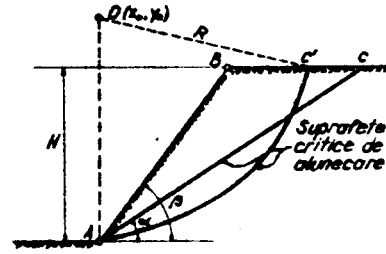


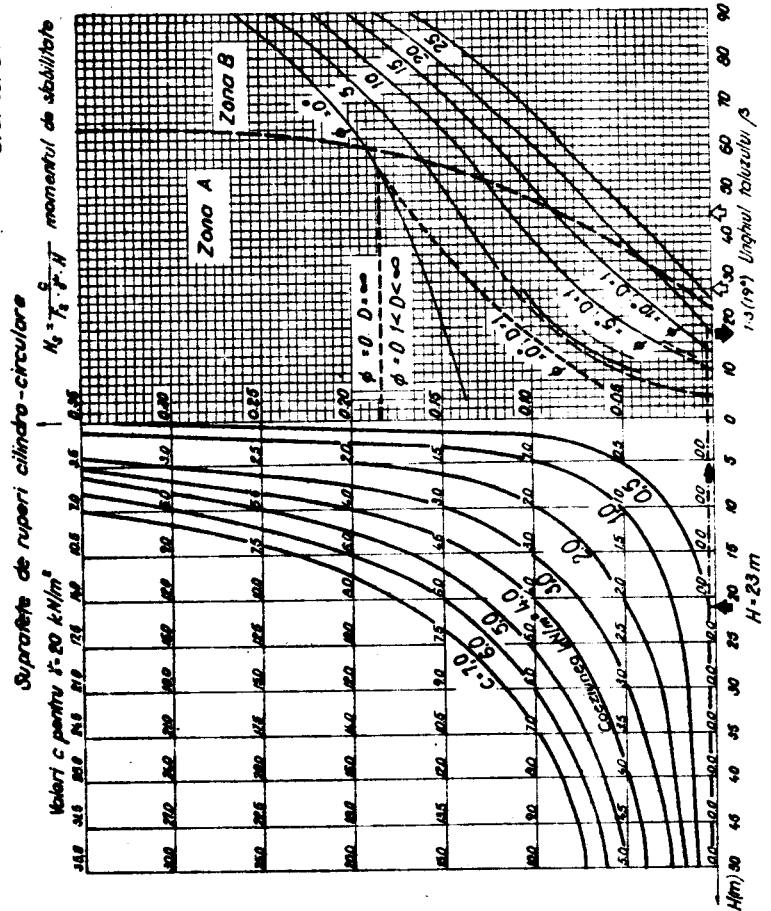
Fig. 5.3

$$N_s = \frac{c}{F_s \gamma H} = r(\beta, \theta) \quad (1)$$

Suprafata plană de alunecare :

$$r(\beta, \theta) = \frac{\sin^2 \left( \frac{\beta - \theta}{2} \right)}{2 \sin \beta \cos \theta} \quad (2)$$

Graficul 5.1

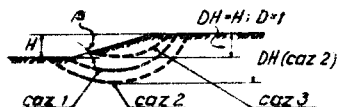


Secțiune tip și cerc de rupere în zona A



Cercul critic trece prin piciorul taluzului. Se utilizează curbele cu linii pline.

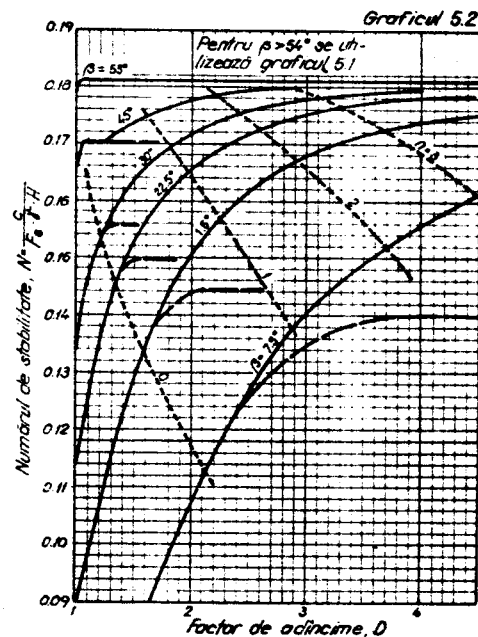
Secțiune tip cu diversele cazuri considerate în zona B



- CAZUL 1** - Cercul cel mai periculos trece prin piciorul taluzului ; se utilizează curbele cu linii continue. Acolo unde liniile nu apar, acest caz nu diferă apreciazabil de cazul 2.
- CAZUL 2** - Cercul critic trece pe sub piciorul taluzului ; se utilizează curbele cu linii întrerupte lungi. Acolo unde liniile nu apar, cercul critic trece prin piciorul taluzului.
- CAZUL 3** - Suprafață de rupere sau strat mai tare în baza taluzului ( $D=1$ ) ; se utilizează curbele cu linii întrerupte scurte.



fig. 5.4



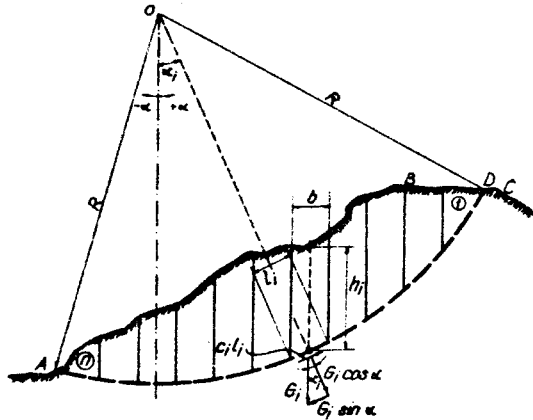


Fig. 5.5

$$F_a = \frac{\sum_{i=1}^n G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \beta_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

cu  $G_i = \gamma \cdot b \cdot h_i$

- Tabelul 5.1 -

Nr. fisier	$h_i$	$G_i = \gamma \cdot b \cdot h_i$	$\cos \alpha_i$	$G_i \cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$G_i \sin \alpha_i$	$\beta_i \cos \alpha_i = \operatorname{tg} \beta_i$	$c_i l_i$
1								
2								
3								
4								
n								
				$\Sigma =$	$\Sigma =$	$\Sigma =$		

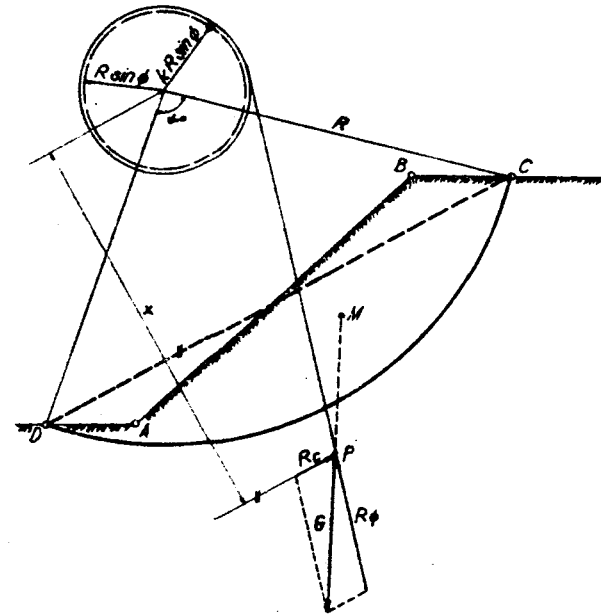


Fig. 5.6

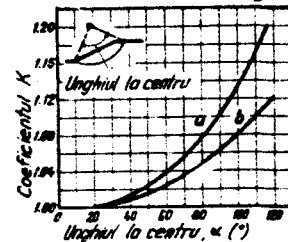
$$X = R \cdot \frac{DC}{DC} \quad (1)$$

$$F_a^\beta = \frac{\operatorname{tg} \beta_{ef}}{\operatorname{tg} \beta_{neo}} \quad (2)$$

$$F_a^0 = \frac{c_{ef}}{c_{neo}} \quad (3)$$

$$F_a = F_a^\beta = F_a^0 \quad (4)$$

a - distribuție de eforturi uniformă pe DC  
 b - distribuție de eforturi neuniformă pe DC avind valori nule în D și C.



Graficul 5.3

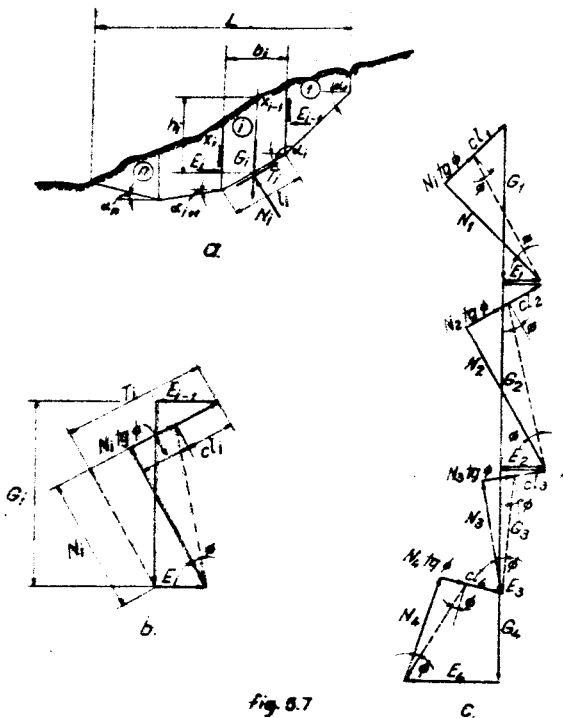


Fig. 5.7

$$E_i = E_{i-1} + 1/2 \cdot G_i \sin 2\alpha_i - c_i \cos \alpha_i - \text{tg} \phi G_i \cos^2 \alpha_i \quad (1)$$

$$E_n = \frac{1}{2} \sum_1^n G_i \sin 2\alpha_i - c \sum_1^n l_i \cos \alpha_i - \text{tg} \phi \sum_1^n G_i \cos^2 \alpha_i \quad (2)$$

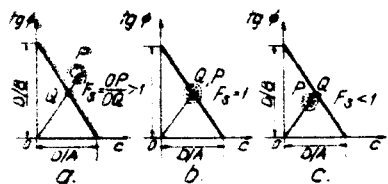


Fig. 5.8

$$F_s = \frac{OP}{OQ} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= \sum_1^n l_i \cos \alpha_i ; \\ B &= \sum_1^n G_i \cos^2 \alpha_i ; \\ D &= \frac{1}{2} \sum_1^n G_i \sin 2\alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\text{cu } G_i = k \cdot b_i \cdot h_i$$

$$G' = G - u \quad (1)$$

$$J \cdot d = V_2 \cdot f_w \cdot a_2 \quad (2)$$

$$F_s = \frac{R \left[ \sum_1^n (G'_i + G^l_i) \cos \alpha_i \text{tg} \phi'_i + \sum_1^n e'_i l_i \right]}{G'_1 \cdot a_1 + V_2 a_2 (f' + f_w)} \quad (3)$$

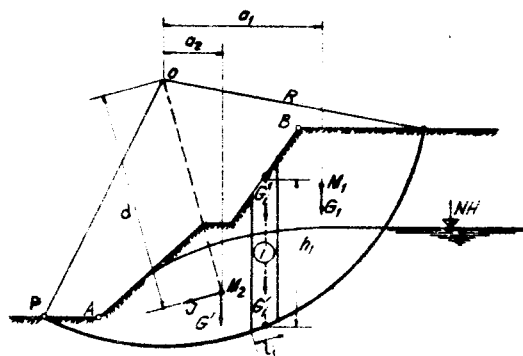


Fig. 5.9

$$u_i = f_w \cdot h_i^2 \cdot \cos^2 \theta_i \quad (4)$$

$$r_u^i = u_i / (\delta_i^m h_i) \quad (5)$$

$$\delta_i^m = \frac{\sum_j (f_j)_i h_j^i}{\sum_i h_i^i} \quad (6)$$

$$F_s = \frac{\sum_1^n [l_i e'_i + f'_i h_i l_i (\cos^2 \alpha_i - r_u^i) \text{tg} \phi'_i]}{\frac{1}{2} \sum_1^n l_i \sum_1^n h_i l_i \sin 2\alpha_i} \quad (7)$$

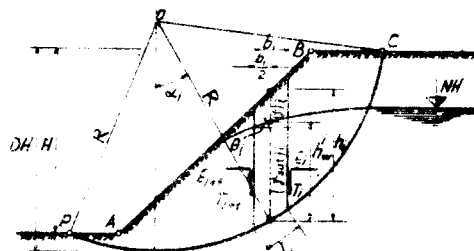


Fig. 5.10

$$r_u^m = \left( \sum_i r_u^i \right) / m \quad (8)$$

$$r_u^n = n_0 - r_u^m \cdot n_0 \quad (9)$$

$$r_u = \frac{\sum_i (l_i c_i' + r_i^m h_i l_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \beta_i')}{\frac{1}{2} \sum_i r_i^m h_i l_i \sin 2 \alpha_i} \quad (10)$$

$$n_0 = \frac{\sum_i (r_i^m h_i l_i \cdot \operatorname{tg} \beta_i')}{\frac{1}{2} \sum_i r_i^m h_i l_i \sin 2 \alpha_i} \quad (11)$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_i \frac{b_i}{H} \frac{h_i}{H} \sin \alpha_i} \left\{ \sum_i \left[ \frac{c_i'}{H} \frac{b_i}{H} + \frac{b_i}{H} \cdot \frac{h_i}{H} (1 - r_u^i) \operatorname{tg} \beta_i' \right] \right. \\ \left. \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \beta_i'}{F_s}} \right\} \quad (1)$$

Tabele cu coeficienții m și n din expresia

$$F_s = m - n r_u \quad (2)$$

- Coeficienții de stabilitate m și n pentru  $\frac{c'}{H} = 0$

- Tabelul 5.2 -

$\beta'$	Coeficienți de stabilitate							
	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	0,353	0,441	0,529	0,588	0,705	0,749	0,882	0,917
12,5	0,443	0,554	0,665	0,739	0,887	0,943	1,109	1,153
15,0	0,536	0,670	0,804	0,893	1,072	1,139	1,340	1,393
17,5	0,631	0,789	0,946	1,051	1,261	1,340	1,577	1,639
20,0	0,728	0,910	1,092	1,213	1,456	1,547	1,820	1,892
22,5	0,828	1,035	1,243	1,381	1,657	1,761	2,071	2,153
25,0	0,933	1,166	1,399	1,554	1,865	1,982	2,332	2,424
27,5	1,041	1,301	1,562	1,736	2,082	2,213	2,603	2,706
30,0	1,155	1,444	1,732	1,924	2,309	2,454	2,887	3,001
32,5	1,274	1,593	1,911	2,123	2,548	2,708	3,185	3,311
35,0	1,400	1,750	2,101	2,334	2,801	2,977	3,501	3,639
37,5	1,535	1,919	2,302	2,558	3,069	3,261	3,837	3,989
40,0	1,678	2,098	2,517	2,797	3,356	3,566	4,196	4,362



- Coeficienți de stabilitate m și n pentru  $\frac{c'}{\sqrt{H}} = 0,025$  și

D = 1,00

- Tabelul 5.3 -

Coeficienți de stabilitate								
β°	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	0,678	0,534	0,906	0,683	1,130	0,846	1,365	1,301
12,5	0,790	0,655	1,066	0,849	1,337	1,061	1,620	1,282
15,0	0,901	0,776	1,224	1,014	1,544	1,273	1,868	1,534
17,5	1,012	0,898	1,380	1,179	1,751	1,485	2,121	1,789
20,0	1,124	1,022	1,542	1,347	1,962	1,698	2,380	2,050
22,5	1,239	1,150	1,705	1,518	2,177	1,916	2,646	2,317
25,0	1,356	1,282	1,875	1,696	2,400	2,141	2,921	2,596
27,5	1,478	1,421	2,050	1,882	2,631	2,375	3,207	2,886
30,0	1,606	1,567	2,235	2,078	2,873	2,622	3,508	3,191
32,5	1,739	1,721	2,431	2,285	3,127	2,883	3,823	3,511
35,0	1,880	1,885	2,635	2,505	3,396	3,160	4,156	3,849
37,5	2,030	2,060	2,855	2,741	3,681	3,458	4,510	4,209
40,0	2,190	2,247	3,090	2,993	3,984	3,778	4,885	4,592

- Coeficienți de stabilitate m și n pentru  $\frac{c'}{\sqrt{H}} = 0,025$  și

D = 1,25

- Tabelul 5.4 -

Coeficienți de stabilitate								
β°	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	0,737	0,614	0,901	0,726	1,085	0,867	1,285	1,014
12,5	0,878	0,759	1,076	0,908	1,299	1,089	1,543	1,278
15,0	1,019	0,907	1,253	1,093	1,515	1,312	1,803	1,545
17,5	1,162	1,059	1,433	1,282	1,736	1,541	2,065	1,814
20,0	1,309	1,216	1,618	1,478	1,961	1,775	2,334	2,090
22,5	1,461	1,379	1,808	1,680	2,194	2,017	2,610	2,373
25,0	1,619	1,547	2,007	1,891	2,437	2,269	2,897	2,669
27,5	1,783	1,728	2,213	2,111	2,689	2,531	3,196	2,976
30,0	1,956	1,915	2,431	2,342	2,953	2,806	3,511	3,299
32,5	2,139	2,112	2,659	2,585	3,231	3,095	3,841	3,638
35,0	2,331	2,321	2,901	2,841	3,524	3,400	4,191	3,998
37,5	2,536	2,541	3,158	3,112	3,835	3,723	4,563	4,379

Coeficienți de stabilitate m și n pentru  $\frac{c'}{\sqrt{H}} = 0,05$  și  
D = 1,00

- Tabelul 5.5 -

Coeficienți de stabilitate								
β°	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	0,913	0,563	1,181	0,717	1,469	0,910	1,733	1,069
12,5	1,030	0,690	1,343	0,878	1,688	1,136	1,995	1,316
15,0	1,145	0,816	1,506	1,043	1,904	1,353	2,256	1,567
17,5	1,262	0,942	1,671	1,212	2,117	1,565	2,517	1,825
20,0	1,380	1,071	1,840	1,387	2,333	1,776	2,783	2,091
22,5	1,500	1,202	2,014	1,568	2,551	1,989	3,055	2,363
25,0	1,624	1,338	2,193	1,757	2,778	2,211	3,336	2,651
27,5	1,753	1,480	2,380	1,952	3,013	2,444	3,628	2,948
30,0	1,888	1,630	2,574	2,157	3,261	2,693	3,934	3,259
32,5	2,029	1,789	2,777	2,370	3,523	2,961	4,256	3,585
35,0	2,178	1,958	2,990	2,592	3,803	3,253	4,597	3,927
37,5	2,336	2,138	3,215	2,826	4,103	3,574	4,959	4,288
40,0	2,505	2,332	3,451	3,071	4,425	3,926	5,344	4,668

- Coeficienți de stabilitate m și n pentru  $\frac{c'}{\sqrt{H}} = 0,05$  și

D = 1,25

- Tabelul 5.6 -

Coeficienți de stabilitate								
β°	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	0,919	0,633	1,119	0,766	1,344	0,886	1,594	1,042
12,5	1,054	0,792	1,294	0,941	1,563	1,112	1,850	1,300
15,0	1,211	0,950	1,471	1,119	1,782	1,338	2,109	1,562
17,5	1,359	1,108	1,650	1,303	2,004	1,567	2,373	1,831
20,0	1,509	1,266	1,834	1,493	2,230	1,799	2,643	2,107
22,5	1,663	1,428	2,024	1,690	2,463	2,038	2,921	2,392
25,0	1,822	1,595	2,222	1,897	2,705	2,287	3,211	2,690
27,5	1,988	1,769	2,428	2,113	2,957	2,546	3,513	2,999
30,0	2,161	1,950	2,645	2,342	3,221	2,819	3,829	3,324
32,5	2,343	2,141	2,873	2,583	3,500	3,107	4,161	3,665
35,0	2,535	2,344	3,114	2,839	3,795	3,413	4,511	4,025
37,5	2,738	2,560	3,370	3,111	4,109	3,740	4,881	4,403
40,0	2,953	2,791	3,642	3,400	4,442	4,090	5,273	4,806

- Coeficienți de stabilitate m și n pentru  $\frac{\sigma^0}{\gamma H} = 0,05$  și  $D = 1,50$

- Tabelul 5.7 -

Coeficienți de stabilitate

$\beta^0$	Panta 1:2		Panta 1:3		Panta 1:4		Panta 1:5	
	m	n	m	n	m	n	m	n
10,0	1,022	0,751	1,170	0,828	1,343	0,974	1,547	1,108
12,5	1,202	0,936	1,376	1,043	1,589	1,227	1,829	1,399
15,0	1,383	1,122	1,585	1,260	1,835	1,480	2,112	1,690
17,5	1,565	1,309	1,795	1,480	2,084	1,734	2,398	1,983
20,0	1,752	1,501	2,011	1,705	2,337	1,993	2,690	2,280
22,5	1,943	1,698	2,234	1,937	2,597	2,258	2,990	2,585
25,0	2,143	1,903	2,467	2,179	2,867	2,534	3,302	2,902
27,5	2,350	2,117	2,709	2,431	3,148	2,820	3,626	3,251
30,0	2,568	2,342	2,964	2,696	3,443	3,120	3,967	3,577
32,5	2,798	2,580	3,232	2,975	3,753	3,436	4,326	3,940
35,0	3,041	2,832	3,515	3,269	4,082	3,771	4,707	4,325
37,5	3,299	3,102	3,817	3,583	4,431	4,128	5,112	4,735
40,0	3,574	3,389	4,136	3,913	4,803	4,507	5,543	5,171

Teren fără apă



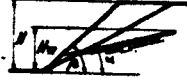
Fără fisuri de întindere



$$x = 2\sqrt{(\beta - \alpha)(\alpha - \phi)}$$

$$y = \frac{1}{N_0^0} \text{ cu } N_0^0 = \frac{c}{\gamma H}$$

Denivelare din drenaj normal spre taluz



Fisură de întindere uscată



$$x = \sqrt{(\beta - \alpha) \left[ \alpha - \phi(1 - \alpha) \left( \frac{H z_0}{H} \right)^2 \right]}$$

$$y = \frac{1 + \frac{3z_0}{H}}{N_0^0}$$

Curgere orizontală a apei în teren



Fisură de întindere cu apă



$$x = 2\sqrt{(\beta - \alpha) \left[ \alpha - \phi(1 - \alpha) \left( \frac{H z_0}{H} \right)^2 \right]}$$

$$y = \frac{1 + \frac{3z_0}{H}}{N_0^0}$$

fig. 5.11

Teren fără apă



Fără fisuri de întindere



$$x = \beta - 12\phi$$

$$y = \frac{1}{N_0^0} \text{ cu } N_0^0 = \frac{c}{\gamma H}$$

Denivelare din drenaj normal spre taluz



Fisură de întindere uscată



$$x = \beta - \phi \left[ 12 - 0,5 \frac{H z_0}{H} \right]$$

$$y = \frac{\left[ 1 + \frac{3z_0}{H} \right] z_0}{N_0^0}$$

Curgere orizontală a apei în teren



Fisură de întindere cu apă

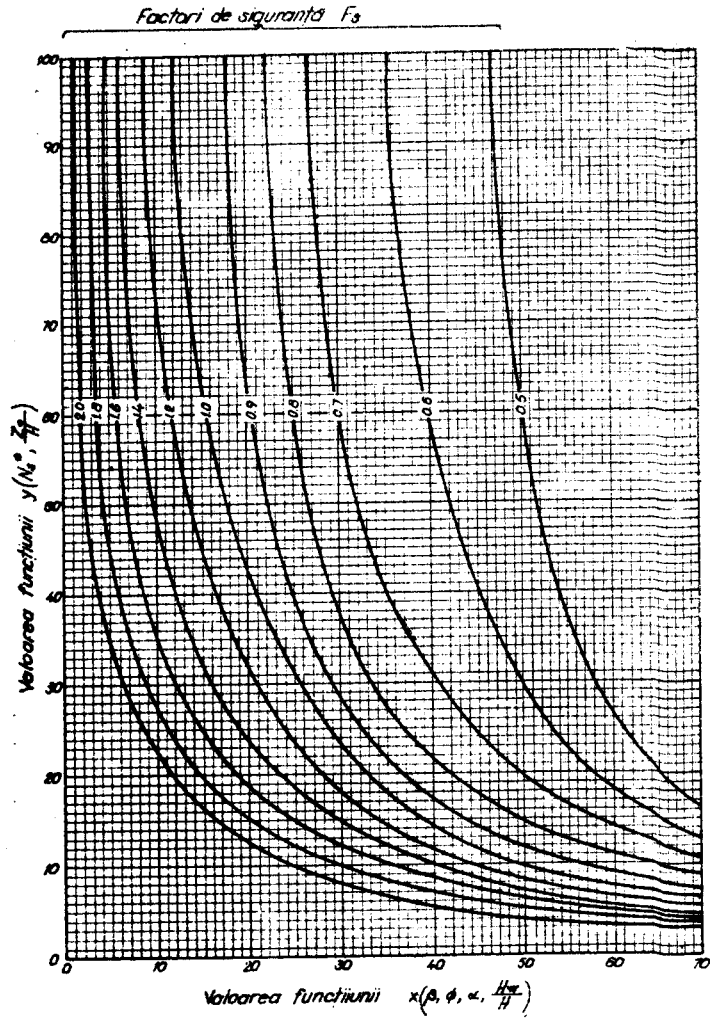


$$x = \beta - \phi \left[ 12 - 0,5 \frac{H z_0}{H} \right]$$

$$y = \frac{\left[ 1 + \frac{3z_0}{H} \right] z_0}{N_0^0}$$

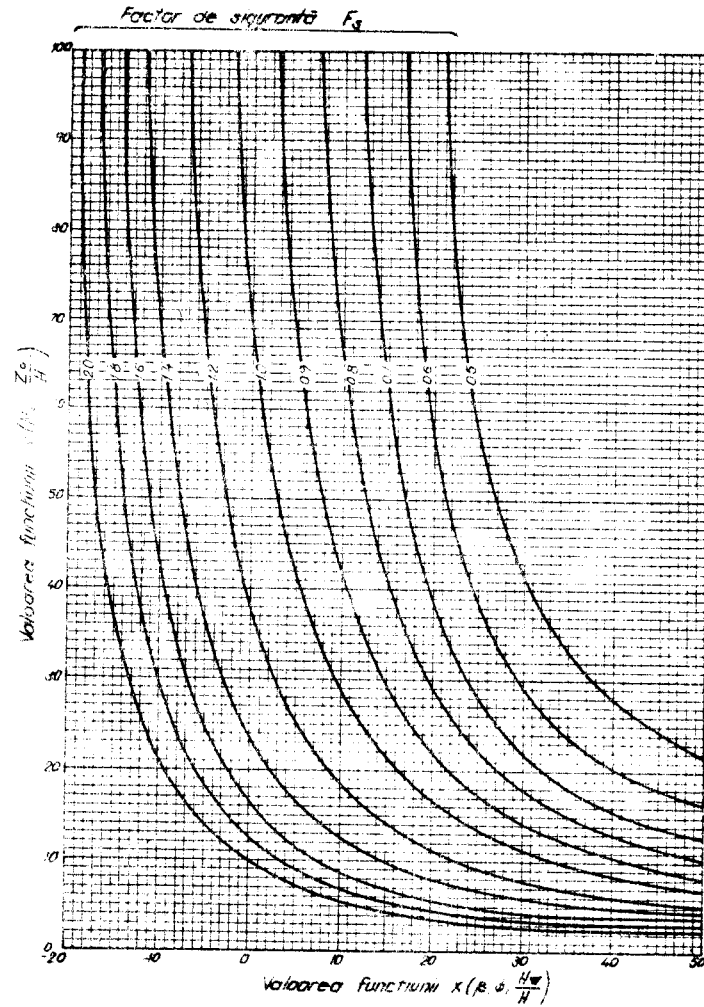
fig. 5.12

RUPERE PLANA



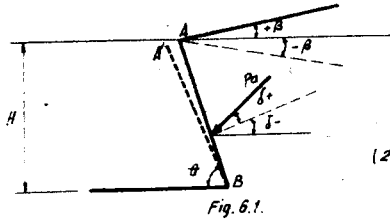
Graficul 5.4

RUPERE CIRCULARA



Graficul 5.5

**IMPINGEREA ACTIVĂ A PĂMÎNTULUI**  
(după Ch. A. Coulomb)



$$(1) P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

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

Fig. 6.1.

Valori  $K_a$

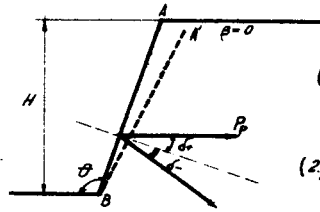
- Tabelul 6.1. -

$\beta = 20^\circ$

$\beta = 30^\circ$

$\theta$	$\delta$	$\beta = 20^\circ$					$\beta = 30^\circ$					
		-0°	+10°	-10°	+20°	-20°	0°	+15°	-15°	+30°	-30°	
60°	0°	0,77	0,93	0,66	1,50	0,56	0,62	0,79	0,50	1,54	0,38	
	-10°	0,85	0,98	0,76	1,38	0,67	-15°	0,71	0,51	0,60	1,38	0,49
	+10°	0,74	0,93	0,62	1,69	0,52	+15°	0,61	0,82	0,47	1,89	0,41
	-20°	1,31	1,31	1,31	1,31	1,31	-30°	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33
	+20°	0,76	0,98	0,61	2,01	0,50	+30°	0,67	0,94	0,50	2,67	0,36
90°	0°	0,49	0,57	0,44	0,88	0,40	0°	0,33	0,40	0,29	0,75	0,26
	-10°	0,58	0,42	0,53	0,89	0,50	-15°	0,42	0,48	0,37	0,78	0,34
	+10°	0,45	0,53	0,40	0,90	0,36	+15°	0,30	0,37	0,26	0,78	0,22
	-20°	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	-30°	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
	+20°	0,43	0,52	0,37	0,94	0,33	+30°	0,30	0,38	0,25	0,87	0,22
120°	0°	0,33	0,38	0,30	0,63	0,28	0°	0,15	0,18	0,14	0,38	0,13
	-10°	0,43	0,48	0,40	0,72	0,37	-15°	0,22	0,25	0,20	0,47	0,19
	+10°	0,28	0,32	0,25	0,59	0,23	+15°	0,13	0,15	0,11	0,34	0,10
	-20°	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	-30°	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	+20°	0,25	0,29	0,22	0,56	0,20	+30°	0,11	0,14	0,10	0,33	0,09

**REZISTENȚA PASIVĂ A PĂMÎNTULUI**  
(după Ch. A. Coulomb)



$$(1) P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

$$(2) K_p = \frac{1}{\sin(\theta - \delta) \sin^2 \theta} \left[ \frac{\sin(\theta - \beta)}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - A)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + A)}}} \right]^2$$

Fig. 6.2.

Valori  $K_p$

- Tabelul 6.2. -

$\delta$	$\theta$	$\beta = 90^\circ$				$\beta = 100^\circ$			
		15°	20°	25°	30°	15°	20°	25°	30°
+15°	0°	0,97	1,33	1,62	1,93	1,04	1,47	1,84	2,25
+10°	0°	1,31	1,56	1,88	2,26	1,43	1,76	2,18	2,67
+5°	0°	1,51	1,80	2,17	2,61	1,68	2,06	2,54	3,18
0°	0°	1,70	2,03	2,48	3,03	1,93	2,40	2,99	3,81
-5°	0°	1,89	2,30	2,85	3,53	2,21	2,79	3,58	4,62
-10°	0°	2,13	2,63	3,29	4,18	2,54	3,27	4,31	5,72
-15°	0°	2,39	3,03	3,88	5,02	2,97	3,90	5,28	7,25
$\delta$	$\theta$	$\beta = 110^\circ$				$\beta = 120^\circ$			
		15°	20°	25°	30°	15°	20°	25°	30°
+15°	0°	1,14	1,60	2,15	2,77	1,29	2,03	2,76	3,76
+10°	0°	1,59	2,03	2,63	3,37	1,92	2,58	3,51	4,84
+5°	0°	1,92	2,43	3,17	4,20	2,33	3,23	4,48	6,31
0°	0°	2,26	2,94	3,91	5,26	2,93	4,08	5,78	8,57
-5°	0°	2,68	3,57	4,83	6,76	3,63	5,20	7,76	12,10
-10°	0°	3,21	4,38	6,17	9,04	4,61	6,91	10,90	18,70
-15°	0°	3,92	5,56	8,24	12,69	6,02	9,12	16,50	32,70

REZISTENȚA PASIVĂ A PĂMÎNTULUI  
(suprafață compusă de cedare)

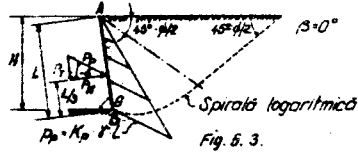


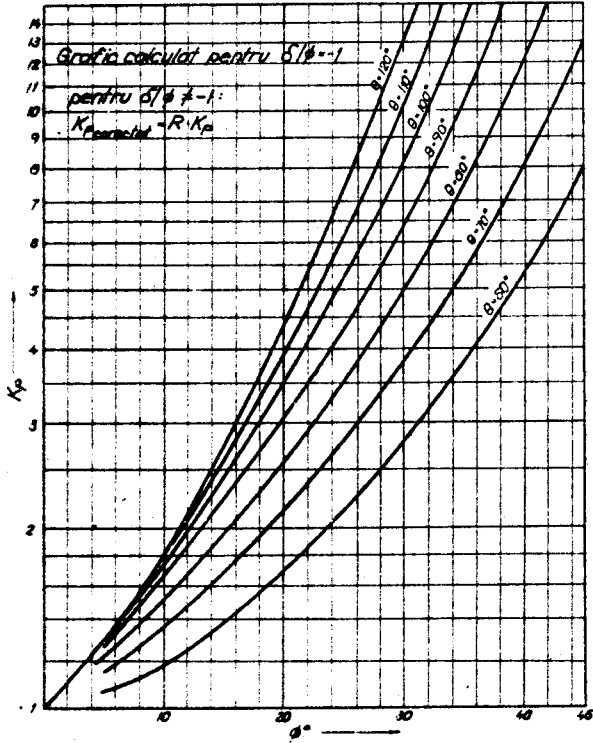
Fig. 6.3.

Factori de reducere R pentru  $\delta/\beta = -1$

$\beta$ (°)	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
10	0.970	0.962	0.946	0.929	0.912	0.890	0.871	0.854
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.778
20	0.939	0.907	0.882	0.856	0.827	0.792	0.765	0.739
25	0.912	0.880	0.850	0.819	0.787	0.756	0.724	0.692
30	0.878	0.841	0.806	0.774	0.741	0.708	0.675	0.642
35	0.838	0.792	0.748	0.705	0.662	0.620	0.578	0.536
40	0.789	0.732	0.682	0.632	0.582	0.532	0.482	0.432
45	0.749	0.680	0.620	0.560	0.500	0.440	0.380	0.320

$$P_p = K_p \frac{1}{2} r L^2 = K_p' \frac{1}{2} \delta H^2 \quad (1)$$

$$K_p' = \frac{1}{\sin^2 \theta} \quad (2)$$



Graficul 6.1.

REZISTENȚA PASIVĂ A PĂMÎNTULUI  
(suprafață compusă de cedare)

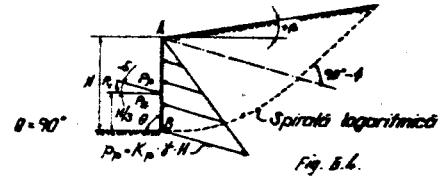
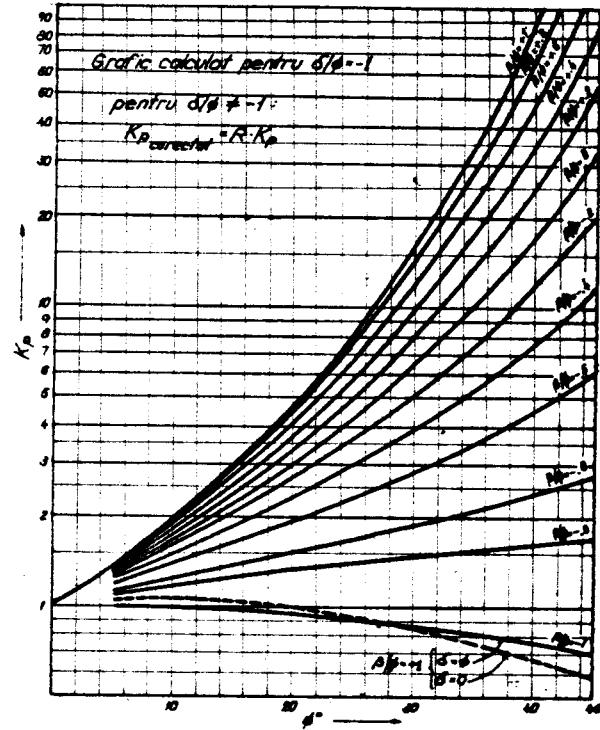


Fig. 6.6.

Factori de reducere R pentru  $\delta/\beta = -1$

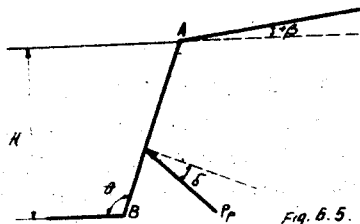
$\beta$ (°)	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
10	0.970	0.962	0.948	0.929	0.912	0.890	0.871	0.854
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.778
20	0.939	0.907	0.882	0.856	0.827	0.792	0.765	0.739
25	0.912	0.880	0.850	0.819	0.787	0.756	0.724	0.692
30	0.878	0.841	0.806	0.774	0.741	0.708	0.675	0.642
35	0.838	0.792	0.748	0.705	0.662	0.620	0.578	0.536
40	0.789	0.732	0.682	0.632	0.582	0.532	0.482	0.432
45	0.749	0.680	0.620	0.560	0.500	0.440	0.380	0.320

$$P_p = K_p \frac{1}{2} r H^2 \quad (1)$$



Graficul 6.2.

**REZISTENTA PASIVA A PAMINTULUI**  
(după A. Caquot și J. Kerisel)



$$P_p = \frac{1}{2} \delta \cdot H^2 \cdot K_p \quad (1)$$

Fig. 6.5.

Valori  $K_p$

- Tabelul 6.3. -

$\beta$	$\delta/\phi$	$\psi = 90^\circ$					$\psi = 100^\circ$				
		10°	15°	20°	25°	30°	10°	15°	20°	25°	30°
+ 0°	0	1,42	1,70	2,04	2,46	3,00	1,54	1,92	2,41	3,00	3,93
	0,2	1,47	1,82	2,26	2,86	3,67	1,60	2,05	2,67	3,55	4,83
	0,4	1,52	1,93	2,48	3,26	4,40	1,66	2,18	2,93	4,04	5,77
	0,6	1,58	2,05	2,71	3,69	5,21	1,71	2,31	3,20	4,58	6,82
	0,8	1,62	2,14	2,91	4,09	6,02	1,76	2,42	3,44	5,08	7,88
	1,0	1,64	2,19	3,01	4,29	6,42	1,78	2,47	3,55	5,33	8,42
+10°	0	1,67	2,12	2,65	3,33	4,26	1,72	2,34	3,07	4,01	5,48
	0,2	1,73	2,27	2,94	3,87	5,24	1,83	2,50	3,41	4,73	6,74
	0,4	1,79	2,41	3,22	4,41	6,26	1,89	2,66	3,73	5,39	8,06
	0,6	1,86	2,55	3,52	5,00	7,40	1,96	2,82	4,08	6,11	9,52
	0,8	1,91	2,67	3,78	5,54	8,55	2,02	2,95	4,39	6,78	11,00
	1,0	1,93	2,46	3,91	5,81	9,13	2,04	3,02	4,53	7,11	11,74
+20°	0			3,16	4,43	5,93			3,65	5,29	7,65
	0,2			3,50	5,13	7,29			4,05	6,25	9,40
	0,4			3,84	5,85	8,71			4,44	7,12	11,23
	0,6			4,20	6,63	10,40			4,85	8,07	13,28
	0,8			4,51	7,56	13,30			5,21	8,95	15,35
	1,0			4,66	7,71	12,70			5,39	9,38	16,38
+30°	0									9,57	
	0,2									11,77	
	0,4									14,07	
	0,6									16,62	
	0,8									19,21	
	1,0									20,50	

Valori  $K_p$

- Tabelul 6.3. - (continuare)

$\beta$	$\delta/\phi$	$\psi = 110^\circ$					$\psi = 120^\circ$				
		10°	15°	20°	25°	30°	10°	15°	20°	25°	30°
+ 0°	0	1,74	2,26	2,99	4,02	5,50	2,05	2,81	3,93	5,61	8,15
	0,2	1,81	2,43	3,32	4,66	6,76	2,13	3,01	4,36	6,51	10,02
	0,4	1,87	2,57	3,64	5,31	8,08	2,20	3,19	4,78	7,42	11,98
	0,6	1,94	2,73	3,98	6,02	9,55	2,28	3,39	5,22	8,40	14,16
	0,8	1,99	2,86	4,28	6,68	11,04	2,35	3,55	5,61	9,32	16,36
	1,0	2,04	2,92	4,42	7,00	11,78	2,37	3,63	5,80	9,77	17,46
+10°	0	1,97	2,73	3,78	5,31	7,62	2,30	3,37	4,93	7,38	11,33
	0,2	2,04	2,92	4,19	6,16	9,36	2,39	3,61	5,47	8,57	13,93
	0,4	2,11	3,10	4,59	7,02	11,19	2,48	3,83	6,00	9,76	16,64
	0,6	2,19	3,29	5,02	7,96	13,23	2,56	4,06	6,56	11,06	19,68
	0,8	2,25	3,45	5,39	8,83	15,28	2,64	4,25	7,05	12,27	22,73
	1,0	2,28	3,52	5,57	9,25	16,31	2,66	4,35	7,28	12,86	24,26
+20°	0	-	-	4,48	6,96	10,58	-	-	5,85	9,72	15,69
	0,2	-	-	4,96	8,07	13,00	-	-	6,49	11,27	19,28
	0,4	-	-	5,44	9,20	15,54	-	-	7,11	12,85	23,04
	0,6	-	-	5,95	10,42	18,37	-	-	7,77	14,56	27,24
	0,8	-	-	6,39	11,56	21,22	-	-	8,33	16,15	31,48
	1,0	-	-	6,60	12,12	22,65	-	-	8,62	16,93	33,59
+30°	0	-	-	-	-	15,22	-	-	-	19,67	
	0,2	-	-	-	-	16,25	-	-	-	24,18	
	0,4	-	-	-	-	19,42	-	-	-	28,90	
	0,6	-	-	-	-	22,96	-	-	-	34,16	
	0,8	-	-	-	-	26,53	-	-	-	39,47	
	1,0	-	-	-	-	28,31	-	-	-	42,12	

Excavatii sub nivel permanent al apelor subterane

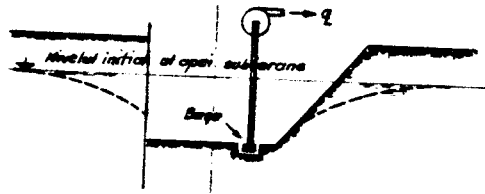


Fig. 7.1

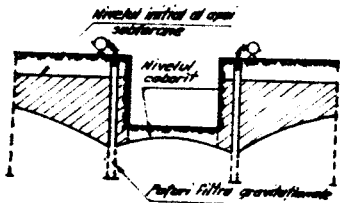


Fig. 7.2

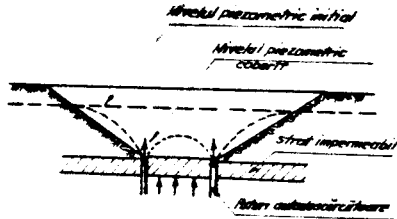


Fig. 7.3

Domeniile de granulozitate pentru coborirea nivelului apelor subterane (Fig. 7.4)

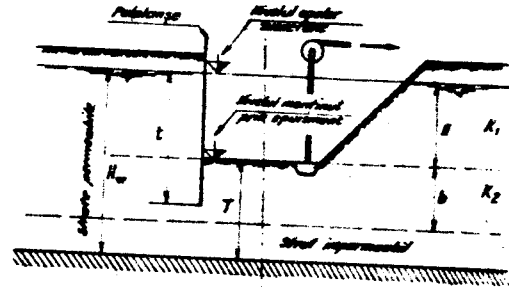
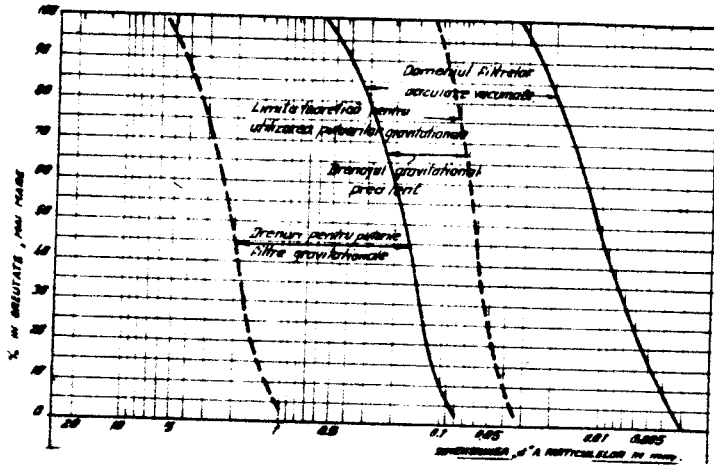


Fig. 7.5

$$(1) Q = \frac{\pi K_1 H^2}{\ln R - \ln r_0} + \frac{2\pi K_2 r_0 H}{\frac{\pi}{2} - \arctg \frac{b}{r_0}}$$

În care :

$K_1, K_2$ , coeficienții de permeabilitate ai straturilor scvifere în m/sec ;  
 $R = 3000 H \sqrt{K_1}$ , raza de influență a denivelării prin pompare, în m ;

$b$ , adâncimea pînă la care este influențat curentul subteran, de pompare din excavație, în m.

Pentru,  $T > H$   $b = H$   
 $T < H$   $b = T$

$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ , raza echivalentă a suprafeței bazei săpăturii, A, în m.

Notă : dimensiunile liniare din expresia (1), se iau în m, debitul rezultat fiind exprimat în m<sup>3</sup>/sec.

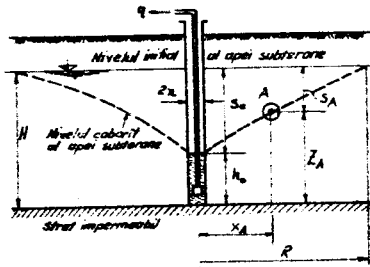
(2)  $Q_c = \alpha \cdot Q$

- Tabelul 7.1 -

$t/R_w$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\alpha$	0,95	0,90	0,85	0,80	0,74	0,68	0,61	0,51	0,36	0,00

Coborîrea generală a nivelului  
apei subterane prin pompare din puțuri filtre  
gravitaționale

1) Puț izolat (Fig.7.6)



$$(1a) \quad q = \frac{\pi K}{\ln \frac{R}{r}} (2H - S_0) S_0 \text{ in m}^3/\text{sec}$$

cu :

$$R = 3000 S_0 \sqrt{K} \text{, in m,}$$

cu K in m/sec.

$$(1b) \quad q = \frac{\pi K}{\ln \frac{R}{x_A}} (2H - S_A) S_A \text{, in m}^3/\text{sec}$$

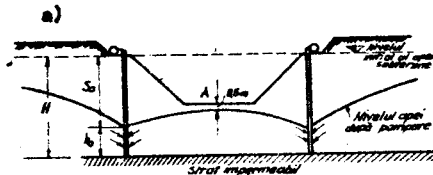
Debitul maxim ce poate fi

pompat dintr-un puț filtru gravitațional :

$$Q_{\max} = 2 \pi r h_0 \frac{\sqrt{K}}{15} \text{ in m}^3/\text{sec}$$

pentru :  $b \geq 5 \cdot 2 \pi r$

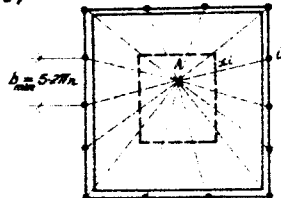
2) Grup de puțuri (Fig.7.7)



a)

$$(2a) \quad Q = nq = \frac{\pi K}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n} \cdot (2H - S_A) S_A$$

b)



$$(2'a) \quad S_A = H - \sqrt{H^2 - \frac{nq}{\pi K} \left( \ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \right)}$$

Numărul posibil de puțuri în grup :

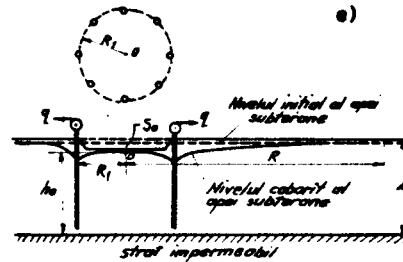
$$n = \frac{Q_{\text{nec}}}{Q_{\max}}$$

(2b)

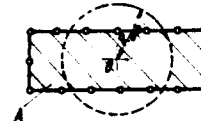
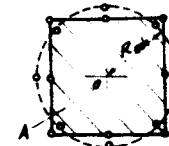
$$Q = nq = \frac{\pi K}{\ln \frac{R}{r}} (2H - S_0) S_0$$

(2'b)

$$S_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{nq}{\pi K} \ln \frac{R}{r_1}}$$



d)



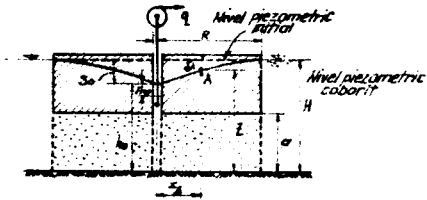
$$(3) \quad R_{\text{ech}} = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Notă : Pentru puțuri filtre imperfecte, care pătrund parțial în pinza acviferă, debitul total se majorează cu 20 %.



Coborîrea nivelului piezometric al apei dintr-o pînză acviferă sub presiune, prin puțuri autodescărçătoare

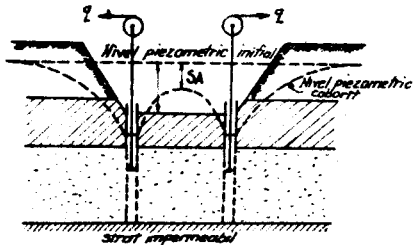
1) Puț izolat (Fig.7.8)



$$(1a) \quad q = \frac{2\pi K a S_0}{\ln \frac{R}{r}}$$

$$(1b) \quad q = \frac{2\pi K a S_A}{\ln \frac{R}{x_A}}$$

2) Grup de puțuri (Fig.7.9)



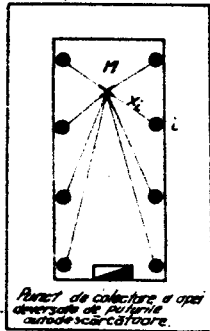
Pentru pompare cu debit egal din n puțuri

(2b)

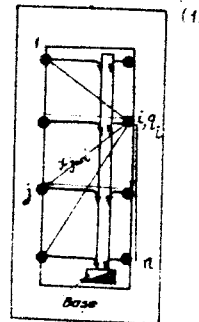
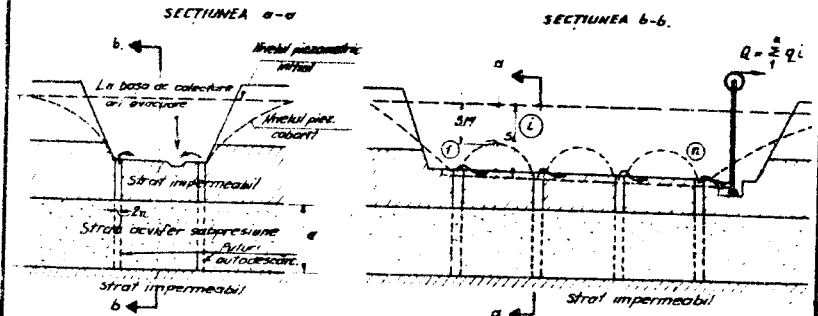
$$Q = nq = \frac{2\pi K a S_M}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n}$$

(2'b)

$$S_M = \frac{nq}{2\pi K a} \left( \ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \right)$$



Puțuri autodescărçătoare la nivelul săpăturii (fig.7.10)



(1)

Se determină debitele  $q_i$  din sistemul de ecuații liniare în  $q_i$ , valabile pentru fiecare puț.

$$(1) \quad S_i = \frac{1}{2\pi K a} \sum_{j=1}^n q_j \ln \frac{R}{x_{j-i}}$$

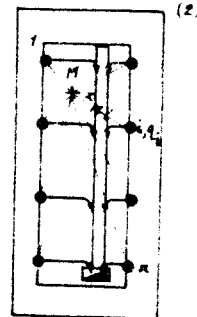
n ecuații, cu  $i = 1 \dots \dots n$

Pentru fiecare din puțurile  $q_i$  se ia în ecuația respectivă  $x_i = r$ .

Se calculează coborîrea nivelului piezometric într-un punct M cu expresia :

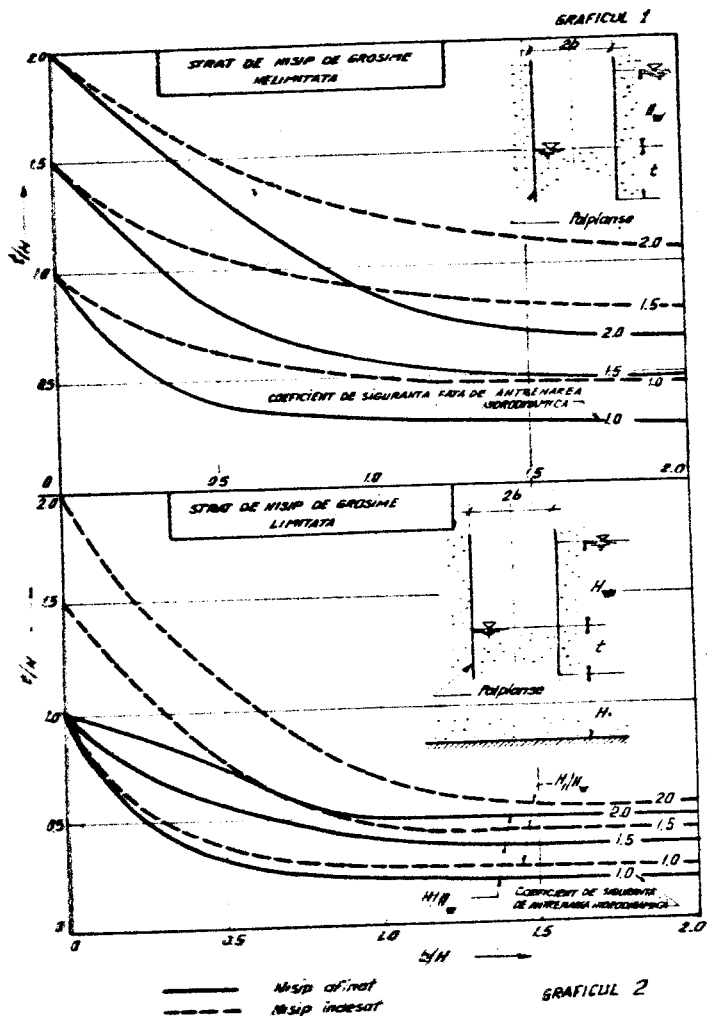
$$(2) \quad S_M = \frac{1}{2\pi K a} \sum_{i=1}^n q_i \ln \frac{R}{x_{M-i}}$$

valorile  $q_i$  fiind cele determinate prin rezolvarea sistemului de ecuații (1).



(2)

Fișa necesară a palplanselor pentru a evita antrenarea hidrodinamică, în nisipuri



Adâncimea minimă de fundare în funcție de adâncimea de îngheț și de adâncimea apei subterane

- Tabelul 8. 1 -

Terenul de fundație	$H_1 =$ adâncimea de îngheț stabilită conform STAS 6054-77 (cm)	$H =$ adâncimea apei subterane față de cota terenului nivelat (m)	Adâncimea minimă de fundare (cm)			
			Terenuri supuse acțiunii înghețului (ziduri exterioare sau interioare în spații reci și neîncălzite)		Terenuri ferite de acțiunea înghețului (ziduri exterioare sau interioare în spații calde sau încălzite)	
			Construcții definitive	provi-zorii	Cons-trucții fără subzol	Cons-trucții cu sub-sol
Roci stâncose	oricare	oricare	20	20	20	20
Pietrișuri curate, balast curat, nisipuri mari și mijlocii curate, necoezive.	oricare	$H \geq 2,00$	$H_1$	60	40	40
		$H < 2,00$	$H_1 + 10$	70	40	40
Pietriș sau balast cu liant argilos, nisip argilos, argilă grasă.	$H_1 \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	70	50	40
		$H < 2,00$	90	80	50	40
	$H_1 > 70$	$H \geq 2,00$	$H_1 + 10$	80	50	40
		$H < 2,00$	$H_1 + 20$	90	50	40
Nisip fin argilos, praf argilos, argilă prăfoasă și nisiposă, ml, nămol.	$H_1 \leq 70$	$H \geq 2,50$	80	70	50	40
		$H < 2,50$	90	80	50	40
	$H_1 > 70$	$H \geq 2,50$	$H_1 + 10$	80	50	40
		$H < 2,50$	$H_1 + 20$	90	50	40

Calculul presiunii efective pe talpa  
fundăției rigide

1. Solicitare centrică

$$p = \frac{P}{BL}$$

P - rezultanta tuturor încărcărilor ce revin fundăției, inclusiv greutatea acesteia  
L, B - dimensiunile în plan ale fundăției.



Fig.8.1

2. Solicitare excentrică.

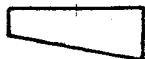
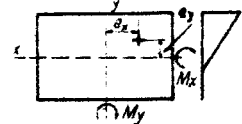
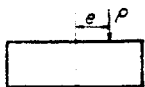
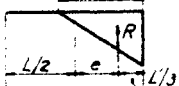
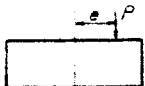
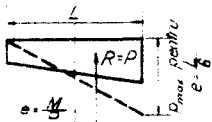
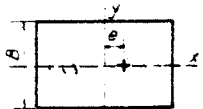
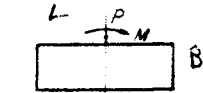


Fig.8.2

a) Excentricitatea pe o direcție :

$$e \leq \frac{L}{6}$$

$$p = \frac{P}{A} = \frac{M_y x}{I_y}$$

- pentru fundăția dreptunghiulară

$$p = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\frac{L}{5} \leq e < \frac{L}{2}$$

$$p = \frac{2P}{3B \left( \frac{L}{2} - e \right)}$$

oarece  $\frac{L'}{B} = \frac{B}{2} - e$  și

$$P = p \frac{L'B}{2}$$

b) Excentricitatea pe două direcții :

$$p = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y^2 x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

- pentru fundăția dreptunghiulară

$$p = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right)$$

Pentru determinarea liniei de presiune zero sub fundății rigide încărcate excentric, se poate folosi soluția grafică a lui Plech.

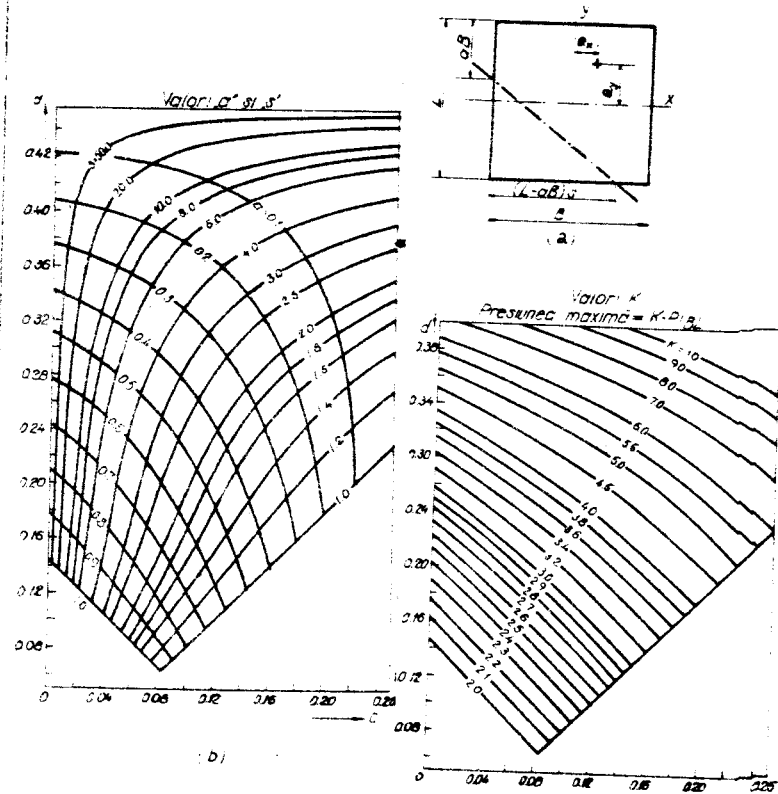
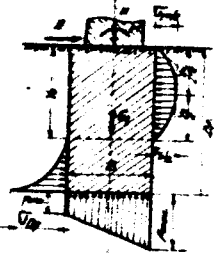


Fig. 8.3 . Metodă de determinare a liniei de presiune zero sub fundății încărcate excentric. (a) Semnificația termenilor ; (b) Curbe pentru găsirea liniei de presiune zero ; (c) Curbe pentru obținerea presiunii maxime pe teren.  
Notații :  $c = e_x/B$  ;  $d = e_y/L$

Considerarea încastrării fundațiilor directe de adâncime



$$1) \sigma_{min} = \frac{N \cdot B}{L \cdot B} \pm \psi \frac{M \cdot H \cdot D_f}{\frac{1}{4} L \cdot B^2}$$

$$2) \bar{\sigma}_{3/4} = \frac{m \cdot \alpha}{4} \cdot D_f$$

$$3) \bar{\sigma}_{D_f} = m \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \cdot D_f$$

Rotirea fundației:

$$1) \tan \theta = \frac{2\psi}{\sqrt{3}B} \cdot \frac{M \cdot H \cdot D_f}{\frac{1}{4} L \cdot B^2}$$

In (4) K este coeficientul de pot. la talpa fundației.

Fig. 8.4

Necesară îndeplinirea condiției:

- pentru pământuri cu frecare internă:

$$5) m \leq \gamma \left[ \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) - \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \right], \text{ cu}$$

$$4) m = \gamma \frac{M \cdot H \cdot D_f}{\frac{1}{4} L \cdot B^2} \cdot \frac{1}{D_f}$$

- pentru pământuri cu coeziune:

$$2) \bar{\sigma}_{3/4} \leq 2c$$

In (7) c este coeziunea pământului

Cu notațiile  $K = \frac{B}{D_f}$ ;  $e = \frac{M \cdot H \cdot D_f}{N \cdot D_f}$ .

$$8) \psi = \frac{K^2}{3K^2 + 1} \cdot \frac{3e - 1}{e}; \text{ valori în tabelul 8.2 pag.1}$$

$$9) \alpha = \frac{6e - K^2 - 1}{6e - 2}; \text{ valori în tabelul 8.2 pag.2}$$

$$10) \gamma = \frac{K^2(4e - K^2 - 1)}{(3K^2 + 1)e}; \text{ valori în tabelul 8.2 pag.3.}$$

- Tabelul 8.2 -

Valoarea coeficienților  $\psi$

K	Valoarea coeficienților $\psi$																
	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	5,0	10	*
2,00	0,16	0,32	0,43	0,50	0,56	0,60	0,64	0,69	0,73	0,76	0,78	0,80	0,85	0,90	0,93	0,96	0,89
1,90	0,16	0,32	0,42	0,50	0,56	0,60	0,64	0,69	0,73	0,76	0,78	0,80	0,85	0,90	0,92	0,95	0,87
1,80	0,16	0,32	0,41	0,49	0,55	0,59	0,63	0,68	0,72	0,75	0,77	0,79	0,84	0,88	0,91	0,94	0,85
1,70	0,16	0,31	0,42	0,49	0,55	0,59	0,62	0,67	0,71	0,74	0,76	0,78	0,83	0,87	0,90	0,93	0,83
1,60	0,15	0,31	0,41	0,48	0,54	0,58	0,62	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,82	0,86	0,89	0,92	0,80
1,50	0,15	0,30	0,40	0,47	0,52	0,56	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,76	0,81	0,85	0,88	0,91	0,77
1,40	0,15	0,30	0,40	0,47	0,52	0,56	0,60	0,64	0,68	0,71	0,73	0,74	0,79	0,83	0,86	0,89	0,73
1,30	0,15	0,29	0,39	0,45	0,51	0,55	0,58	0,63	0,67	0,70	0,72	0,74	0,77	0,81	0,84	0,87	0,69
1,20	0,14	0,28	0,37	0,44	0,49	0,53	0,56	0,61	0,64	0,67	0,68	0,70	0,74	0,78	0,81	0,84	0,63
1,10	0,13	0,27	0,36	0,42	0,47	0,51	0,53	0,58	0,61	0,63	0,65	0,67	0,71	0,75	0,78	0,80	0,57
1,00	0,12	0,25	0,33	0,39	0,44	0,47	0,50	0,54	0,57	0,59	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,50
0,90	0,11	0,23	0,30	0,36	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,54	0,56	0,57	0,61	0,64	0,66	0,68	0,42
0,80	0,10	0,20	0,27	0,32	0,35	0,38	0,40	0,44	0,46	0,48	0,49	0,50	0,54	0,57	0,59	0,60	0,34
0,70	0,08	0,17	0,23	0,27	0,30	0,32	0,34	0,37	0,39	0,40	0,41	0,42	0,45	0,47	0,49	0,51	0,26
0,60	0,07	0,13	0,17	0,21	0,23	0,25	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,33	0,35	0,37	0,38	0,39	0,18
0,50	0,05	0,09	0,12	0,14	0,16	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22	0,22	0,23	0,24	0,26	0,26	0,27	0,11
0,40	0,03	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,16	0,16	0,06
0,30	0,01	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,07	0,03
0,20	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01

\*) Cazul rezembrării pe atîncă - notații în jurul centrului de greutate al suprafeței de fundare.

- Tabelul 6.2 -

Valoarea coeficientilor α

α	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	5,0	10,0	∞
2,0	∞	21,50	9,00	5,87	4,46	3,64	3,12	2,75	2,27	1,97	1,76	1,61	1,50	1,19	0,97	0,81	0,67
1,9	∞	16,65	7,87	5,16	3,94	3,21	2,78	2,46	2,05	1,79	1,61	1,48	1,39	1,12	0,92	0,79	0,67
1,8	∞	16,08	6,83	4,51	3,46	2,87	2,48	2,21	1,85	1,63	1,48	1,37	1,28	1,05	0,89	0,77	0,67
1,7	∞	15,78	5,91	3,95	3,04	2,54	2,21	1,98	1,67	1,40	1,36	1,26	1,19	1,00	0,85	0,76	0,67
1,6	∞	11,74	5,10	3,44	2,68	2,25	1,97	1,77	1,52	1,36	1,25	1,17	1,11	0,94	0,82	0,74	0,67
1,5	∞	9,94	4,38	2,98	2,36	1,99	1,76	1,59	1,38	1,25	1,16	1,09	1,04	0,90	0,80	0,73	0,67
1,4	∞	8,36	3,74	2,58	2,06	1,76	1,57	1,45	1,26	1,15	1,07	1,01	0,97	0,86	0,77	0,73	0,67
1,3	∞	6,99	3,20	2,24	1,82	1,57	1,41	1,30	1,15	1,06	0,98	0,94	0,90	0,82	0,76	0,71	0,67
1,2	∞	5,82	2,73	1,95	1,61	1,40	1,28	1,18	1,06	0,98	0,94	0,90	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67
1,1	∞	4,83	2,33	1,71	1,42	1,26	1,16	1,08	0,99	0,93	0,88	0,86	0,83	0,77	0,72	0,70	0,67
1,0	∞	4,00	2,00	1,50	1,27	1,15	1,06	1,00	0,92	0,88	0,84	0,82	0,80	0,75	0,71	0,69	0,67
0,9	∞	3,32	1,73	1,33	1,15	1,05	0,98	0,93	0,87	0,83	0,81	0,79	0,77	0,73	0,70	0,69	0,67
0,8	∞	2,78	1,51	1,20	1,05	0,97	0,91	0,88	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75	0,72	0,70	0,69	0,67
0,7	∞	2,36	1,34	1,09	0,97	0,91	0,86	0,84	0,80	0,77	0,75	0,74	0,73	0,71	0,69	0,68	0,67
0,6	∞	2,04	1,22	1,01	0,92	0,86	0,83	0,80	0,77	0,75	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,67
0,5	∞	1,81	1,13	0,95	0,86	0,83	0,80	0,78	0,75	0,74	0,73	0,72	0,71	0,69	0,68	0,67	0,67
0,4	∞	1,66	1,06	0,92	0,85	0,81	0,78	0,77	0,75	0,73	0,72	0,71	0,71	0,69	0,68	0,67	0,67
0,3	∞	1,57	1,03	0,89	0,82	0,79	0,77	0,76	0,74	0,72	0,71	0,71	0,70	0,69	0,68	0,67	0,67
0,2	∞	1,52	1,01	0,88	0,82	0,79	0,77	0,75	0,73	0,72	0,71	0,71	0,70	0,69	0,68	0,67	0,67

- Tabelul 6.2 -

Valoarea coeficientilor β

α	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	5,0	10,0	∞	
2,0	4,00	3,44	2,88	2,50	2,24	2,04	1,88	1,76	1,57	1,44	1,34	1,26	1,20	1,01	0,86	0,75	0,64	0,89
1,9	3,61	3,12	2,64	2,30	2,07	1,90	1,76	1,65	1,49	1,37	1,28	1,21	1,16	1,00	0,87	0,77	0,67	0,92
1,8	3,24	2,82	2,39	2,11	1,91	1,76	1,64	1,55	1,41	1,31	1,23	1,17	1,12	0,99	0,87	0,79	0,70	0,95
1,7	2,89	2,53	2,18	1,93	1,76	1,63	1,53	1,45	1,34	1,25	1,19	1,13	1,09	0,98	0,88	0,81	0,73	0,93
1,6	2,56	2,26	1,96	1,76	1,63	1,52	1,44	1,37	1,27	1,20	1,15	1,10	1,07	0,97	0,89	0,83	0,77	1,01
1,5	2,25	2,01	1,77	1,61	1,50	1,41	1,35	1,29	1,21	1,15	1,11	1,07	1,05	0,97	0,90	0,86	0,81	1,03
1,4	1,96	1,78	1,59	1,46	1,37	1,31	1,26	1,22	1,16	1,11	1,08	1,05	1,03	0,97	0,92	0,89	0,86	1,05
1,3	1,69	1,55	1,42	1,33	1,27	1,22	1,19	1,16	1,11	1,08	1,06	1,04	1,02	0,98	0,94	0,92	0,86	1,06
1,2	1,44	1,36	1,27	1,21	1,17	1,14	1,12	1,10	1,07	1,05	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,95	0,93	1,06
1,1	1,21	1,17	1,13	1,12	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02	1,01	1,01	1,01	0,99	0,98	0,97	1,04
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,9	0,81	0,84	0,88	0,96	0,92	0,93	0,94	0,95	0,95	0,95	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	1,00	1,01	0,94
0,8	0,64	0,70	0,76	0,80	0,83	0,86	0,87	0,89	0,91	0,93	0,93	0,94	0,95	0,97	0,99	1,01	1,01	0,85
0,7	0,49	0,57	0,65	0,70	0,74	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	0,87	0,88	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97	0,73
0,6	0,36	0,45	0,53	0,59	0,63	0,66	0,69	0,70	0,73	0,75	0,77	0,78	0,79	0,81	0,84	0,86	0,87	0,59
0,5	0,25	0,33	0,41	0,46	0,50	0,53	0,56	0,57	0,59	0,62	0,63	0,64	0,66	0,68	0,70	0,71	0,73	0,44
0,4	0,16	0,22	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,41	0,43	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,51	0,52	0,54	0,30
0,3	0,09	0,13	0,17	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,29	0,31	0,32	0,32	0,33	0,18
0,2	0,04	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13	0,14	0,14	0,15	0,15	0,16	0,08

\*) Cazul rezerării pe stîncă - rotații în jurul centrului de greutate al suprafeței de fundare.

Valorile presiunilor convenționale de calcul  
pentru diferite terenuri

- Tabelul 8.5 -

Denumirea terenului de fundare	$P_{conv}$ (in kPa)		
<b>ROCI STINCIOASE</b>			
1. Stincă în formă de masiv compact, fără crăpături sau goluri.	$\sqrt{\sigma_{rcs}/6}^a)$		
2. Stincă crăpată constând din blocuri melegate.	900	2000	
<b>ROCI SEMISTINCIOASE</b>			
1. Marne, marne argiloase și argile marneose compacte.	350	1100 b)	
2. Sieturi argiloase, argile glistoase și ășaipuri cimentate.	600	850 b)	
<b>PĂMÎNTURI NECOEZIVE</b>			
1. Belevănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	850		
2. Blocuri cu interspațiile umplute cu pământuri argiloase.	350	600 c)	
3. Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline).	750		
4. Pietrișuri cu nisip.	650		
5. Pietrișuri cu fragmente de roci sedimentare.	360	500 c)	
6. Pietrișuri cu nisip argilos.	350	500 c)	
	<b>Indesare</b>	<b>Indesare<sub>d)</sub> media</b>	
7. Nisip mare.	750	600	
8. Nisip mijlociu.	600	500	
9. Nisip fin, -umed.	500	350	
-foarte umed și saturat	350	250	
10. Nisip fin prăfos : - uscat	400	300	
- umed	300	250	
- foarte umed și saturat	250	150	
<b>PĂMÎNTURI COEZIVE e) f)</b>			
	<b>Consistență</b>		
	<b>Indicele porilor (e)</b>	<b><math>I_C = 0,5</math></b>	<b><math>I_C = 1</math></b>
1. Nisip argilos, praf argilos.	0,5 0,7	400 300	425 350
2. Argilă nisipoasă sau prăfoasă.	0,5 0,7 1,0	400 300 225	425 350 300

- Tabelul 8.5 - (continuare)

3. Argile

0,5	725	850
0,6	575	725
0,8	350	425
1,0	250	350

UMPLUTURI g)

	Pământuri nisipoase și argile cu excepția nisipurilor prăfoase		Nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, pământuri vegetale	
	$S_r$ 0,5	$S_r$ 0,8	$S_r$ 0,5	$S_r$ 0,8
1. Umpluturi și depozite din pământuri omogene realizate și compactate organizat (perne, ramblee)	250	200	180	150
2. Depozite omogene rezultate în urma unor activități sistematice de depunere de pământuri și reziduri minerale compactate controlat	250	200	180	150
3. Idem, necompactate	180	150	120	100
4. Umpluturi eterogene, în gropi, realizate neorganizat, cu conținut de materii organice sub 10%, compactate controlat.	150	120	100	100
5. Idem, necompactate.	120	100	100	80

OBSERVAȚII :

- $\sigma_{rcs}$  reprezintă rezistența la rupere la compresie a rocii în stare saturată, determinată pe epruvete cubice conform STAS 6200/5-71.
- În intervalul indicat valorile se aleg ținând seama de compactitatea și starea de degradare a rocii semistincioase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare și dimensiunile în plan ale fundațiilor.
- În intervalul indicat valorile se aleg ținând seama de consistența pământului argilos, aflat în interspații, interpolând între valorile minime pentru  $I_C = 0,5$  și maxime, corespunzând lui  $I_C = 1$ .
- În cazul în care datorită naturii pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de indesare sau al consistenței se poate face pe baza rezultatelor penetrării dinamice conform STAS 9198-71.
- La pământuri coezive, având valori intermediare ale indicelui de consistență  $I_C$  și ale indicelui porilor e, se admite interpolarea liniară a valorii presiunii convenționale de calcul pe terenul de fundare de sub talpa fundației, după  $I_C$  și după e, succesiv.

- Tabelul 8.3 - (continuare)

OBSERVAȚII :

- f) Pentru pământurile sensibile la umezire sau contractile pentru stabilirea valorilor presiunii convenționale de calcul, se vor folosi prescripții speciale.
- g) Pentru valori ale lui  $S_r$  între 0,5 și 0,8,  $p_{conv}$  se determină prin interpolare.

Corectarea valorilor  $p_{conv}$

1. Valorile de bază din tabelul 8.3 sînt valabile pentru fundațiile avînd lățimea tălpii de  $B = 0,6 \dots 1,0$  m și adîncimea de fundare  $D = 1,0 \dots 2,0$  m.

2. Pentru fundațiile avînd lățimea tălpii  $B \geq 5$  m, valorile din tabel se majorează astfel :

- la belevniguri, pietriguri și pământuri nisipoase cu excepția nisipurilor prăfoase cu 50 % ;
- la nisipuri prăfoase și pământuri argiloase cu 20 %.

Pentru  $1,0 < B < 5$  m se interpolează liniar valorile din tabel și cele corespunzătoare la  $B = 5$  m.

3. Pentru adîncimi de fundare  $D > 2,0$  m, valoarea  $p$  se calculează cu formula :

$$p_{conv D > 2} = p_{conv} + K \cdot \bar{\gamma} (D - 2)$$

în care :

- $p_{conv}$  - presiunea convențională de calcul conform tabelului 8.3 ;
- $K$  - coeficient conform tabelului de mai jos ;
- $\bar{\gamma}$  - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), în  $kN/m^3$ .

Denunțarea pământului	K
Belevniguri, pietriguri și pământuri nisipoase (cu excepția nisipurilor prăfoase)	2,5
Nisipuri prăfoase cu excepția argilelor	2,0
Argile	1,5

4. Pentru  $D < 1$  m, valorile  $p$  se determină prin interpolare între valoarea  $p_{conv}$ , stabilită pentru  $D = 1$  m și 0,5  $p_{conv}$  pentru  $D = 0$ .

5. Pentru pământurile argiloase avînd  $I_C > 1$ , valoarea  $p_{conv}$  se va alege astfel :

- pentru nisipuri argiloase, valorile  $p_{conv}$  corespundătoare lui  $I_C = 1$  ;
- pentru prefuri argiloase, argile prăfoase, argile, valorile din coloana  $I_C = 1$  se majorează cu 20 %.

6. La construcțiile cu subsol se adoptă pentru presiunile convenționale de calcul valorile corespunzătoare celei mai mici dintre valorile  $D$  sau  $D'$  unde :

$D$  - adîncimea de fundare măsurată de la cota terenului sistematizat, la exteriorul zidului de subsol ;

$$D' = q/\bar{\gamma}$$

în care :

- $q$  - supraîncărcarea permanentă aplicată la nivelul tălpii fundației în partea interioară a zidului de subsol, în  $kPa$  ;
- $\bar{\gamma}$  - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), la interiorul zidului de subsol, în  $kN/m^3$ .

$$K_1 = 0,05$$

$$\frac{K_1}{D} =$$

$$\frac{0,05}{2,0} = \frac{0,05}{5-1}$$

Clase de importanță a construcțiilor  
conform STAS 10100/0-75

- Tabelul 8. 4 -

Clasa de importanță	Caracterizare
I	Construcții de importanță excepțională. Construcții a căror avariere are urmări catastrofale. Construcții a căror exploatare neîntreruptă este indispensabilă.
II	Construcții de importanță deosebită. Construcții a căror avariere are urmări deosebit de grave. Construcții necesare pentru recuperare în urma unor evenimente catastrofale (construcții a căror supraviețuire este necesară pentru asigurarea unui minim de măsuri în vederea înlăturării urmărilor unei catastrofe). Construcții de valoare culturală deosebită.
III	Construcții de importanță medie. Clasa cuprinde majoritatea construcțiilor. Construcții pentru care nu există indicații de încastrare în alte clase se încadrează în această clasă.
IV	Construcții de importanță secundară. Construcții a căror avariere implică un pericol redus pentru viața și sănătatea oamenilor și produce pagube de materii reduse.
V	Construcții neimportante. Construcții provizorii de valoare redusă, a căror avariere nu prezintă pericole pentru viața și sănătatea oamenilor, construcții pentru adăpostirea temporară a animalelor.

Categorii de terenuri de fundare pentru  
care nu este necesar calculul la starea  
limită de deformații

- Tabelul 8.5 -

- A. Pământuri macrogranulare, conținând mai puțin de 40 % nisip și mai puțin de 30 % argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
- B. Pământuri nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, indeseate sau de indesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
- C. Nisipuri argiloase și prafuri argiloase având  $e \leq 0,7$  și  $I_C \geq 0,5$  în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
- D. Argile nisipoase și argile prăfoase având  $e \leq 1,0$  și  $I_C \geq 0,5$  în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
- E. Argilă având  $e \leq 1,1$  și  $I_C \geq 0,5$  în condițiile unei stratificații practic uniforme și orizontale.
- F. Orice combinație între stratificațiile de la punctele anterioare.



Valori orientative ale deplasărilor sau deformațiilor maxime admisibile  $\Delta$  ale fundațiilor

- Tabelul 8. 6 -

Tipul construcției	Deplasări sau deformații maxime admisibile ale fundațiilor			
	Deformații		Deplasări (tasări)	
	Tipul deformației	Val. adm. (cm)	Tipul deplasării	Val. adm. (cm)
0	1	2	3	4
1. Construcții civile și industriale cu structura de rezistență în cadre multietajate :				
a) Cadru din beton armat fără umplutură de zidărie sau panouri	tasare relativă	0,002	tasare absolută max ( $S_{max}$ )	8
b) Cadre metalice fără umplutură de zidărie sau panouri	idem	0,004	idem	12
c) Cadre din beton armat cu umplutură de zidărie	idem	0,001	idem	8
d) Cadre metalice cu umplutură de zidărie sau panouri	idem	0,002	idem	12
2. Construcții în structură cărora nu apar eforturi suplimentare datorită tasărilor neuniforme	idem	0,006	idem	15
3. Construcții multietajate cu ziduri portante din :				
a) panouri mari	incovoiere relativă	0,0007	tasare medie $S_m$	10
b) zidărie din blocuri sau cărămidă, fără armare	idem	0,001	idem	10
c) zidărie din blocuri sau cărămidă armată cu centuri armate	idem	0,0012	idem	15

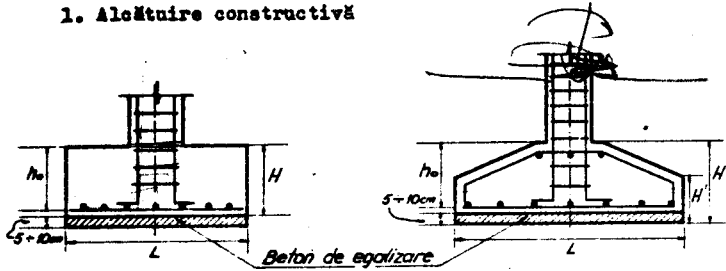
- Tabelul 8. 6 - (continuare)

0	1	2	3	4
d) independent de materialul zidurilor	inclinare transversală $tg \theta_{tr}$	0,005	-	-
4. Construcții înalte, rigide :				
a) silozuri din beton armat			tasare medie $S_m$	
- turnul elevatorilor și grupurile de celule turnate monolit și reazemă pe același radier continuu	inclinare longitudinală sau transversală $tg \theta$	0,005		40
- idem, din beton armat prefabricat	idem	0,005	idem	30
- turnul elevatorilor rezezat pe un radier independent	inclinare transv. $tg \theta_{tr}$	0,005	idem	25
	inclinare longit. $tg \theta_1$	0,004	idem	25
- grupuri de celule turnate monolit rezezate pe un radier independent	inclinare longit. și transvers. $tg \theta$	0,004	idem	40
- idem, din beton armat prefabricat	idem	0,004	idem	30
b) Coguri de fum cu înălțimea H :	inclinare $tg \theta$	0,005	idem	40
- $H \leq 100$ m	idem	1/2 H	idem	30
- $100 < H \leq 200$ m	idem	1/2 H	idem	20
- $200 < H \leq 300$ m	idem	1/2 H	idem	10
- $H > 300$ m	idem	1/2 H	idem	10
c) Alte construcții înalte, rigide cu înălțime până la 100 m.	idem	0,004	idem	20

**Fundații izolate. Sumar de prescripții de proiectare.**

**Fundații cu talpă de beton armat**

**1. Alcătuire constructivă**



I. SUPRAFATA BAZEI  $\leq 1,00 \text{ m}^2$

2. MARCI DE BETOANE

- Beton de egalizare : B.25
- Beton armat : B.150

3. Înălțimea minimă a fundației

- Constructiv  $H \geq 30 \text{ cm}$
- Raportul  $H/L$  pentru asigurarea rigidității fundației va respecta valorile minime din tabelul

- Tabelul 8.7 -

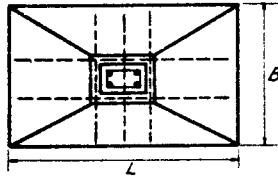


Fig.8.5

II. SUPRAFATA BAZEI  $> 1,00 \text{ m}^2$

- Pe considerente economice, se alege  $H \approx (0,25 - 0,35) L$

- Înălțimea minimă la extremitatea fundației

$H' \geq 20 \text{ cm};$   
 $H \leq (H/3 \dots H/2)$

4. Armarea fundației

- Diametrul minim 10 mm
- Distanța maximă între bare 25 cm
- Procentul minim de armare 0,05 % raportat la secțiunea  $Lh_0$

**7. Momente încovoietoare.**

- Fundații patrate și stâlpi cu secțiune patrată cu încărcare centrică.

- Fundații dreptunghiulare cu încărcare excentrică.

$l_x > l_y;$

$P_{med} = \frac{q_1 + q_2}{2}$

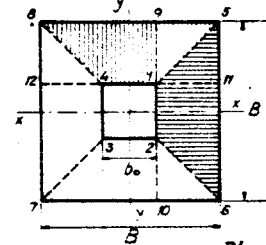


Fig.8.6

$M_x = M_y = \frac{2B + b_0}{24} (B - b_0)^2$

Formulele de calcul al momentelor încovoietoare utilizând tabelele de calcul

- Presiunea pe teren uniform distribuită q

$M_x = q \frac{L^3}{6}$

$M_y = q \frac{B^3}{6}$

- Presiunea pe teren variabilă triunghiular, cu valoarea maximă q

$M_x = q \frac{L^3}{6}$

$q_{med} = \frac{p}{2}$

$M_y = \frac{q_{med} B^3}{6}$

Presiunea pe teren variabilă

liniar între  $q_{max} = q_1$  și  $q_{min} = q_2$

$M_x = \frac{q_2 L^3}{6} + \frac{(q_1 - q_2)L^3}{6}$

$M_y = \frac{q_{med} B^3}{6} ; P_{med} = \frac{q_1 + q_2}{2}$

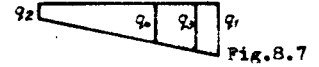
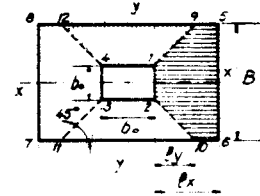


Fig.8.7

$M_x = \frac{Blx^2}{6} (2q_1 + q_2) \frac{ly^3}{6} (q_1 + q_2)$

$M_y = \frac{q_{med} ly^2}{6} (3l_0 + 4lx)$

$ly > lx$

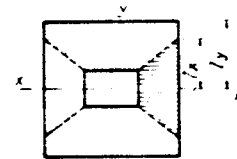


Fig.8.8

$M_x = \frac{b_0 lx^2}{6} (2q_1 + q_2) + \frac{lx^3}{6} (3q_1 + q_2)$

$M_y = \frac{q_{med}}{6} (3Ly^3 - lx^3)$

Fundații cu bloc de beton simplu și cuzinet din beton armat

1. Alcătuire constructivă

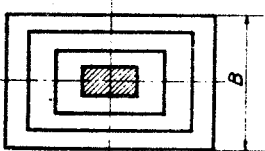
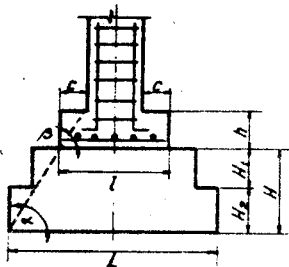


Fig. 8.9

2. Mărci de betoane

- Pentru blocul de beton simplu : B.50, B.75
- Pentru blocul de beton simplu cu cuzinet ancorat : B.100
- Pentru cuzinet : B.150

3. Raportul l/L se alege pe criteriul economice :

$l/L = 0,55 - 0,65$  pentru bloc cu o singură treaptă

$l/L = 0,4 - 0,5$  pentru bloc cu 2 - 3 trepte

4. Înălțimea minimă H a blocului de beton simplu trebuie să

respecte condiția :  $H \geq (l_1 + l_2) \operatorname{tg} \alpha$  ;  $\operatorname{tg} \alpha$  se ia din tabelul

- Tabelul 8.8 -

5. Înălțimea

minimă a cuzinetului h minim constructiv 30 cm

Prăsiunea maximă pe teren (daN/cm <sup>2</sup> )	Valorile minime ale $\operatorname{tg} \alpha$ pentru beton de marca :		
	B.50	B.100	B.150
p < 2	1,5	1,1	1,0
p = 3	1,6	1,3	1,1
p = 4	1,8	1,5	1,3
p = 6	-	1,8	1,6

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{h}{l} > \frac{2}{3}$$

$$\frac{h}{l} \geq 0,25$$

$\operatorname{tg} \beta \geq 1$  (nu mă este necesară verificarea la forța tăietoare).

6. Armarea cuzinetului

- Diametrul minim 8 mm
- Distanța maximă între bare 25 cm
- Procentul minim de armare 0,05 %

Fundații izolate tip pahar pentru stâlpi prefabricați

1. Alcătuire constructivă

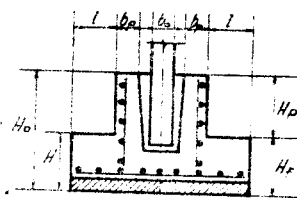


Fig. 8.10

2. Mărci de betoane

- Beton egalizare : B.25
- Beton armat : B.150, B.200, B.250
- Beton de umplură în jurul stîlpului : B.200

3. Solicitările care se iau în considerare la calculul

pereților paharului (se recomandă  $H_p = 2,5 - 3 b_p$ )

4. Dimensionarea pereților paharului și a grosimii fundului paharului.

a) Dimensionarea pereților paharului se face pe baza relației :

$$M - N \frac{b_{med}}{3} \leq 1,4 b_{med} H_p^2 R_t$$

în care :

- M, N - valorile de calcul ale momentului încovoietor și forței axiale în secțiunea teoretică de încastare ;

$b_{med}$  - lățimea medie a peretelui paharului ;

$H_p$  - adâncimea paharului ;

$R_t$  - rezistența de calcul la întindere a betonului.

b) Grosimea fundului paharului trebuie să satisfacă condiția :

$$H_f \geq \frac{N_0}{U R_z}$$

în care :

$N_0$  - forța axială de calcul a stîlpului sub acțiunea încărcărilor care intervin înainte de întărirea monolitizării ;

U - perimetrul secțiunii transversale a bazei stîlpului.

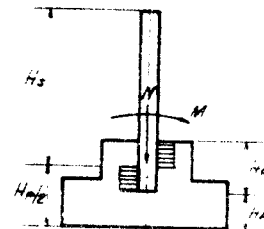


Fig. 8.11

Trebuie să fie respectată condiția :

$$R_f + R_p \geq \frac{N}{U R_t^m}$$

in care :

$N$  - forța axială maximă de calcul a stîlpului sub acțiunea tuturor încărcărilor luate în considerare în diferitele grupări de încărcări ;

$R_t^m$  - rezistența normată la întindere a tălpii fundației.

$$H \geq 15 \text{ cm}$$

a) Înălțimea la marginea fundației se va lua de cel puțin 20 centimetri.

#### 5. Armarea fundației.

- Talpa fundației

= Diametrul barelor minimum 10 mm ; Distanța maximă între bare 25 cm ; Procentul de armare minim 0,05 % față de aria  $BH_0$ .

- Pereții paharului

= Diametrul barelor minimum 10 mm ; Distanța maximă pe verticală (între armăturile orizontale) 15 cm pe o adîncime de  $H/2$  de la fața superioară a paharului.

Pentru  $b_p < 25 \text{ cm}$ , armarea pereților se poate face numai la partea superioară, asigurîndu-se 3 bare orizontale și barele verticale pentru montaj.

Pentru  $b_p > 30 \text{ cm}$  - armarea se va face cu PC.52.

Pentru  $b_p > 45 \text{ cm}$  - diametrul minim 12 mm. Se verifică cantitatea de armătură cu relația :

$$A_{so} \geq \frac{0,5 b_{med} R_t a_{so}}{R_a}$$

unde :

$A_{so}$  - aria secțiunii transversale a unei armături orizontale ;

$R_a$  - rezistența de calcul a acestei armături ;

$a_{so}$  - distanța pe verticală, între armăturile orizontale

$$A_{sv} \geq \frac{0,05}{l_{oo}} b_{med} a_{sv}$$

$A_{sv}$  - aria secțiunii transversale a unei armături verticale

$a_{sv}$  - distanța pe orizontală între armăturile verticale.

### Fundații continue sub ziduri. Sumar de prescripții de proiectare

a) Fundații din beton simplu.

1. Alcătuire constructivă : tipuri de bază.

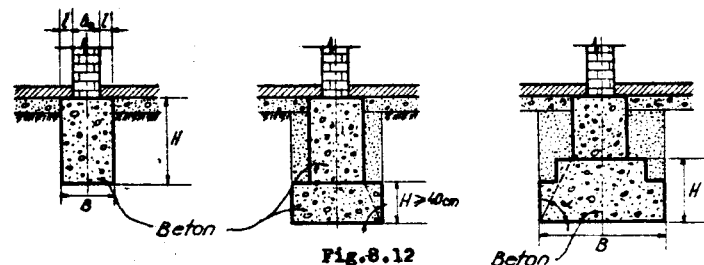


Fig.8.12

2. Mărci de betoane.

- Beton simplu : B.25 - pentru umpluturi și egalizări ;

B.50 - pentru fundații continue, socluri.

3. Dimensiuni minime.

- Înălțimea minimă  $H$  a fundației 40 cm

- Raportul  $tg \alpha$  dintre înălțime și lățimile treptelor va îndeplini condiția din tabelul

b) Fundații din beton armat.

1. Alcătuire constructivă.

2. Mărci de betoane.

- Beton simplu : B.25

- Beton armat : B.150

3. Înălțimea minimă a fundației :

- Constructiv  $H \geq 30 \text{ cm}$

- Raportul  $H/B$  va respecta valorile din tabelul 87.

- Înălțimea minimă la marginea fundației  $h = (1/3 \dots 1/2)H$ , dar minimum 15 cm.

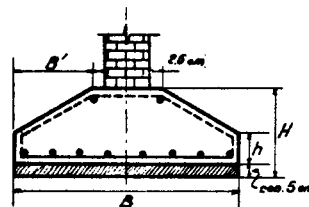


Fig.8.13

4. Armarea fundației.

- Distanța dintre bare maximum 25 cm.

- Procentul minim de armare 0,05 %.

- Armătura de repartiție : min.10 % din armătura de rezistență (transversală) corespunzătoare.

5. Momente încovoietoare.

Solicitări centrice : distribuția presiunilor se consideră pe lățimea fundației :

$$M = \frac{q B'^2}{2} ; T = q B'$$

în care  $q = P_{ef} - P_g$  ;  $P_g$  - presiunea corespunzătoare greutateii fundației și a pământului de deasupra.

Solicitări excentrice : distribuția presiunilor liniară.

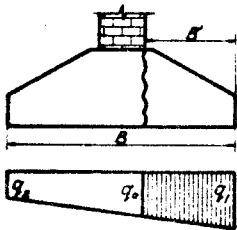


Fig.8.14

$$M = \frac{2q_1 + q_0}{6} B'^2$$

$$T = \frac{q_1 + q_0}{2} B'$$

Tălpi continue sub stâlpi. Sumar de prescripții de proiectare

1. Alcătuire constructivă

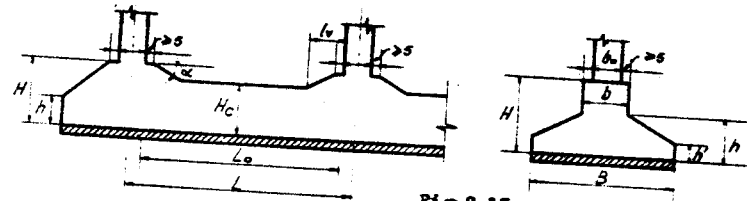


Fig.8.15

2. Mărci de betoane.

- Beton de egalinare : B.25
- Beton armat : B.15e

3. Dimensiuni minime.

- Înălțimea H a grinzii se va lua de ordinul  $(1/3 \dots 1/6)L$
- Lățimea b a grinzii :  $b \geq b_0 + 10 \text{ cm}$
- Dimensiunile vutelor :  
lungimea vutei  $l \approx (1/6 \dots 1/4)L_0$   
( $L_0$  = lumina interioară între stâlpi)

$$\text{tg} \alpha \leq 1/3$$

$$H/H_0 \approx 1,2 \dots 1,5$$

- Înălțimea h a tălpii inferioare se dimensionează la fel ca în cazul fundațiilor de beton armat pentru siduri

$$h \geq 30 \text{ cm} ; h' = 15 \text{ cm}$$

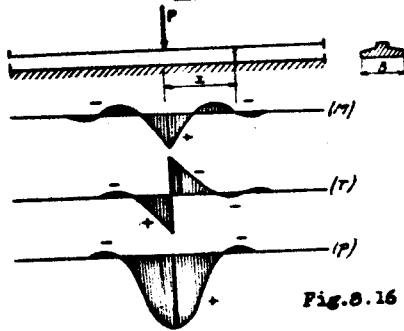
4. Armarea grinzii.

- Procentul minim de armare 0,10 %
- Armături din oțel OB.37 și PC.52
- Diametrul minim al barelor 12 mm (recomendabil 16 mm).

GRINZI CONTINUE PE MEDIU

ELASTIC

METODA WINKLER



$$l_0 = \sqrt{\frac{4EI}{k_s B}} \quad (\text{cm})$$

$$M = \alpha P l_0$$

$$\tau = \beta P$$

$$p = kY = \delta \frac{P}{l_0 B}$$

Fig. 8.16

Valori  $\alpha$   $\alpha = \frac{1}{4} e^{-\psi} (\cos \psi - \sin \psi)$ ;  $\psi = \frac{x}{l_0}$

$\frac{x}{l_0}$	$\alpha$	$\frac{x}{l_0}$	$\alpha$	$\frac{x}{l_0}$	$\alpha$	$\frac{x}{l_0}$	$\alpha$	$\frac{x}{l_0}$	$\alpha$
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
0,040	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	1,350	-0,049	2,575	-0,026	3,800	-0,001
0,100	0,203	0,520	0,055	1,390	-0,050	2,600	-0,025	3,850	-0,001
0,105	0,200	0,540	0,050	1,400	-0,050	2,615	-0,025	3,900	-0,000
0,114	0,195	0,560	0,045	1,450	-0,051	2,695	-0,022	3,927	-0,000
0,127	0,190	0,580	0,040	1,500	-0,052	2,740	-0,021	3,970	-0,000
0,140	0,185	0,600	0,036	1,570	-0,052	2,780	-0,020	4,020	0,002
0,155	0,180	0,605	0,035	1,600	-0,052	2,800	-0,019	4,060	0,001
0,165	0,175	0,630	0,030	1,690	-0,051	2,825	-0,019	4,100	0,001
0,175	0,170	0,655	0,025	1,775	-0,050	2,870	-0,017	4,150	0,001
0,185	0,165	0,675	0,020	1,840	-0,049	2,900	-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	4,200	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	4,500	0,002
0,265	0,135	0,820	-0,005	2,085	-0,042	3,065	-0,012	4,700	0,002
0,277	0,130	0,850	-0,010	2,100	-0,042	3,100	-0,012	4,710	0,002
0,290	0,125	0,885	-0,015	2,120	-0,041	3,120	-0,011	4,800	0,002
0,300	0,122	0,900	-0,016	2,155	-0,040	3,180	-0,010	4,900	0,002
0,305	0,120	0,930	-0,020	2,200	-0,039	3,200	-0,010	5,000	0,002
0,320	0,115	0,975	-0,025	2,235	-0,038	3,245	-0,009		
0,335	0,110	1,000	-0,028	2,270	-0,036	3,310	-0,008		

Valori  $\beta$

$$\beta = -\frac{1}{2} e^{-\psi} (\cos \psi); \quad \psi = \frac{x}{l_0}$$

$\frac{x}{l_0}$	$\beta$	$\frac{x}{l_0}$	$\beta$	$\frac{x}{l_0}$	$\beta$	$\frac{x}{l_0}$	$\beta$	$\frac{x}{l_0}$	$\beta$
0,000	-0,300	0,800	-0,157	1,575	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	3,350	0,017	4,390	0,002
0,480	-0,275	1,350	-0,030	2,100	0,031	3,400	0,016	4,400	0,002
0,500	-0,266	1,375	-0,025	2,200	0,032	3,456	0,015	4,500	0,001
0,540	-0,250	1,400	-0,021	2,300	0,033	3,500	0,014	4,600	0,001
0,600	-0,227	1,415	-0,020	2,365	0,034	3,590	0,013	4,700	0,000
0,605	-0,225	1,465	-0,015	2,400	0,033	3,600	0,012	4,800	0,000
0,670	-0,200	1,485	-0,010	2,500	0,033	3,700	0,011	4,830	-0,000
0,700	-0,199	1,500	-0,008	2,530	0,032	3,720	0,010	4,830	-0,001
0,740	-0,175	1,525	-0,005	2,600	0,032	3,785	0,009	5,000	-0,001

OBSERVAȚIE : Linia de influență a forței este oare fiind antisimetrică în raport cu punctul de aplicatie al forței P, valorile  $\beta$  se iau cu semnul din tabel pentru  $\psi$  pozitiv (forța situată la stînga secțiunii de calcul) și cu semn schimbat pentru  $\psi$  negativ (forța situată la dreapta secțiunii de calcul).

Valori  $\delta$

$$\delta = \frac{1}{2} e^{-\psi} (\cos \psi + \sin \psi); \quad \psi = \frac{x}{L_0}$$

$\frac{x}{L_0}$	$\delta$	$\frac{x}{L_0}$	$\delta$	$\frac{x}{L_0}$	$\delta$	$\frac{x}{L_0}$	$\delta$	$\frac{x}{L_0}$	$\delta$
0,000	0,500	0,800	0,512	1,500	0,119	2,500	-0,008	3,700	-0,017
0,045	0,498	0,855	0,500	1,590	0,100	2,540	-0,010	3,800	-0,016
0,100	0,495	0,900	0,286	1,600	0,098	2,600	-0,013	3,845	-0,015
0,200	0,482	0,935	0,275	1,700	0,079	2,700	-0,016	3,900	-0,014
0,240	0,475	1,000	0,254	1,720	0,075	2,800	-0,018	4,000	-0,013
0,300	0,465	1,015	0,250	1,800	0,062	2,900	-0,020	4,100	-0,012
0,350	0,450	1,025	0,245	1,880	0,050	3,000	-0,021	4,200	-0,010
0,400	0,439	1,025	0,225	1,900	0,047	3,100	-0,021	4,300	-0,009
0,450	0,425	1,100	0,224	2,000	0,033	3,141	-0,021	4,400	-0,008
0,500	0,412	1,185	0,200	2,070	0,025	3,200	-0,021	4,500	-0,007
0,545	0,400	1,200	0,195	2,100	0,022	3,300	-0,021	4,600	-0,006
0,600	0,381	1,275	0,175	2,200	0,012	3,400	-0,020	4,665	-0,005
0,620	0,375	1,300	0,168	2,300	0,004	3,445	-0,020	4,700	-0,005
0,650	0,350	1,375	0,150	2,352	0,000	3,500	-0,019	4,800	-0,004
0,700	0,325	1,475	0,125	2,400	-0,005	3,600	-0,018	5,000	-0,001

Capacitatea portantă a pilotilor  
izolați, la solicitări axiale :

$$R = K \cdot m \cdot P_{cr} \quad (1)$$

în care :

- K - este coeficientul de omogenitate, egal cu 0,7 ;
- m - este coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 1 ;
- $P_{cr}$  - este încărcarea axială critică, a pilotului.

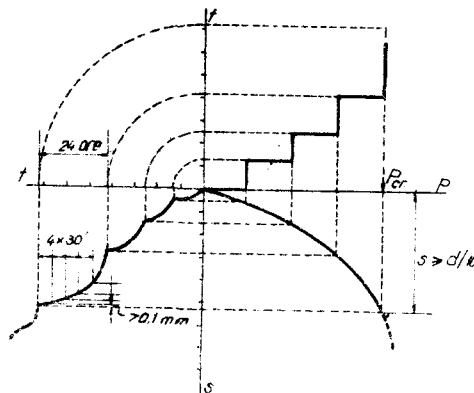


Fig.9.1

Criterii pentru stabilirea încărcării critice  $P_{cr}$ , folosind date din încărcarea statică :

a)  $s \geq d/10$ , în care :

d - este dimensiunea transversală a secțiunii pilotului, diametrul sau latura, în cm.

b) Creșterea tasărilor în 4 intervale de câte 30', în decurs de 24 ore, mai mare de 0,1 mm (v.fig.9.1).

c) Criteriul Van der Veer.

Pe baza interpretării datelor din încercarea statică a piloților, se admite că relația încărcare - tasare poate fi pusă sub formă :

$$1) s = m \cdot \lg(1 - \frac{P}{P_{cr}})$$

În coordonate semilogaritmice, având în abscisă valorile  $\lg(1 - P/P_{cr})$ , diagrama  $s = f(P)$ , este liniară.

Interpretarea datelor din încercarea statică se face prin tatonări, reținând valoarea încărcării critice  $P_{cr}$ , care conduce la forma liniară a reprezentării relației  $s = f(P)$  în coordonate semilogaritmice (fig.9.2).

d) Criteriul Pares.

Atingerea capacității portante a pilotului este semnalată de apariția unei schimbări în viteza de deformare a pilotului sub încărcare constantă.

Reprezentarea tasării în funcție de timp pentru o încărcare constantă, este o dreaptă, dacă pentru timp se alege scara logaritmică. Tasarea în funcție de timp are expresia :

a)

$s = \sigma_1 + \sigma_2 \log t$   
 Panta dreptei  $\sigma_2$  este o măsură a vitezei de deformare a pilotului sub încărcare constantă. Dacă se reprezintă pentru fiecare treaptă de încărcare, valoarea  $\sigma_2$  se obține reprezentarea din fig. 9.3,b.

b)

Încălzirea pentru care apare o fringere netă în graficul  $\sigma_2 = f(P)$  reprezintă încălzirea critică a pilotului.

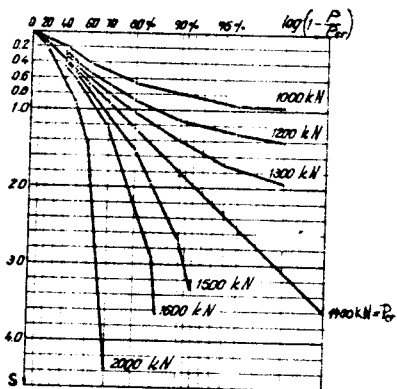


Fig.9.2

Timpul la scara funcțională

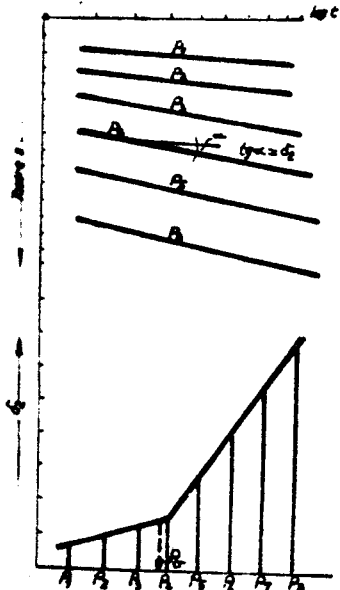


Fig.9.3

e) Criteriul Szechy.

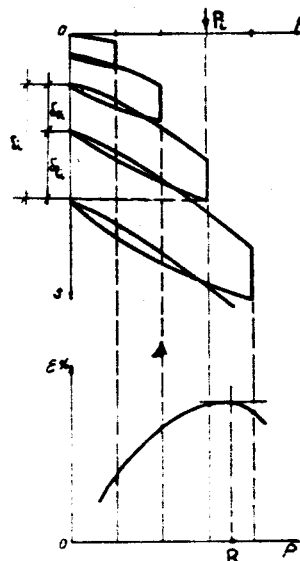


Fig.9.4

$$\xi = \frac{\sigma_{e1} - \sigma_{e1-1}}{\sigma_{p1} - \sigma_{p1-1}}$$

Se încarcă și descarcă piloții ciclic cu stabilizarea tasării în timp sub fiecare treaptă.

Se determină, pentru fiecare treaptă tasarea elastică și tasarea remanentă.

Valoarea maximă a raportului  $\xi$ , corespunde capacității portante a pilotului.



Stabilirea încărcării critice  $P_{cr}$ , pe baza datelor din încercări dinamice

$$P_{cr} = - \frac{n \cdot A}{2} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A}{2}\right)^2 + \frac{n \cdot A}{e} \cdot \frac{Q_0 + e,2 q}{Q_0 + q} \cdot Q_0 \cdot H_0} \quad (1)$$

în care :

- $P_{cr}$  - este încărcarea critică axială a pilotului, în kN ;
- $e$  - este refuzul pilotului, în cm ;
- $n_0$  - coeficient a cărui valoare, în kPa, se alege din tabelul 9.1 ;
- $H_0$  - este înălțimea de cădere, introdusă conform tabelului 9.2, în cm ;
- $A$  - este aria secțiunii transversale a pilotului, în  $m^2$  ;
- $Q_0$  - este greutatea, în kN, a berbecului cu cădere liberă sau a părții care lovește, pentru berbecii mecanici ;
- $q$  - este greutatea pilotului, inclusiv a căciunii de protecție și a părții staționare a berbecilor mecanici, în kN.

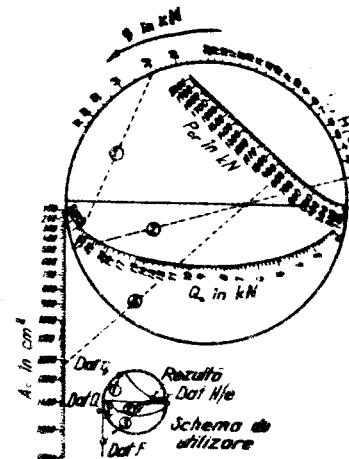
- Tabelul 9.1 -

Tipul pilotului și condițiile de baterie	$n_0$ (kPa)
Pilot din beton armat (cu căciulă de protecție)	1500
Pilot din lemn (fără căciulă de protecție)	1000

- Tabelul 9.2 -

Tipul de berbec	Piloți verticali	Piloți înclinați cu 3:1
Berbec cu cădere liberă sau cu acțiune simplă	$H_0 = H_1$	$H_0 = 0,8 H_1$
Berbec diesel sau cu acțiune dublă	$H_0 = \frac{100 E_0}{Q_0}$	$H_0 = \frac{80 E_0}{Q_0}$

- în care :
- $H_1$  - mărimea cursei părții berbecului, care lovește, în cm ;
  - $E_0$  - energia de lovire a berbecului, în kJ ;
  - $Q_0$  - greutatea părții berbecului, care lovește, în kN.



H în cm ;  
e în cm.

Graficul 9.1 - pentru determinarea încărcării axiale critice din încercări dinamice.

Velocitatea încălzirii axiale critice  
pe baza datelor din încercări de penetrometrie  
statică

$$P_{cr} = \frac{R_p}{2} \cdot A + F_1 \cdot \frac{U}{u_p}, \quad \text{in kW} \quad (1)$$

in care :

$R_p$  - rezistența convențională pe virful penetrometrului, calculată cu relația :

$$R_p = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2}, \quad \text{in kPa};$$

$R_{p1}$  media rezistențelor pe virful penetrometrului, înregistrate în stratele situate de la nivelul virfului pilotului pînă la o adîncime egală cu "4d" sub acest nivel, în kPa ;

$R_{p2}$  media rezistențelor pe virful penetrometrului înregistrate de la nivelul virfului pînă la o înălțime egală cu "p.d" deasupra acestui nivel, în kPa ;

d - diametrul sau dimensiunea maximă a secțiunii dreptunghiulare a pilotului, în cm ;

$\beta$  - coeficient, care se adoptă conform tabelului 9.5 ;

- Tabelul 9.5 -

Stratul în care se execută penetrarea	$\beta$
- Pământuri coezive, nisipuri afinate	3
- Nisipuri de indesare medie	8
- Nisipuri indesate și nisipuri cu pietriș	15

A - aria secțiunii transversale a pilotului, în  $m^2$  ;  
 $F_1$  - forța de frecare pe suprafața laterală a penetrometrului, introdus pînă la nivelul virfului pilotului, în kW ;

U - perimetrul secțiunii transversale a pilotului, în m ;  
 $u_p$  - perimetrul secțiunii coloanei penetrometrului, în m.

Estimarea capacității portante  
a piloților solicitați axial

a) Pentru forțe axiale de înfigere :

(1) Piloți purtători pe virf :

$$R = K \cdot m \cdot R^{\text{II}} \cdot A, \quad \text{in kN}$$

in care :

K - este coeficientul de omogenitate, egal cu :

K = 0,7 pentru piloți prefabricați ;

K = 0,5 pentru piloți executați pe loc ;

m - este coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 1 ;

A - este aria de rezemare (secțiunea) pilotului, in  $\text{cm}^2$  ;

$R^{\text{II}}$  - este rezistența normată a terenului sub virful pilotului, in kPa ;

= pentru piloți prefabricați introduși prin batere, vibrare sau presare, care reazemă cu virful pe rocă stincoasă sau pe strate necoezive macrogranulare (blocuri, bolovănișuri)

$$R^{\text{II}} = 20.000 \text{ kPa}$$

= pentru piloți executați pe loc, cu virful in stratul portant pe cel puțin 0,50 m

$$R^{\text{II}} = 20.000 \text{ kPa pentru strate macrogranulare}$$

$$R^{\text{II}} = \sigma_{cs} \left( \frac{t}{d} + 1,5 \right) \text{ pentru roci stincoase :}$$

$\sigma_{cs}$  - este rezistența medie la compresiune a rocii stincoase, in kPa ;

t - adâncimea de încastrare in stincă a virfului pilotului, in m ;

d - dimensiunea transversală a secțiunii pilotului, in m.

(2) Piloți flotați prefabricați :

$$R = K (m_1 \cdot R^{\text{II}} \cdot A + m_2 \cdot m \cdot \sum_{i=1}^n f_i l_i), \quad \text{in kN}$$

in care :

K = 0,7

$m_1$  și  $m_2$  coeficienți ai condițiilor de lucru, dați in tabelul 9.4 ;

A aria secțiunii la virf a pilotului, in  $\text{m}^2$  ;

$u$  perimetrul secțiunii transversale a pilotului, in m ;  
 $R^{\text{II}}$  rezistența normată a pământului sub virful pilotului, dată in tabelul 9.5, in kPa ;

$f_i$  rezistența normată pe suprafața laterală a pilotului in dreptul stratului i, conform tabelului 9.6, in kPa ;

$l_i$  lungimea pilotului in contact cu stratul i, in m.

- Tabelul 9.4 -

Medul de execuție a pilotului	$m_1$	$m_2$
1. Piloți bătuți	1,0	1,0
2. Piloți introduși prin spălare in pământuri nisipoase, cu condiția baterii pe ultimul metru fără spălare	1,0	0,6
3. Piloți introduși prin vibrare, in pământuri :		
a) nisipoase saturate, de indesare medie :		
- mijlocii și mari	1,2	1,0
- fine	1,1	1,0
- prăfoase	1,0	1,0
b) argiloase cu indicele de consistență :		
$0,5 < I_C \leq 1$ :		
- prăfuri nisipoase	0,9	0,9
- argile nisipoase sau prăfoase	0,8	0,9
- argile	0,7	0,9
c) argiloase cu indicele de consistență $I_C > 1$	1,0	1,0

Adâncimea de înfrîngere (m)	Pământuri necoezive		Pământuri coezive cu $I_0$										
	Pietriș	Măști	Măști mari	Măști medii	Fine	Nisip prăfoș (kPa)							
						>1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	
3	7500	6500	2900	1800	1200	7000	4000	3000	2000	1200	1000	600	
4	8500	6600	3000	1900	1250	8500	5100	3800	2500	1600	1200	700	
5	8800	6700	3100	2000	1300	8800	6200	4000	2800	1600	1300	800	
7	9700	6900	3300	2200	1400	9700	6900	4300	3300	2200	1400	850	
10	10500	7300	3500	2400	1500	10500	7300	5000	3500	2400	1500	900	
15	11700	7500	4000	2800	1600	11700	7500	5600	4000	2800	1600	1000	
20	12600	8200	4500	3100	1700	12600	8200	6200	4500	3100	1700	1100	
25	13400	8800	5000	3400	1800	13400	8800	6800	5000	3400	1800	1200	
30	14200	9400	5500	3700	1900	14200	9400	7400	5500	3700	1900	1300	
35	15000	10000	6000	4000	2000	15000	10000	8000	6000	4000	2000	1400	

OBSERVAȚII :

- Adâncimea de înfrîngere a pilotului se măsoară de la nivelul terenului natural până la nivelul virfului pilotului, când umplutura sau decapările prevăzute nu vor depăși 3 m. Când umpluturile sau decapările sînt mai mari de 3 m, adâncimea de înfrîngere se măsoară de la un nivel superior, respectiv inferior, - cu 5 m nivelului terenului natural.
- Valorile  $R^h$  din tabel pot fi folosite cu condiția ca pilotul să pătrundă în terenul stabil (care nu este supus afuzării sau alunecărilor) cel puțin 4 m pentru infrastructurile podurilor sau construcțiilor hidrotehnice și pe 5 m pentru celelalte construcții.
- Valorile  $R^h$  din tabel sînt valabile pentru pământuri nisipoase îndesate sau cu îndesare medie ( $I_D > 0,5$ ).
- Pentru nisipuri mari și pietriguri, valorile  $R^h$  din tabel se pot folosi numai în cazul în care înregistrarea relativă a virfului pilotului în strat este  $t/d \geq 15$ . Pentru valori  $t/d < 15$  se calculează rezistența normală corectată cu relația :

$$R^h_{cor} = R^h(0,7 + 0,22 t/d), \text{ în kPa}$$

în care :  $t$  - adâncimea de încadrare în stratul de nisip mare sau pietriș a virfului pilotului, în m ;  
 $d$  - diametrul pilotului în planul bazei, în m.

OBSERVAȚII - Tabel 9.5 -

- Pentru pământuri nisipoase (cu excepția nisipurilor mari prevăzute la obs.4) și pământuri coezive, valorile din tabel se pot folosi cu condiția pătrunderii virfului pilotului pe o adâncime  $t/d \geq 4$ . Pentru valori  $t/d < 4$  se calculează rezistența normală corectată cu relația :

$$R^h_{cor} = R^h(0,5 + 0,125 t/d), \text{ în kPa}$$

- Pentru valorile intermediare ale adâncimilor sau consistenței, valorile  $R^h$  din tabel se interpolează liniar.

- Tabelul 9.6 -

Adâncimea de stratului (m)	Pământuri necoezive			Pământuri coezive cu $I_0$					
	mari și medii	fine	prăfoase	$\geq 0,8$	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
1	35	25	15	35	25	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	20	7	3
3	48	35	25	48	35	25	17	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	86	61	44	32	18	-
30	93	66	47	93	66	44	34	20	-
35	100	70	50	100	70	50	36	22	-

OBSERVAȚII :

- Valorile  $R^h$  se adoptă pentru adâncimile medii, corespunzătoare distanței de la mijlocul grosimii stratului  $t$  până la suprafața terenului, ținînd seama de observația 1 de la tabelul 9.5. În cazul unor strate cu grosimi mai mari de 2 m, determinarea valorilor  $R^h$  se face prin împărțirea în orizonturi cu grosimea de max. 2 m.
- Pentru valorile intermediare ale adâncimilor sau consistenței,  $R^h$  se interpolează liniar.
- Dacă în limitele lungimii pilotului există o intercalație de pământ puternic compresibil, de consistență redusă (turbă, mlf etc. de cel puțin 30 cm grosime, iar suprafața terenului urmează a fi încărcată (în urma sistematizării sau din alte cauze) cu o umplutură de pământ sau din alte materiale, rezistența pământului situat deasupra stratului de turbă se ia astfel :  
 - cînd umpluturile au pînă la 2 m înălțime : pentru stratul puternic compresibil și pentru umplutura de pământ  $R^h_{se}$ , iar pentru stratele de pământ natural,  $R^h$  are valorile din tabel, cu semn pozitiv ;  
 - cînd umpluturile au între 2 și 5 m înălțime : pentru pământurile naturale, inclusiv umplutura de pământ,  $R^h$  se ia cu  $0,4$  din valorile date în tabelul 9.6, luate cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil  $R^h = - 5$  kPa ;  
 - cînd umpluturile au peste 6 m înălțime : pentru pământurile naturale, inclusiv umplutura de pământ,  $R^h$  se ia egal cu valorile din tabel cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil  $R^h = - 5$  kPa.
- Dacă pilotul străbate umpluturi recente, în curs de consolidare, cu grosimi mai mari de 5 m, valorile  $R^h$  din tabel, corespunzătoare tipului de pământ predominant în umplutură, se vor lua cu semn negativ.

(3) Piloți flotați executați pe loc :

$$R = K(m_3 \cdot R^n \cdot A + m_4 \cdot u \cdot \sum r_1^h l_1), \quad \text{in kN}$$

in care :

$K, A, u, r_1^h, l_1$  au semnificațiile și valorile indicate pentru expresia (2)

$m_3$  și  $m_4$  coeficienți ai condițiilor de lucru dați în tabelale 9.7 și 9.8

$R^n$  rezistența normată a pământului sub nivelul vârfului pilotului.

- Tabelul 9.7 -

Tehnologia de betonare a pilotului	$m_3$
Betonare în uscat sau sub apă	1,0
Betonare sub norci	0,8

- Tabelul 9.8 -

Modul de execuție a pilotului	$m_4$ pentru :	
	pământuri necoezive	pământuri coezive
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin vibrare	0,7	0,6
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin batere	1,0	1,0
Pilot executat prin vibropresare	1,0	1,0
Pilot forat de orice alt tip	0,6	0,5

Pentru piloții de indesare (executați prin batere sau vibropresare) valoarea  $R^n$  se ia din tabelul 9.5.

Pentru piloții executați prin forare care rezază cu baza pe pământuri coezive, valoarea  $R^n$  este dată în tabelul 9.9, funcție de indicele de consistență al pământului,  $I_C$ , de sub baza pilotului cu condiția asigurării pătrunderii bazei pilotului în stratul respectiv pe o adâncime egală cu cel puțin diametrul pilotului sau al bulbului.

- Tabelul 9.9 -

Adâncimea bazei pilotului (m)	$I_C$			
	$\geq 1,0$	0,8	0,5	0,4
	$R^n$ (kPa)			
3	500	500	350	250
5	750	600	450	350
10	1100	900	750	600
20	1800	1600	1350	1050

OBSERVAȚIE : Tabel 9.9

Pentru valorile intermediare  $I_C$  și ale adâncimii, valorile  $R^n$  rezultă prin interpolare.

Pentru piloții executați prin forare care rezază cu baza pe straturi necoezive, valoarea  $R^n$  se calculează cu relația :

$$R^n = \alpha (\gamma \cdot d_b \cdot N_{\gamma} + r_1 \cdot D_c \cdot N_q) \quad \text{in kPa} \quad (3.1)$$

in care :

$\alpha$  - coeficient dat în tabelul 9.10, în funcție de gradul de indesare  $I_D$  al pământului de la baza pilotului ;

$\gamma$  - greutatea volumică a pământului de sub baza pilotului, în  $\text{kN/m}^3$  ;

$\gamma_1$  - valoarea medie ponderată, prin grosimile diferitelor straturi, a greutăților volumice ale straturilor străbătute de pilot, în  $\text{kN/m}^3$  ;

$d_b$  - diametrul pilotului la nivelul bazei, în m ;

$D_c$  - fișa de calcul a pilotului, în m, care se stabilește astfel :

- dacă  $D > nd_b$  se consideră  $D_c = nd_b$  ;

- dacă  $D < nd_b$  se consideră  $D_c = D$  ;

$D$  - fișa reală a pilotului (adâncimea la care se găsește baza pilotului, măsurată de la nivelul terenului natural, sau - pentru infrastructurile podurilor - de la nivelul fundului albiei, ținând seama de adâncimea de afuiere), în m ;

$n$  - coeficient în funcție de gradul de indesare  $I_D$  al pământului de la baza pilotului, conform tabelului 9.10 ;

$N_{\gamma}, N_q$  - factorii de capacitate portantă, dați în tabelul 9.11, în funcție de valoarea normată (medie) a unghiului de frecare interioară  $\phi^n$  al stratului de la baza pilotului.

OBSERVAȚIE : - Când deasupra stratului de pământ necoeziv în care pătrunde baza pilotului se află un strat de umplutură recentă, necompactată, sau de pământ coeziv plastic moale sau plastic curgător, sau un strat de turbă, drept fișa  $D$  se va considera doar adâncimea pe care pătrunde pilotul în stratul portant, iar la expresia  $R^n$  definită prin relația (3.1) se va adăuga termenul  $\gamma_2 h$  în care :

$\gamma_2$  - greutatea volumică a stratului slab, în  $\text{kN/m}^3$  ;

$h$  - grosimea aceluia strat, în m.

- Tabelul 9.10 -

$I_D$	$\alpha$	$n$
0,00 .... 0,33	0,5	10
0,34 .... 0,66	0,4	15
0,67 .... 1,00	0,3	20

- Tabelul 9.11 -

$\beta^a$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
$N_x$	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
$N_q$	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

(4) Capacitatea portantă a unui pilot solicitat la smulgere :

$$R_{sm} = K \cdot m \cdot P_{cr \cdot sm} \quad \text{in kN}$$

in care :

$$K = 0,4 ;$$

$$m = 1,0 ;$$

$P_{cr \cdot sm}$  este forța critică de smulgere stabilită prin încercări conform STAS 2561/2-74.

(5) Estimarea capacității portante la smulgere în fază preliminară de proiectare :

$$R_{sm} = K \cdot m \cdot u \sum r_i^n \cdot l_i$$

in care :

$K, u, r_i^n, l_i$  au semnificațiile și valorile din expresia (2) ;

$m$  - este coeficientul condițiilor de lucru egal cu 0,6.

Capacitatea portantă a piloților verticali la solicitări prin forțe transversale șgului :

$$R_{or} = K \cdot m \cdot P_{cr \cdot or} \quad \text{in kN} \quad (1)$$

in care :

$$K = 0,7 ;$$

$$m = 0,7 ;$$

$P_{cr \cdot or}$  - este forța critică orizontală pentru pilotul izolat determinată prin încercări conform STAS 2561/2-74, în kN.

Capacitatea portantă la încărcări orizontale a piloților verticali în radier joase se poate stabili, în mod aproximativ, cu ajutorul valorii lungimii convenționale de încastrare  $l_0$ , dată în tabelul 9.12 în funcție de denumirea pământului și de diametrul pilotului, cunoscându-se momentul încovoietor capabil al pilotului.

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

- Tabelul 9.12 -

Denumirea pământului	$l_0$
Nisipuri afinate și pământuri coezive avind $I_C \leq 0,5$	4 d
Nisipuri de indesare medie și pământuri coezive avind $0,5 < I_C \leq 0,75$	3 d
Nisipuri și pietrișuri indesate, pământuri coezive avind $0,75 < I_C \leq 1$	2 d
Pământuri coezive tari, avind $I_C > 1$	1,5 d

Forța critică orizontală  $P_{cr \cdot or}$  a unui pilot vertical în radier jos se determină cu relațiile :

- în cazul pilotului considerat încastrat în radier :

$$P_{cr \cdot or} = \frac{2 M_{csp}}{l_0} \quad \text{in kN} \quad (2)$$

- în cazul pilotului considerat articulat în radier :

$$P_{cr \cdot or} = \frac{M_{csp}}{l_0} \quad \text{in kN} \quad (3)$$

in care :  $l_0$  - lungimea convențională de încastrare stabilită conform tabelului 9.12, în m ;

$M_{cap}$  - momentul încovoietor capabil calculat conform  
prescripțiilor în vigoare pentru calculul  
elementelor de beton armat, în kNm ;

$P_{cr\ or}$  - forța critică orizontală, în kN.

Capacitatea portantă a pilotului  
în grup

Capacitatea portantă a unui pilot care lucrează în grup  
se ia egală cu :

$$R_g = m_u \cdot R \quad (1)$$

în care :

$R$  - capacitatea portantă a pilotului izolat, în kN ;

$m_u$  - coeficient al condițiilor de lucru al piloților  
în grup (coeficient de utilizare), care se stabili-  
lește după cum urmează :

- la fundații pe piloți purtători pe virf,  $m_u = 1$
- la fundații pe piloți flotanți în terenuri ne-  
coezive,  $m_u = 1$  (dacă cercetări speciale nu  
stabilesc o valoare diferită, mai exactă)
- la fundații pe piloți flotanți în terenuri  
coezive,  $m_u$  se stabilește conform tabelului  
9.13.

- Tabelul 9.13 -

$r/r_0$	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6
$m_u$	1,0	0,95	0,9	0,85	0,8	0,7	0,6

în care :

$r$  - distanța între axele piloților învecinați, în m ;

$r_0$  - raza de influență a pilotului izolat, în planul  
virfului, în m :

$$r_0 = \sum l_i \operatorname{tg} \varepsilon_i \quad (2)$$

$l_i$  - grosimea straturilor "i" prin care trece pilotul, în m

$\varepsilon_i$  - unghi dat în tabelul 9.14.

- Tabelul 9.14 -

Denumirea pământului	$\varepsilon_i$	$\operatorname{tg} \varepsilon_i$
Nisip indeseat	$7^\circ$	0,125
Nisip de indesare medie	$6^\circ$	0,105
Nisip afinat	$5^\circ$	0,087
Nisip prăfos, funcție de indesare	$5 - 6^\circ$	0,087 - 0,105
Argilă prăfossă sau argilă în stare tare	$4^\circ$	0,105
Argilă în stare plastică	$4^\circ$	0,070
Mil, argile în stare cazătoare	$0^\circ$	0,000

OBSERVAȚIE : Valorile subunitare din tabelul 9.13 pot fi scoarite  
pînă la max.  $m_u = 1$ , în cazul în care țesarea proba-

bilă, calculată, a fundației pe piloți, rămâne în limitele admisibile pentru construcția respectivă.

La radieră joasă pe piloți, solicitată la încărcări orizontale, se va verifica condiția :

$$\frac{H_{tot}}{\sum H_{in} + n R_{or}} \leq n \quad (2)$$

în care :

- $H_{tot}$  - componenta orizontală a efortului total de calcul care acționează asupra radierului ;
- $\sum H_{in}$  - suma tuturor componentelor orizontale ale eforturilor axiale care acționează în piloții înclinați.
- $R_{or}$  - capacitatea portantă a piloților verticali, la solicitări orizontale ;
- $n$  - numărul piloților verticali ;
- $n$  - coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 0,9.

Calculul forței axiale  
într-un pilot

Forța axială într-un pilot al unei fundații cu radier jos și piloți verticali, solicitată la încărcări verticale și momente se calculează cu relația :

$$P_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y}{\sum y_i^2} + \frac{M_x}{\sum x_i^2} \quad \text{în kN} \quad (1)$$

în care :

- $N$  - efortul vertical de calcul acționând asupra grupului de piloți, în kN ;
- $M_x, M_y$  - momentele de calcul, față de axele principale ale secțiunii grupului de piloți, în kN.m ;
- $x_i, y_i$  - distanțele de la axa pilotului  $i$  din grup, la axele principale ale secțiunii grupului de piloți, în m ;
- $x$  și  $y$  - distanțele de la axa pilotului considerat, la axele principale ale secțiunii grupului de piloți, în m ;
- $n$  - numărul piloților în grup.

În cazul în care o fundație cu radierul jos este solicitată și la încărcări orizontale, se va verifica dacă piloții verticali din grup sînt capabili să preia această încărcare prin încovoiere. În caz contrar se vor prevedea piloți înclinați.



Metoda grafică a centrului  
instantaneu de rotație

Se presupune că piloții sînt articulați în radier și teren astfel că ei nu pot prelua decît eforturi axiale, de compresiune sau, smulgere.

Sub acțiunea rezultantei R, a sistemului de forțe ce solicită radierul, acesta se rotește cu unghiul  $\phi$  în jurul unui punct O, numit centrul de rotație al sistemului, cu unghiul  $\phi$ .

Efortul într-un pilot carecarea, i, situat la distanța  $\lambda_i$  de centrul de rotație O, este :

$$P_i = \lambda_i \frac{RA}{L} \cdot \phi \quad (1)$$

în care :

- E - modulul de elasticitate al materialului pilotului ;
- A - aria secțiunii transversale a pilotului
- L - lungimea pilotului.

Dacă poziția centrului de rotație este cunoscută, atunci se poate determina grafic rezultanta Q, care produce o rotație unitară  $\phi = 1$ , a sistemului în jurul lui O, însumînd vectorial forțele  $P'_i = \lambda_i (EA/L)$ .

Rezultanta Q este coliniară cu rezultanta reală, R, cînd centrul O este centrul de rotație al sistemului sub acțiunea unei forțe pe direcția lui R.

Pentru determinarea forțelor reale din piloți, se consideră că rotația fiind direct proporțională cu intensitatea rezultantei  $\phi = R/Q$ , astfel încît :

$$P_i = P'_i \cdot \phi = \lambda_i \cdot \frac{EA}{L} \cdot \frac{R}{Q} \quad (2)$$

Practic, pentru determinarea poziției centrului de rotație se procedează după cum urmează (fig.9.5).

Se alege un centru de rotație arbitrar  $O_1$  pe direcția rezultantei R, de preferință la intersecția acesteia cu direcția unuia dintre piloți pentru a simplifica construcția grafică. Distanțele  $\lambda_i$  reprezintă la o anumită scară grafică eforturile din piloți. Se construiește poligonul forțelor și apoi poligonul funicular, obținînd astfel direcția rezultantei  $R_1$ , corespunzătoare centrului de rotație  $O_1$ .

Se alege un alt centru  $O_2$  și în același mod se determină direcția rezultantei  $R_2$ .

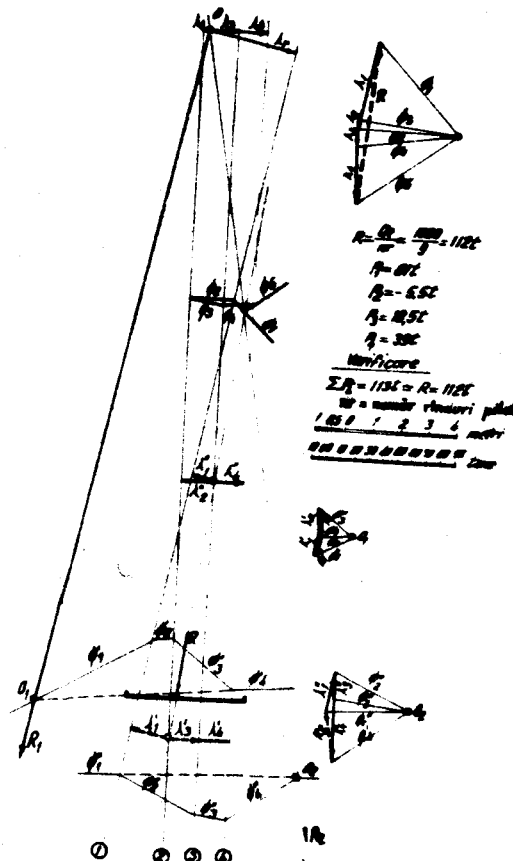


Fig.9.5

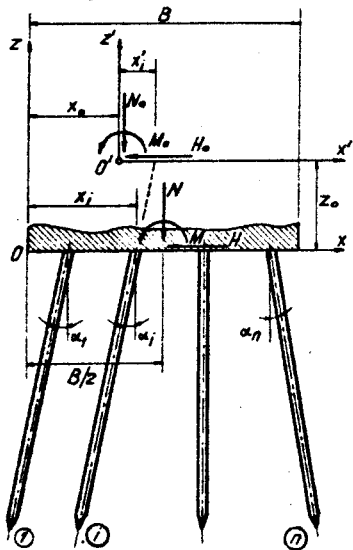
Centrul de rotație real, O, corespunzător rezultantei R se află la intersecția rezultatelor  $R_1$  și  $R_2$ .

Se repetă operația pentru centrul  $O_2$ , construindu-se poligonul forțelor. Scara forțelor se determină din mărimea segmentului ce-l reprezintă pe R cunoscut.

Pentru control, rezultanta eforturilor în piloți, construită cu ajutorul poligonului funicular, trebuie să coincidă cu direcția lui R.

Calculul se referă la un singur rând de piloți, considerînd că fiecare rând de piloți este acționat de o parte egală din rezultantă.

Metoda centrului elastic.



Etapele de calcul :

a) Se calculează direcțiile  $\text{tg } \alpha_v$  și  $\text{tg } \alpha_H$  ale rezultantei care provoacă numai o deplasare pe verticală a radierului, respectiv a rezultantei care provoacă numai o deplasare pe orizontală a radierului :

$$\text{tg } \alpha_v = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg } \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} \quad (1)$$

$$\text{tg } \alpha_H = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg}^2 \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg } \alpha_i}$$

b) Se calculează coordonatele centrului elastic (intersecția celor două rezultante) :

Fig.9.6

$$s_0 = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i x_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} \cdot \frac{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg } \alpha_i x_i}{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg } \alpha_i} ;$$

$$\text{tg } \alpha_H = \text{tg } \alpha_v$$

(2)

$$x_0 = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i x_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} + s_0 \text{tg } \alpha_v$$

c) Se calculează abscisele capetelor piloților față de centrul elastic :

$$x'_i = x_i - x_0 + s_0 \text{tg } \alpha_i \quad (3)$$

d) Se calculează încărcările radierului, reduse față de centrul elastic :

$$N_0 = N ; H_0 = H ; N_0 = N - H \left( \frac{B}{2} - x_0 \right) - Hs_0 \quad (4)$$

e) Se calculează eforturile în piloți :

$$P_i = \cos \alpha_i \left[ \frac{N_0}{\sum \cos^2 \alpha_i} \cdot \frac{\text{tg } \alpha_H - \text{tg } \alpha_i}{\text{tg } \alpha_H - \text{tg } \alpha_v} + \frac{H_0}{\sum \cos^2 \alpha_i \text{tg } \alpha_i} \cdot \frac{\text{tg } \alpha_i - \text{tg } \alpha_v}{\text{tg } \alpha_H - \text{tg } \alpha_v} - \frac{N_0 x'_i}{\sum x'_i \cos^2 \alpha_i} \right] \quad (5)$$

Cazul (2) Determinarea eforturilor în piloți și cațane în  
 peșteră încastrată elastic în teren, coeficientul de  
 put al terenului în direcție orizontală fiind linear  
 crescător cu adâncimea.

Ecuația Albei medii deformate pentru cazul (2) din Planşa 9.X  
 (Fig. 9.7), este:

$$l_0 \frac{d^4 y(z)}{dz^4} - \lambda \gamma(z) = 0$$

soluția ecuației este:

$$y(z) = \chi A_1(z) + \alpha \cdot l_0 B_1(z) + \frac{M_0}{EJ} l_0^2 C_1(z) + \frac{T_0}{EJ} l_0^3 D_1(z)$$

$$l_0 \alpha(z) = \chi A_2(z) + \alpha \cdot l_0 B_2(z) + \frac{M_0}{EJ} l_0^2 C_2(z) + \frac{T_0}{EJ} l_0^3 D_2(z)$$

$$\frac{l_0^2}{EJ} \pi(z) = \chi A_3(z) + \alpha \cdot l_0 B_3(z) + \frac{M_0}{EJ} l_0^2 C_3(z) + \frac{T_0}{EJ} l_0^3 D_3(z)$$

$$\frac{l_0^3}{EJ} \pi(z) = \chi A_4(z) + \alpha \cdot l_0 B_4(z) + \frac{M_0}{EJ} l_0^2 C_4(z) + \frac{T_0}{EJ} l_0^3 D_4(z)$$

unde:  $\bar{z} = z/l_0$  este adâncimea redusă, iar coeficienții  
 A, B, C, D sînt funcții de influență ale căror valori sînt  
 tabelate, în funcție de adâncimea redusă, în tabelul 3.17 și 3.18.

Relațiile de mai sus pot fi utilizate pentru determinarea  
 diagramelor de presiuni, momente și forțe tăietoare, cu  
 condiția ca parametri  $\chi$  și  $\alpha$  să fie cunoscuți.

Aceștia pot fi determinați în trei ipoteze, așa cum  
 se arată în planşa 9.X, pag. 6.

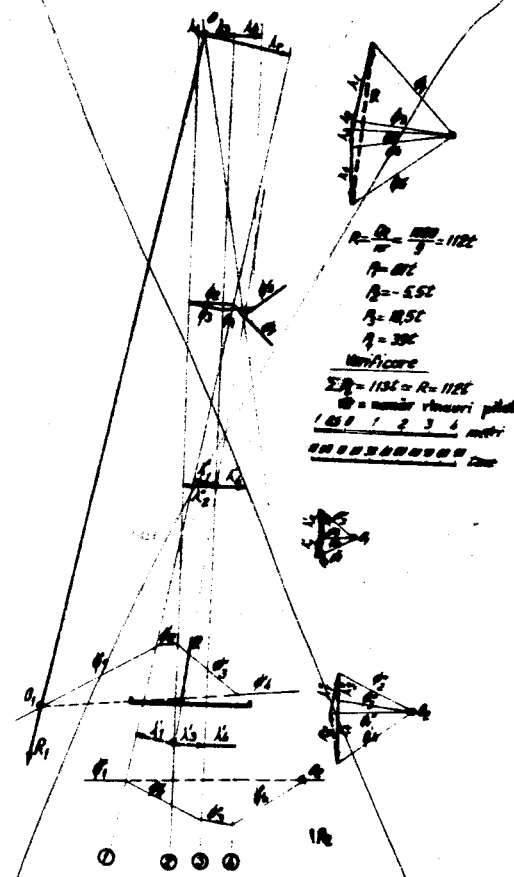


Fig. 9.5

Centrul de rotație real, O, corespunzător resultantei R  
 se află la intersecția resultanțelor R<sub>1</sub> și R<sub>2</sub>.  
 Se repetă operația pentru centrul O, construindu-se poligo-  
 nul forțelor. Scara forțelor se determină din mărimea segmentului  
 ce-l reprezintă pe R cunoscut.  
 Pentru control, resultanta eforturilor în piloți, constru-  
 ită cu ajutorul poligonului funicular, trebuie să coincidă cu di-  
 recția lui R.  
 Calculul se referă la un singur rînd de piloți, considerînd  
 că fiecare rînd de piloți este acționat de o parte egală din re-  
 sultantă.

- Tabelul 9.15 -

$z/l_0$	$\varphi$	$\psi$	$\theta$	$\xi$
3,5	-0,0389	-0,0177	-0,0283	-0,0106
3,6	-0,0366	-0,0124	-0,0245	-0,0121
3,7	-0,0341	-0,0079	-0,0210	-0,0131
3,8	-0,0314	-0,0040	-0,0177	-0,0137
3,9	-0,0286	-0,0008	-0,0147	-0,0140
4,0	-0,0258	0,0019	-0,0120	-0,0139
4,1	-0,0231	0,0040	-0,0095	-0,0136
4,2	-0,0204	0,0057	-0,0074	-0,0131
4,3	-0,0179	0,0070	-0,0054	-0,0125
4,4	-0,0155	0,0079	-0,0038	-0,0117
4,5	-0,0132	0,0085	-0,0023	-0,0108
4,6	-0,0111	0,0089	-0,0011	-0,0100
4,7	-0,0092	0,0090	0,0001	-0,0091
4,8	-0,0075	0,0089	0,0007	-0,0082
4,9	-0,0059	0,0087	0,0014	-0,0073
5,0	-0,0046	0,0084	0,0019	-0,0065
5,1	-0,0033	0,0080	0,0023	-0,0057
5,2	-0,0023	0,0075	0,0026	-0,0049
5,3	-0,0014	0,0069	0,0028	-0,0042
5,4	-0,0006	0,0064	0,0029	-0,0035
5,5	0,0000	0,0058	0,0029	-0,0029
5,6	0,0005	0,0052	0,0029	-0,0023
5,7	0,0010	0,0046	0,0028	-0,0018
5,8	0,0013	0,0041	0,0027	-0,0014
5,9	0,0015	0,0036	0,0026	-0,0010
6,0	0,0017	0,0031	0,0024	-0,0007
6,1	0,0018	0,0026	0,0022	-0,0004
6,2	0,0019	0,0022	0,0020	-0,0002
6,3	0,0019	0,0018	0,0018	0,0001
6,4	0,0018	0,0015	0,0017	0,0003
6,5	0,0018	0,0012	0,0015	0,0004
6,6	0,0017	0,0009	0,0013	0,0005
6,7	0,0016	0,0006	0,0011	0,0006
6,8	0,0015	0,0004	0,0010	0,0006
6,9	0,0014	0,0002	0,0008	0,0006
7,0	0,0013	0,0001	0,0007	0,0006

Cazul (2) pentru  $M_0 \neq 0, T_0 \neq 0$

$$y(z) = \alpha_y \frac{T_0}{m B l_0^2} + \beta_y \frac{M_0}{m B l_0^3}$$

$$M(z) = \alpha_M T_0 l_0 + \beta_M M_0$$

$$T(z) = \alpha_T T_0 + \beta_T \frac{M_0}{l_0}$$

$$q(z) = \alpha_q \frac{T_0}{l_0} + \beta_q \frac{M_0}{l_0^2}$$

Valorile coeficienților  $\alpha$  și  $\beta$  sint date în tabelul

Valorile coeficienților  $\alpha$  și  $\beta$

- Tabelul 9.16 -

$z/l_0$	$\alpha_y$	$\alpha_M$	$\alpha_T$	$\alpha_p$	$\beta_y$	$\beta_M$	$\beta_T$	$\beta_p$
0	2,435	0,000	1,000	0,000	1,623	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	0,100	0,989	-0,227	1,453	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	0,198	0,956	-0,422	1,293	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	0,291	0,906	-0,586	1,143	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	0,379	0,840	-0,718	1,003	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	0,459	0,764	-0,822	0,873	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	0,532	0,677	-0,897	0,752	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	0,595	0,585	-0,947	0,642	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	0,649	0,489	-0,973	0,540	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	0,693	0,392	-0,977	0,448	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	0,727	0,295	-0,962	0,364	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	0,767	0,109	-0,885	0,223	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	0,772	-0,056	-0,761	0,112	0,688	0,456	-0,157
1,6	0,381	0,746	-0,193	-0,609	0,029	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,000	-0,106	0,201	-0,028	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	-0,033	0,013	0,046	0,000	-0,026	0,029	-0,002

Cazul (4) Determinarea deformărilor în pilotaj și cabane în ipoteza încadrării elastice în teren, coeficientul de pot al terenului în direcție orizontală fiind linear crescător cu adâncimea.

Ecuația fibrei medii deformate pentru cazul (2) din Planşa 9.X (Fig. 9.9), este:

$$E_0 \frac{d^2 \gamma(z)}{dz^2} - \gamma(z) = 0$$

soluția ecuației este:

$$\gamma(\bar{z}) = \gamma_0 A_1(\bar{z}) + \alpha_0 l_0 B_1(\bar{z}) + \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 C_1(\bar{z}) + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 D_1(\bar{z})$$

$$l_0 \alpha(\bar{z}) = \gamma_0 A_2(\bar{z}) + \alpha_0 l_0 B_2(\bar{z}) + \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 C_2(\bar{z}) + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 D_2(\bar{z})$$

$$\frac{l_0^2}{E_0 I} M(\bar{z}) = \gamma_0 A_3(\bar{z}) + \alpha_0 l_0 B_3(\bar{z}) + \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 C_3(\bar{z}) + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 D_3(\bar{z})$$

$$\frac{l_0^3}{E_0 I} T(\bar{z}) = \gamma_0 A_4(\bar{z}) + \alpha_0 l_0 B_4(\bar{z}) + \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 C_4(\bar{z}) + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 D_4(\bar{z})$$

unde:  $\bar{z} = z/l_0$  este adâncimea redusă, iar coeficienții A, B, C, D sînt funcții de influență ale căror valori sînt tabelate, în funcție de adâncimea redusă, în tabelul 9.17 și 9.18.

Relațiile de mai sus pot fi utilizate pentru determinarea diagramelor de presiuni, momente și forțe tăietoare, cu condiția ca parametri  $\gamma_0$  și  $\alpha_0$  să fie cunoscuți.

Aceștia pot fi determinați în trei ipoteze, așa cum se arată în planşa 9.X, pag. 6.

Ipoteza I: virful pilotului sau al cabanei este considerat încadrat în teren.  $\gamma(\bar{z} = l/l_0) = 0$ ;  $\alpha(\bar{z} = l/l_0) = 0$

$$\gamma_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{B_1 C_3 - B_2 C_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] \bar{z} = l/l_0 + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{B_1 D_2 - B_2 D_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] \bar{z} = l/l_0$$

$$\alpha_0 l_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] \bar{z} = l/l_0 + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] \bar{z} = l/l_0$$

Ipoteza II: virful pilotului sau al cabanei este considerat liber.  $M(\bar{z} = l/l_0) = 0$ ;  $T(\bar{z} = l/l_0) = 0$ .

$$\gamma_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{B_4 C_3 - B_3 C_4}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \bar{z} = l/l_0 + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{B_4 D_3 - B_3 D_4}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \bar{z} = l/l_0$$

$$\alpha_0 l_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \bar{z} = l/l_0 + \frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \bar{z} = l/l_0$$

Ipoteza III: virful pilotului se poate roti, iar forța tăietoare poate fi neglijată.

$$\gamma_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{K(B_3 C_4 - B_4 C_3) + (B_2 C_4 - B_4 C_2)}{K(A_3 B_4 - A_4 B_3) + (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \right] \bar{z} = l/l_0 +$$

$$\frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{K(B_3 D_4 - B_4 D_3) + (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{K(A_3 B_4 - A_4 B_3) + (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \right] \bar{z} = l/l_0$$

$$\alpha_0 l_0 = \frac{M_0}{E_0 I} l_0^2 \left[ \frac{K(A_4 C_3 - A_3 C_4) + (A_2 C_4 - A_4 C_2)}{K(A_3 B_4 - A_4 B_3) + (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \right] \bar{z} = l/l_0 +$$

$$\frac{T_0}{E_0 I} l_0^3 \left[ \frac{K(A_3 D_4 - A_4 D_3) + (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{K(A_3 B_4 - A_4 B_3) + (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \right] \bar{z} = l/l_0$$

unde:  $K = E_b / m l_0^2$

Mărimile ce intervin în expresiile de mai sus, pentru calculul parametrilor  $\gamma_0$  și  $\alpha_0$ , sînt prezentate în tabelul 9.25 și 9.26.

PLANS 9.X

S	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>	D <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>2</sub>	D <sub>2</sub>
0,0	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
0,1	1,00000	0,10000	0,00500	0,00017	-0,00000	1,00000	0,10000	0,00500
0,2	1,00000	0,20000	0,02000	0,00133	-0,00007	1,00000	0,20000	0,02000
0,3	0,99998	0,30000	0,04500	0,00450	-0,00034	0,99996	0,30000	0,04500
0,4	0,99991	0,40000	0,08000	0,01067	-0,00107	0,99983	0,40000	0,08000
0,5	0,99974	0,49996	0,12500	0,02083	-0,00260	0,99948	0,49994	0,12499
0,6	0,99935	0,59987	0,17998	0,03500	-0,00540	0,99870	0,59981	0,17998
0,7	0,99860	0,69967	0,24495	0,05716	-0,01000	0,99720	0,69951	0,24494
0,8	0,99777	0,79927	0,31998	0,08332	-0,01707	0,99454	0,79931	0,31993
0,9	0,99508	0,89892	0,40472	0,12146	-0,02733	0,98916	0,89779	0,40462
1,0	0,99167	0,99722	0,49941	0,16657	-0,04167	0,98333	0,99593	0,49921
1,1	0,98658	1,09508	0,60384	0,22163	-0,06096	0,97317	1,09262	0,60346
1,2	0,97927	1,19171	0,71787	0,28733	-0,08632	0,95855	1,18756	0,71716
1,3	0,96908	1,28660	0,84127	0,36536	-0,11883	0,93817	1,27990	0,84002
1,4	0,95523	1,37910	0,97373	0,45288	-0,15973	0,91047	1,36865	0,97163
1,5	0,93681	1,46839	1,11484	0,55997	-0,21030	0,87365	1,45259	1,11145
1,6	0,91280	1,55346	1,26403	0,67842	-0,27194	0,82565	1,53020	1,25872
1,7	0,88201	1,63307	1,42061	0,81193	-0,34604	0,76413	1,59963	1,41247
1,8	0,84313	1,70573	1,58362	0,96109	-0,43412	0,68645	1,65867	1,57150
1,9	0,79467	1,76972	1,75190	1,12637	-0,52768	0,59967	1,70468	1,73422
2,0	0,73502	1,82294	1,92402	1,30801	-0,62822	0,47061	1,73457	1,89872
2,1	0,57491	1,88709	2,27217	1,72042	-0,92616	0,21273	1,73110	2,22299
2,2	0,34691	1,87450	2,60882	2,19335	-1,33989	-0,30273	1,61286	2,51874
2,3	0,073146	1,75473	2,90670	2,72363	-1,81479	-0,92002	1,33483	2,74372
2,4	-0,20543	1,40337	3,10643	3,00660	-2,30756	-1,74403	0,84177	2,80052
3,0	-0,97009	1,05679	3,22471	3,00038	-3,00039	-2,30039	0,00000	2,00000
3,5	-2,92799	1,27172	2,46304	4,97082	-4,97082	-6,70082	-3,20082	1,27018
4,0	-5,89333	-5,24097	-0,92677	4,51330	-0,92677	-12,13810	-10,00040	-3,76647
4,5	-9,05936	-13,41600	-8,77276	0,25502	-5,60909	-17,41190	-21,30210	-14,52750
5,0	-10,39410	-22,47610	-22,47610	-11,15810	1,72465	-17,21760	-32,26250	-32,21610

PLANS 9.X

- Tabel 9.18 -

S	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	B <sub>4</sub>	C <sub>4</sub>	D <sub>4</sub>
0,0	1,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000
0,1	-0,00017	-0,00001	1,00000	0,10000	-0,00000	-0,00033	-0,00001	1,00000
0,2	-0,00133	-0,00013	0,99999	0,20000	-0,00000	-0,00260	-0,00020	0,99999
0,3	-0,00450	-0,00067	0,99994	0,30000	-0,00000	-0,00500	-0,00010	0,99992
0,4	-0,01067	-0,00215	0,99974	0,39998	-0,00000	-0,00800	-0,00030	0,99966
0,5	-0,02083	-0,00521	0,99922	0,49991	-0,00000	-0,01249	-0,00081	0,99906
0,6	-0,03500	-0,01080	0,99866	0,59974	-0,00000	-0,01799	-0,00146	0,99840
0,7	-0,05716	-0,02001	0,99806	0,69923	-0,00000	-0,02440	-0,00230	0,99740
0,8	-0,08232	-0,03412	0,99701	0,79854	-0,00000	-0,31973	-0,00350	0,99608
0,9	-0,12144	-0,05466	0,99524	0,89705	-0,00000	-0,40443	-0,00498	0,99432
1,0	-0,16652	-0,08329	0,99250	0,99443	-0,00000	-0,49081	-0,00673	0,99267
1,1	-0,22152	-0,12192	0,98973	1,09016	-0,00000	-0,60268	-0,00893	0,99034
1,2	-0,28737	-0,17260	0,98383	1,18342	-0,00000	-0,71573	-0,01192	0,98712
1,3	-0,36496	-0,23760	0,97627	1,27526	-0,00000	-0,83753	-0,01590	0,98238
1,4	-0,45915	-0,31933	0,96673	1,36601	-0,00000	-0,96746	-0,02029	0,97610
1,5	-0,55970	-0,42039	0,95494	1,45600	-0,00000	-1,10463	-0,02507	0,96840
1,6	-0,67629	-0,54348	0,94059	1,54695	-0,00000	-1,24802	-0,03046	0,95915
1,7	-0,80688	-0,69144	0,92437	1,63623	-0,00000	-1,39623	-0,03616	0,94871
1,8	-0,95364	-0,86715	0,90597	1,72162	-0,00000	-1,54728	-0,04299	0,93768
1,9	-1,11796	-1,07337	0,88503	1,80389	-0,00000	-1,69389	-0,05010	0,92510
2,0	-1,29533	-1,31361	0,86276	1,88328	-0,00000	-1,84318	-0,05798	0,91162
2,1	-1,69334	-1,59267	-0,27087	1,95738	-0,00000	-2,00481	-0,06652	-0,09198
2,2	-2,14117	-2,06329	-0,94635	1,99201	-0,00000	-2,17061	-0,07541	-1,09161
2,3	-2,63206	-2,50097	-1,80734	0,19729	-0,00000	-2,34558	-0,08466	-1,61431
2,4	-3,10541	-3,00979	-3,16791	-0,39126	-0,00000	-2,52928	-0,09429	-2,14912
3,0	-5,54658	-4,83788	-4,83788	-5,85402	-0,00000	-3,00000	-0,10000	-3,00000
3,5	-9,21921	-9,54367	-10,34040	-13,85402	-0,00000	-3,24668	-0,10000	-13,85402
4,0	-16,61428	-11,75070	-17,81860	-15,87350	-0,00000	-3,24668	-0,10000	-15,87350
4,5	6,63993	-7,60958	-24,08430	-28,48410	-0,00000	25,23210	-6,09194	-29,10540
5,0	24,97670	11,94850	-19,60110	-41,25240	-0,00000	62,70540	30,09450	-27,67610

- Tabelul 9.19 -

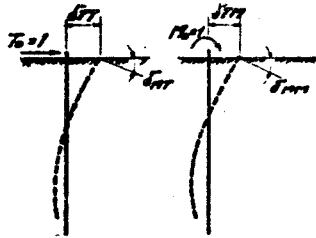
$A_2B_4-A_4B_2$	$A_3C_4-A_4C_3$	$A_2C_4-A_4C_2$	$B_2C_1-B_1C_2$ $A_2B_1-A_1B_2$	$B_3C_1-B_1C_3$ $A_3B_1-A_1B_3$	$A_3C_1-A_1C_3$ $A_2B_1-A_1B_2$
0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,00003	0,00030	0,00050	0,00033	0,00500	0,10000
0,00033	0,02000	0,00400	0,00269	0,02000	0,20000
0,00169	0,04500	0,01350	0,00900	0,04500	0,30000
0,00533	0,08301	0,03200	0,02133	0,07999	0,39996
0,01303	0,12303	0,06251	0,04165	0,12495	0,49980
0,02701	0,18020	0,10804	0,07192	0,17983	0,59962
0,05004	0,24559	0,17161	0,11406	0,24448	0,69902
0,08539	0,32150	0,25632	0,16985	0,31867	0,79783
0,13685	0,40842	0,36533	0,24092	0,40199	0,89562
0,20873	0,50714	0,50194	0,32855	0,49374	0,99179
0,30600	0,61893	0,66965	0,43351	0,59294	1,08760
0,43412	0,74562	0,87232	0,55589	0,69811	1,18507
0,59940	0,88991	1,11429	0,69488	0,80737	1,28193
0,80887	1,05550	1,40039	0,84855	0,91871	1,34213
1,07061	1,24732	1,73720	1,01382	1,02816	1,41516
1,39379	1,47277	2,13133	1,19632	1,13330	1,47920
1,78918	1,74019	2,59200	1,36083	1,23219	1,53540
2,26933	2,06147	3,13039	1,53173	1,32078	1,58115
2,84909	2,45147	3,76049	1,69343	1,39623	1,61719
3,54638	2,92903	4,49999	1,84091	1,45979	1,64405
4,38469	3,48006	5,40196	2,03841	1,54549	1,67490
5,32219	4,20800	6,59220	2,23974	1,63666	1,68520
6,46260	5,146294	8,07190	2,32965	1,59617	1,68685
7,80320	6,30320	10,66360	2,37119	1,59252	1,68719
9,42730	7,76800	13,12570	2,32548	1,58609	1,68651
11,34920	9,54960	16,44350	2,23391	1,58433	1,68100
13,59960	11,68400	20,04700	2,04074	1,59979	1,73210
16,20310	14,24700	24,16660	2,41581	1,51206	1,74300
19,19610	17,132900	29,29000	2,42582	1,51307	1,74520

- Tabelul 9.20 -

$x$	$B_3D_4-B_4D_3$	$A_3B_4-A_4B_3$	$B_2D_4-B_4D_2$	$A_2B_4-A_4B_2$	$A_3D_4-A_4D_3$
0,0	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
0,1	0,00002	0,00000	1,00000	0,00500	0,00033
0,2	0,00040	0,00000	1,00004	0,02000	0,00267
0,3	0,00203	0,00001	1,00029	0,04500	0,00900
0,4	0,00640	0,00006	1,00120	0,07999	0,02133
0,5	0,01563	0,00022	1,00365	0,12504	0,04167
0,6	0,03240	0,00065	1,00917	0,18013	0,07203
0,7	0,06006	0,00163	1,01962	0,24535	0,11443
0,8	0,10248	0,00365	1,03824	0,32091	0,17094
0,9	0,16426	0,00738	1,06893	0,40709	0,24374
1,0	0,25062	0,01390	1,11679	0,50436	0,33507
1,1	0,36747	0,02464	1,18823	0,61351	0,44739
1,2	0,52158	0,04156	1,29111	0,73565	0,58346
1,3	0,72057	0,06724	1,43498	0,87244	0,74650
1,4	0,97317	0,10504	1,61323	1,02612	0,94032
1,5	1,28938	0,15916	1,83349	1,19981	1,16960
1,6	1,68091	0,23497	2,23776	1,39771	1,44015
1,7	2,16145	0,33904	2,68296	1,62522	1,75934
1,8	2,74734	0,47951	3,25143	1,88946	2,13653
1,9	3,45833	0,66632	3,96945	2,19944	2,58362
2,0	4,31831	0,91158	4,86824	2,56664	3,11583
2,2	6,61044	1,63962	7,36356	3,53366	4,51846
2,4	9,93510	2,82366	11,13130	4,95288	6,57004
2,6	14,86800	4,70118	16,74660	7,07178	9,62890
2,8	22,15710	7,62638	25,06510	10,26420	14,25710
3,0	33,08790	12,13330	37,38070	15,09220	21,32850
3,5	92,20900	36,85800	101,36900	41,01820	60,47600
4,0	266,06100	109,01200	279,99600	114,72200	176,70900
4,5	788,09100	324,08800	795,76400	327,74900	525,45500
5,0	2382,00000	979,67800	2324,47000	956,86200	1588,43000

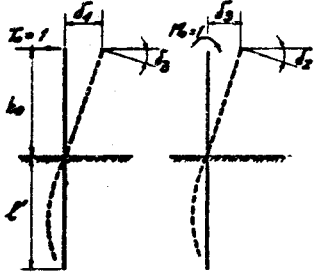
Deplasările și rotațiile capului pilotului sau al coloanei din solicitări unitare

Cazul 1: pilot sau coloană fără lungime liberă:



Mărimea  $\delta_{TT}$ ,  $\delta_{MM}$  și  $\delta_{TT} = \delta_{TT}$  se calculează cu formulele din planșa 9.X, adaptînd o ipoteză pentru rezemarea vîrfului, conform planșei 9.X, pag.6.

Cazul 2: pilot sau coloană cu lungime liberă:

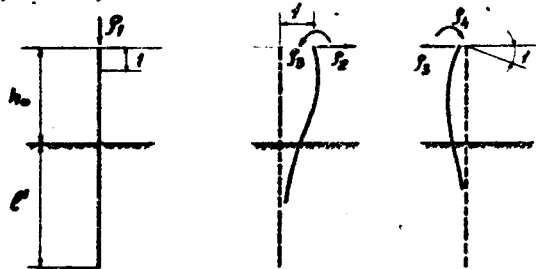


$$\delta_4 = \frac{h_0^3}{3EI} + \delta_{TT} h_0^2 + 2\delta_{TT} h_0 + \delta_{TT}$$

$$\delta_2 = \frac{h_0}{EI} + \delta_{TT}$$

$$\delta_3 = \frac{h_0^2}{2EI} + \delta_{TT} h_0 + \delta_{TT}$$

Reacțiunile ce apar la capul pilotului sau al coloanei din deplasări și rotații unitare.



$$P_1 = \frac{1}{EA} \left( \frac{h_0 \delta_4}{l} + \frac{K_p}{m^2 A_{baza}} \right)$$

$$P_2 = \frac{\delta_2}{\delta_4 \delta_2 - \delta_3^2}$$

$$P_3 = \frac{\delta_3}{\delta_4 \delta_2 - \delta_3^2}$$

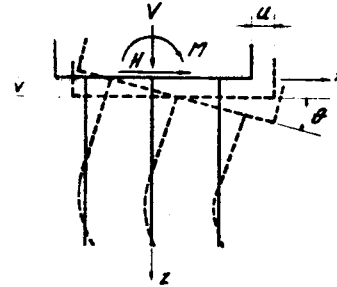
$$P_4 = \frac{\delta_1}{\delta_4 \delta_2 - \delta_3^2}$$

Unde:  $K_p$ , coeficientul de corecție adimensional cu valoarea egală cu  $1/8$  din diametrul bazei pilotului exprimat în metri.

$A$  = aria secțiunii curente a pilotului.

$A_{baza}$  = aria bazei pilotului.

Stabilirea solicitărilor ce revin unui pilot din grup.



Reacțiunea forță verticală pe radier care produce o deplasare verticală unitară:  $\lambda_{vv} = \sum \beta_1 = n \beta_1$

Reacțiunea forță orizontală pe radier care produce o deplasare orizontală unitară:  $\lambda_{uu} = \sum \beta_2 = n \beta_2$

Reacțiunea moment care produce o rotație unitară:

$$\lambda_{\theta\theta} = \sum \beta_3 + \sum x^2 \beta_1$$

Reacțiunea moment care produce o deplasare orizontală unitară:

$$\lambda_{u\theta} = \lambda_{\theta u} = \sum \beta_3 = n \beta_3$$

unde:  $n$  = numărul pilatilor din radier

Deplasările radiatorului sub acțiunea solicitărilor  $V$ ,  $H$  și  $M$  ce acționează pe talpa radiatorului:

$$v = \frac{V}{\lambda_{vv}}$$

$$u = \frac{\lambda_{\theta\theta} H - \lambda_{u\theta} M}{\lambda_{uu} \lambda_{\theta\theta} - \lambda_{u\theta}^2}$$

$$\theta = \frac{\lambda_{u\theta} M - \lambda_{\theta\theta} H}{\lambda_{uu} \lambda_{\theta\theta} - \lambda_{u\theta}^2}$$

Solicitări ce revin unui pilot din grup:

$$N_i = (v + \theta x) \beta_1$$

$$T_i = \theta \beta_2 - \beta_3$$

$$M_i = \theta \beta_3 - u \beta_2$$

Dacă pilotul are și o lungime liberă,  $h_0$ , momentul ce revine unui pilot devine:

$$M_i = \theta \beta_3 - u \beta_2 + T_i h_0$$