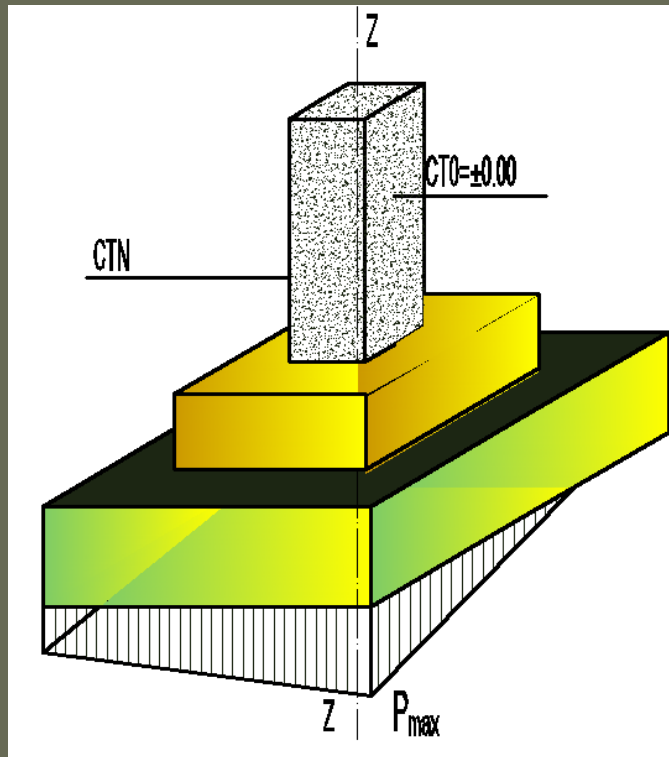


CALCUL FUNDATIE IZOLATĂ BLOC ȘI CUZINET



Fundație de tip 1
rigidă

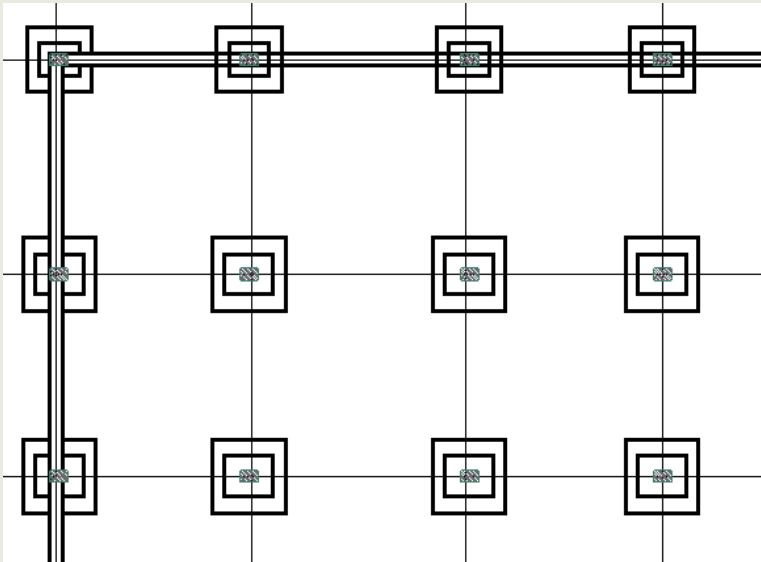
FUNDAȚIE DE TIP 1 BLOC ȘI CUZINET

■ Etapele proiectării fundației și a verificării terenului pe care se fundează

1. *Descriere structură*
2. *Stabilirea eforturilor de calcul. Stări limită*
3. *Dimensionarea fundației din condiții constructive cuzinet și bloc simplu de beton*
4. *Dimensionare și verificare bloc simplu de beton. Verificare presiuni pe teren pentru fiecare grupare de încărcări*
5. *Verificare și armare cuzinet*
6. *Verificare tasare pentru gruparea fundamentală.*
7. *Calculul la starea limită*
8. *Interacțiunea teren-structură*

1. DESCRIERE STRUCTURĂ

Pentru exemplificare se va trata cazul unei construcții parter cu funcțiune de depozitare. Construcția este amplasă într-o zonă cu seismicitate relativ redusă $a_g \leq 0.15g$. Structura este în cadre din beton armat. Stâlpii au secțiune de 30x45 din beton C20/25. Fundațiile vor fi de tipul bloc și cuzinet. Propunere plan de fundații



Analiză fundație tip 1

2. STABILIREA EFORTURILOR DE CALCUL. STĂRI LIMITĂ

Calculul fundațiilor tratează două aspecte: primul constă în calculul terenului de fundare, iar cel de-al doilea constă în calculul propriu-zis al ansamblului ce alcătuiește fundația.

Până în anii '60, în țara noastră, calculul terenului și a fundației se făcea după metoda rezistențelor admisibile, începând cu 1960 s-a trecut la metoda stărilor limită, ce s-a păstrat ca principiu până în prezent NP112/2013(2004).

Determinarea și utilizarea stărilor limită în calculul fundației sunt prezentate în preambulul normativului NP112/2013, cu trimitere la normativul CR0-2012 și SREN 1997-1.

Pentru calculul terenului și a fundației, în situația data, se vor utiliza următoarele stări limită:

Starea limită ultimă (SLU):

- gruparea fundamentală (GF)- STR(fundație)/GEO(teren)
- SLU de pierderea echilibrului static- ECH(structură), utilizat frecvent pentru structurile metalice.

(STR: cedare internă sau deformația excesivă a structurii sau elementelor de structură, ca de exemplu fundațiile continue, radierele generale sau pereții de subsol, în care rezistența materialelor structurii contribuie semnificativ la asigurarea rezistenței

GEO: cedarea sau deformația excesivă a terenului, în care rezistența pământurilor sau a rocilor contribuie în mod semnificativ la asigurarea rezistenței.

ECH: în proiectarea geotehnică, verificarea EQU este limitată la cazuri rare, cum este o fundație rigidă pe un teren stâncos și este, în principiu, distinctă față de analiza stabilității generale sau de problemele datorate de presiunile arhimedice.

UPL: pierderea echilibrului structurii sau terenului provocată de subpresiunea apei (presiunea arhimedică) sau de alte acțiuni verticale.

HYD: cedarea hidraulică a terenului, eroziunea internă și eroziunea regresivă în teren, sub efectul gradientilor hidraulici.)

Starea limită de serviciu (SLS), denumite și stări limită de exploatare (SLE):

- gruparea specială(GS)- combinația cvasipermanentă, eforturi la nivelul cuzinetului asociate mecanismului structurii (pentru acțiunea seismică).

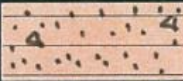
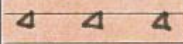
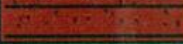
Coeficienți parțiali și de corelare pentru stările limită ultime:

Starea limită	Notaii	Semnificaie	Valori		
EQU	γ_F	Coeficienți parțiali pentru acțiuni în construcții:			
	$\gamma_{G,dst}$	pentru acțiuni permanente defavorabile destabilizatoare	1,10		
	$\gamma_{G,stb}$	pentru acțiuni permanente favorabile stabilizatoare	0,90		
	$\gamma_{Q,dst}$	pentru acțiuni temporare defavorabile destabilizatoare	1,50		
	$\gamma_{Q,stb}$	pentru acțiuni temporare favorabile stabilizatoare	0,00		
	γ_M	Coeficienți parțiali pentru parametrii pământurilor:			
	$\gamma_{\phi'}$	pentru tangenta unghiului de frecare internă	1,25		
	$\gamma_{c'}$	pentru coeziunea efectivă (drenată)	1,25		
	γ_{cu}	pentru coeziunea nedrenată	1,40		
	γ_γ	pentru greutatea volumică	1,00		
STR-GEO	γ_F	Seturi de coeficienți parțiali asupra acțiunilor		SET	
	γ_E	Seturi de coeficienți parțiali asupra efectelor acțiunilor		A1	A2
	γ_G	Pentru acțiunile permanente	defavorabile	1,35	1,00
			favorabile	1,00	1,00
	γ_Q	Pentru acțiunile temporare	defavorabile	1,50	1,30
			favorabile	0	0
	γ_M	Seturi de coeficienți parțiali de rezistență pentru pământuri		M1	M2
	$\gamma_{\phi'}$	pentru tangenta unghiului de frecare internă		1,00	1,25
	$\gamma_{c'}$	pentru coeziunea efectivă (drenată)		1,00	1,25
	γ_{cu}	pentru coeziunea nedrenată		1,00	1,40
	γ_γ	pentru greutatea volumică		1,00	1,00
	γ_R	Seturi de coeficienți parțiali de rezistență pentru fundațiile de suprafață		R1	R3
	$\gamma_{R,v}$	pentru capacitate portantă		1,00	1,00
		pentru capacitate portantă estimată prin metode de calcul indirecte bazate pe modele semi-empirice		1,40	
	$\gamma_{R,h}$	pentru rezistența la lunecare		1,00	1,00

Gruparea fundamentală va cuprinde acțiuni generate de încărcările permanente (greutate proprie elemente, finisaje, închideri, straturile de teren de deasupra fundației), încărcări variabile (zăpadă, utilă).

În calculul greutății terenului pentru gruparea fundamentală, acesta se va considera cu efect stabilizator (favorabil), iar coeficientul pentru volumul de pământ superior va fi $\gamma_{Gj,inf} = 1$. Acțiunea variabilă de la nivelul pardoselii va fi neglijată (CR-0 7.2.1.3).

Extras din fișa de foraj dată în studiul geotehnic:

COTA FORAJ / Depth level	GROSIMEA STRATULUI Layer thickness	ADÂNCIMEA APEI SUBTERANE Underground water level	LITOLOGIE / Lityology		PROB Samp
			SIMBOL / Symbol	DESCRIEREA PROBEI Sample description	NR. PROBĂ / Sample no.
m	m	m	cod		
1	2	3	4	5	6
0,90	0,90	NA m 2,50		Umplutura: Argila nisipoasa, rar alicarie, maronie-galbuie, plastic consistenta	1
1,50	0,60			Umplutura: Argila maroniu inchis cu alicarie (caramida, var), plastic consistenta	2
1,90	0,40			Argila maroniu inchis, plastic consistenta	3
2,50	0,60			Argila nisipoasa, maroniu deschis, plastic consistenta	4
3,80	1,30			Pietris, rar bolovanis, nispos, cafeniu	5
6,00	2,20			Argila marnoasa cenusie, plastic vartoasa	6

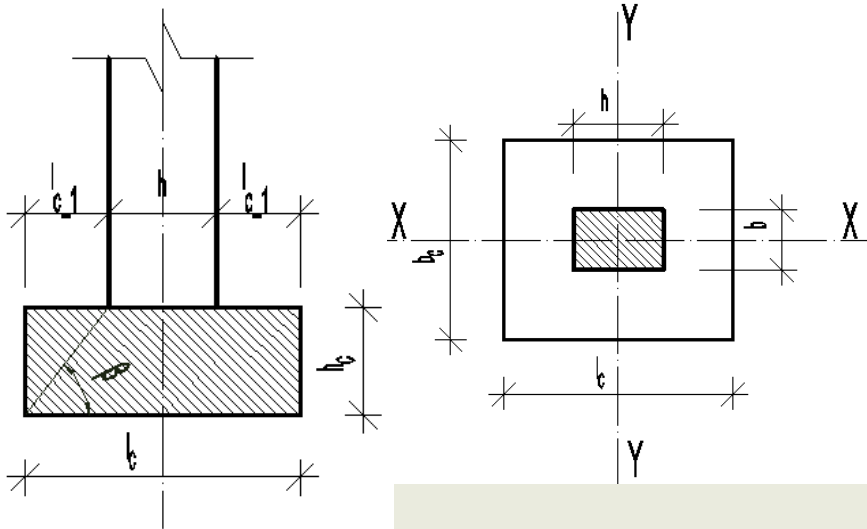
Etapele preliminare ale proiectării geotehnice:

- Adâncimea minimă de fundare:
90cm (teren supus înghețului)
- Tip de fundație:
fundație izolată rigidă cu o singură treaptă
- Importanța construcției:
CO- construcție obișnuită
- Sensibilitatea la tasări diferențiate:
CST- construcție sensibilă la tasări
- Restricții de deformații în exploatarea normală:
CFRE- construcție fără restricție.
- Terenul de fundare (start 1):
Argilă nisipoasă maroniu deschis, încadrat conform studiu geotehnic ca TF-teren favorabil.

3. DIMENSIONAREA FUNDAȚIEI DIN CONDIȚII CONSTRUCTIVE CUZINET ȘI BLOC SIMPLU DE BETON

Calculul fundației presupune într-o primă etapă o predimensionare a elementelor componente din condiții de rigiditate și rezistență. Pentru predimensionare se vor respecta prevederile din NP112-2013(2004), “Normativ privind proiectarea fundațiilor de suprafață”. Dimensiunile fundației vor ține seama de geometria stâlpului și caracteristicile terenului de fundare. Predimensionarea fundației se va face pentru gruparea fundamentală, iar verificarea acesteia se va face pentru gruparea specială.

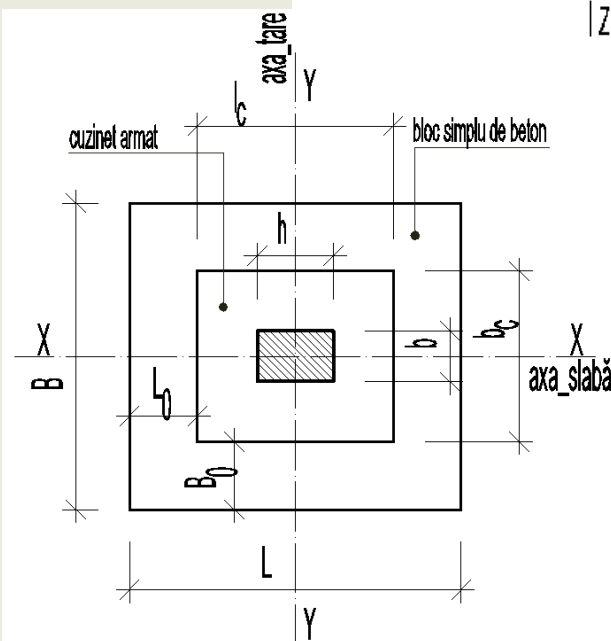
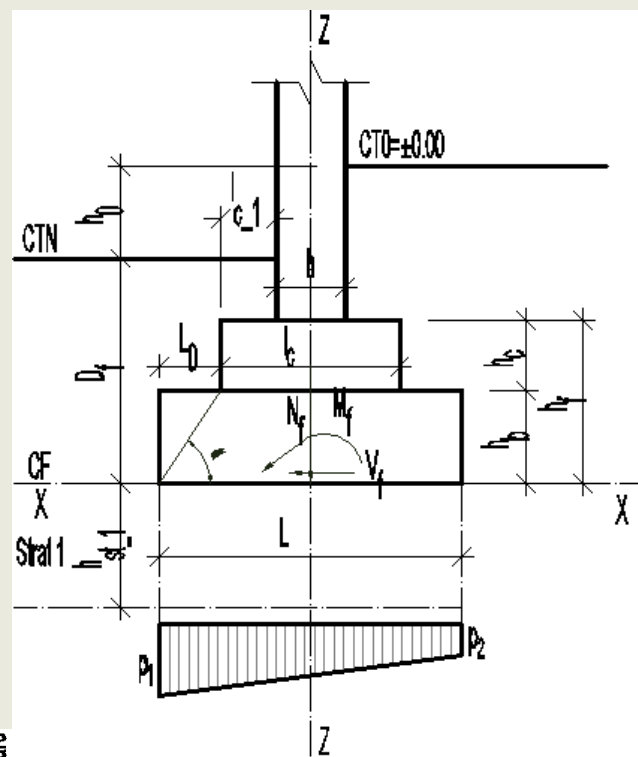
3.1. Predimensionare cuzinet



- $tg(\beta) \geq 1(0.65)$, dacă $0.65 \leq tg(\beta) < 1$, atunci se va face verificarea la forță tăietoare a cuzinetului, acesta fiind încadrat în categoria consolelor scurte.
- $h_c \geq 30cm$
- $l_c = h + 2l_{c1}$
- Clasa de beton minim pentru cuzineți (sau elementele armate) C12/15, s-a utilizat clasa C16/20.
- Dimensiuni cuzinet: $l_c, b_c, h_c =, tg(\beta) = 1$
- $\frac{h_c}{l_c} \geq 0.25$

3.2. Predimensionare bloc simplu de beton

- Clasa minimă recomandată pentru blocul simplu C8/10, se va alege clasa C8/10, verificându-se dacă aceasta este suficientă.
- $tg(\alpha) \geq 1$, această valoare depinde de presiunea efectivă pe teren, mai exact de valoarea momentului încovoietor și a forței tăietoare în consola blocului simplu de beton, astfel încât comportarea acestuia să rămână în domeniul elastic. De aici și denumirea de fundație rigidă, nu permite comportare post-elastică a elementului de beton simplu.
- $h_b \geq 40cm$, dacă din calcul va rezulta un $h_b > 60cm$ fundația se va realiza în două trepte sau se va dispune o armare cu plasă la partea inferioară pentru controlul fisurării.
- Dimensiunile fundației LxB vor fi determinate prin calcul astfel încât $p_{ef} = \frac{N_{GF}}{A_f} \leq p_{calc}$, $A_f = L \cdot B$
- Pentru eficiență se recomandă ca $\frac{l_c}{L}, \frac{b_c}{B} = 0.50 \div 0.65$
- Se recomandă ca: Rosturile orizontale dintre bloc și cuzinet să se trateze astfel încât să se asigure condiții pentru realizarea unui coeficient de frecare între cele două suprafețe $\mu=0.70$ conform definiției din SR EN1992-1-1, prin realizarea de asperități de cel puțin 3mm înălțime distanțate la 40mm.



4. DIMENSIONARE ȘI VERIFICARE BLOC SIMPLU DE BETON. VERIFICARE PRESIUNI PE TEREN PENTRU FIECARE GRUPARE DE ÎNCĂRCĂRI

- În prima etapă se vor propune dimensiuni pentru blocul simplu de fundație, respectând condițiile constructive impuse de normă, urmând ca aceste valori să se corecteze în urma calculului. Această predimensionare are influență asupra stabilirii stării de eforturi la nivelul terenului de fundare, dar și asupra presiunii convenționale de calcul a terenului.
- Eforturile de proiectare la nivelul fundației vor cuprinde încărcările aduse de stâlp și cele date de greutatea proprie a fundației, a terenului de deasupra și a transferului de eforturi de la nivelul cuzinetului la nivelul terenului de fundare.

$$N_f = N_{st} + N_{pl_cota_0} + N_{teren} + N_{fundație}$$

$$V_f = V_{st}$$

$$M_f = M_{st} + h_f \cdot V_{st}$$

Valorile de calcul sunt stabilite pentru fiecare grupare de încărcări, utilizând coeficienții parțiali de siguranță specifici grupării.

■ Verificări ale fundației gruparea fundamentală (GF) după cele două direcții

Verificare utilizând metoda prescriptivă

$$p_{(1,2),y} = \frac{N_f}{A_f} \mp \frac{M_{f,y}}{W_{f,y}} \leq \eta \cdot p_{calc}, \text{ încovoiere față de axa Y-Y}$$

$$p_{(1,2),x} = \frac{N_f}{A_f} \mp \frac{M_{f,x}}{W_{f,x}} \leq \eta \cdot p_{calc}, \text{ încovoiere față de axa X-X}$$

X, Y axe locale ale fundației, axa Z –axa verticală.

$\eta = 1.20(1.40)$ – coeficient ce ține seama de modul de aplicare a încărcării la nivelul fundației, excentricitate simplă (sau dublă).

Presiunea de calcul sau presiunea convențională se determină luând în considerare valorile de bază ale presiunii convenționale

($\overline{p_{conv}}$) și aplicând corecțiile de lățime și adâncime. Aceste valori de bază ($\overline{p_{conv}}$) au fost stabilite în anumite ipoteze, de aceea se

fac aceste corecții. $p_{calc} = \overline{p_{conv}} + C_B + C_D$

1. Dacă $p_{1,x/y} \geq \eta \cdot p_{calc}$, atunci se va trece de la metoda prescriptivă la metoda directă, impunându-se alte verificări specifice metodei: $p_{ef,med} \leq p_{pl}$, verificarea tasărilor $\Delta_{s,SLU} \leq \Delta_{adm}$, $\Delta_{s,SLE} \leq \Delta_{impus}$.

2. Dacă $p_{2,x/y} < 0$, atunci se vor impune condiții ce vizează lungimea zonei active, se recomandă ca lungimea zonei active să fie mai mare de 90%, dacă această situație este determinată de încărcările variabile, în cazul turnurilor, rezervoarelor sau elemente ce susțin console nu se admit desprinderi în această grupare.

■ **Verificări ale fundației în gruparea specială (GS) după cele două direcții**

Se impun aceleași verificări ca la gruparea fundamentală, cu $\eta = 1.40(1.60)$.

Alte verificări suplimentare:

Verificarea la starea limită ultimă. Calculul capacității portante. $V_d(p_{max}) \leq R_d(p_{cr})$

Verificarea la lunecare: $H_d \leq R_d + R_{p,d}$ ($V_f \leq 0.80 \cdot \mu \cdot N_f + h_b \cdot p_{pasivă} \cdot B$)

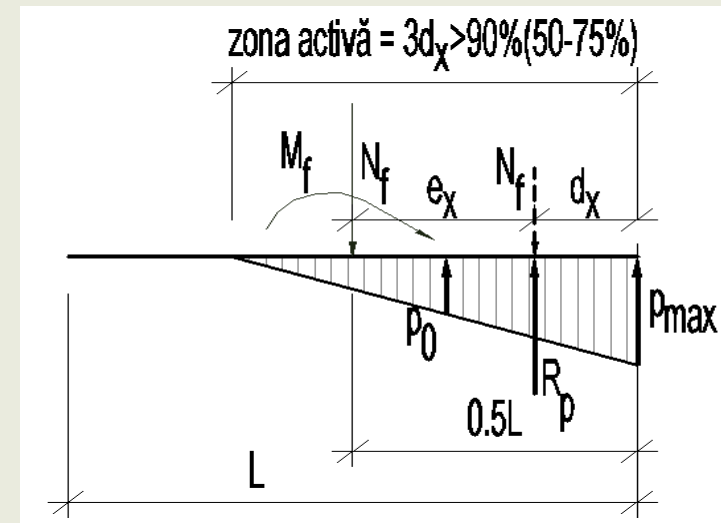
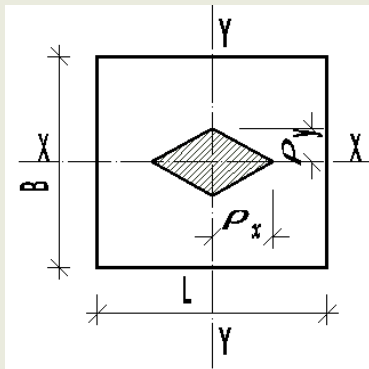
■ **Situații în care se pot găsi presiunile pe teren**

Notații:

Modulul de rezistență după cele două direcții: $W_{f,y} = \frac{B \cdot L^2}{6}$, $W_{f,x} = \frac{L \cdot B^2}{6}$

Aria fundației: $A_f = L \cdot B$

Razele sâmburelui central: $\rho_x = \frac{W_{f,y}}{A_f}$, $\rho_y = \frac{W_{f,x}}{A_f}$



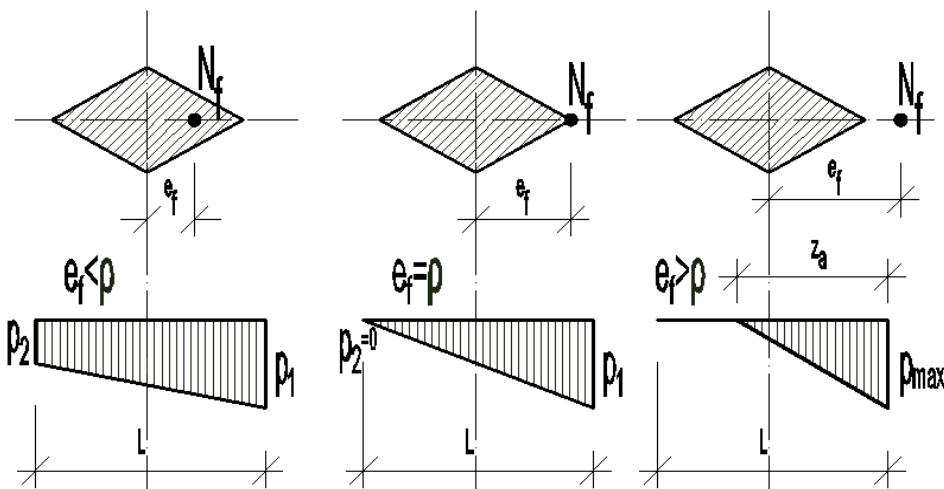
Excentricitatea: $e_x = \frac{M_{f,y}}{N_f}$ (distanță măsurată pe axa X-X, iar încovoierea este față de axa Y-Y), $e_y = \frac{M_{f,x}}{N_f}$

Distanța de la punctul de aplicare a forței N_f , în solicitare excentrică, până la marginea fundației: $d_x = 0.5 \cdot L - e_x$,

$d_y = 0.5 \cdot B - e_y$

Lungimea zonei active: $z_{a,x} = 3 \cdot d_x$ (distanță măsurată pe axa X-X, iar încovoierea este față de axa Y-Y), $z_{a,y} = 3 \cdot d_y$

Presiunea maximă pentru situația în care $p_{2,x/y} < 0$: $p_{max,y} = \frac{2 \cdot N_f}{3 \cdot d_x \cdot B}$, $p_{max,x} = \frac{2 \cdot N_f}{3 \cdot d_y \cdot L}$.



Variația presiunii pe teren se poate defini printr-o funcție liniară pe intervalul $[0, L]$, $p = f(x)$, $x \in [0, L]$.

Cazul 1: $e_f < \rho \rightarrow p(x) = \frac{p_1 - p_2}{L} \cdot x + p_2$

Cazul 2: $e_f = \rho \rightarrow p(x) = p_1 \cdot x$

Cazul 3: $e_f > \rho \rightarrow p(x) = \begin{cases} 0 & , 0 \leq x \leq L - z_a \\ p_{max} \cdot x & , L - z_a < x \leq L \end{cases}$

Astfel se poate determina presiunea în orice punct al fundației, dacă se acceptă o distribuție liniară de presiune în teren.

În situația în care $e_f > \rho$, se vor utiliza următoarele notații:

Aria comprimată la nivelul fundației pentru solicitarea cu încovoiere față de axa Y-Y: $A_{c,y} = \frac{3}{2} \cdot (L - 2 \cdot e_x) \cdot B$

Aria comprimată la nivelul fundației pentru solicitarea cu încovoiere față de axa X-X: $A_{c,x} = \frac{3}{2} \cdot (B - 2 \cdot e_y) \cdot L$

Aria efectivă (redușă) a bazei fundației:

$A_- = L_- \cdot B_-$, în care $L_- = L - 2 \cdot e_x$ și $B_- = B - 2 \cdot e_y$

➤ Calculul fundației folosind fișierul Mathcad

Calculul fundației s-a făcut utilizând un fișier Mathcad ce are scrise relațiile de mai sus.

Utilizarea fișierului:

Se vor alege și completa doar câmpurile în galben, dacă verificările nu sunt îndeplinite se va mări dimensiunile fundației (L_f , B_f , h_b , l_c , b_c , h_c). Pentru determinarea momentelor capabile asociate mecanismului în gruparea specială, s-a utilizat polinomul de capacitate generat cu programul XTRACT.

În urma calculului se vor obține date despre presiunile pe teren, lungimile zonelor active, verificare blocului simplu, armarea și verificare cuzinetului.

Se vor da rezultate pentru cele două direcții de solicitare în simplă excentricitate, prima valorare este pentru încovoiere față de "axa tare" (axa Y-Y în plan), iar cea de a doua valoare este pentru încovoiere față de "axa slabă" (axa X-X în plan)

CARACTERISTICI DE CALCUL FUNDAȚIE ȘI TEREN

6. Caracteristici teren de fundare:

PAMÂNT_FUNDARE := "Argilă nisipoasă maroniu deschisă"

Tipul Construcției:

Fara Subsol
Cu Subsol

- supraîncărcare aplicată la interiorul zidului, la nivelul cotei de fundare, din încărcările permanente (numai pentru construcțiile cu subsol):

$q_{int} := 0 \text{ kPa}$ $q_{ext} := 0 \text{ kPa}$

strat superior:

$$\left(\begin{matrix} D_f \\ \gamma_{sup_med} \end{matrix} \right) := \left(\begin{matrix} 1.15 \text{ m} \\ 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \end{matrix} \right)$$

tipul de terenului la nivelul CF:

Pământuri Neoezive
Pământuri Coezive
Roci
Umpluturi

I_p	18.34%
I_c	0.74
e_t	0.76
s_r	0.83
γ_t	$18.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
c_t	27 kPa
ϕ_t	15 deg
p_{conv}	220 kPa
$M_{2,3}$	7500 kPa

Corecții pentru determinarea presiunii de calcul:

Corecția de adâncime C_D

Corecția de lățime C_B

Pământuri necoezive cu excepția nisipurilor prafoase
Nisipuri prafoase și pământuri coezive cu plasticitate redusă și mijlocie
Pământuri coezive cu plasticitate mare și foarte mare

Coefficientul de frecare pe baza fundației de beton

Argile
Argile nisipoase, nisipuri argiloase și pământuri prafoase
Nisipuri fine
Nisipuri mijlocii și mari
Pietrisuri și bolovanisuri
Terenuri stâncoase

Se va propune o dimensiune a fundației, se va corecta în urma calculelor

$L_f := 1.95 \text{ m}$ $B_f := 1.80 \text{ m}$ $h_b := 50 \text{ cm}$

$p_{calc} = 182.05 \text{ kPa}$

7. Fundație Tip 1 - bloc simplu de beton și cuzinet armat (fundație rigidă):

Materiale utilizate:

Beton cuzinet

C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45

Beton bloc simplu

C6/7.5
C8/10
C12/15
C16/20

- coeficient aplicat momentului capabil la fisurare a blocului de beton simplu, utilizând modulul de rezistență elastic:

$\eta_{Mf} := 1.75$

$$w_{pl} = \eta_{Mf} w_{el} = \eta_{Mf} \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Caracteristici cuzinet

$l_c := 1.15 \text{ m}$ $b_c := 1.00 \text{ m}$ $h_c := 35 \text{ cm}$

- Înălțimea de la cota terenului natural la cota finită a pardoselii și înălțimea stratului pardoselii inclusiv finisaj

$h_0 := 20 \text{ cm}$ $h_{strat_pardoseala} := 20 \text{ cm}$

Poziție fundație

fundație :=

Marginala
Internoara

- Suprasarcina la nivelul pardoselii (finisaje și pardoseală):

$q_{p_GF} := 6.75 \text{ kPa}$ $q_{p_GS} := 5 \text{ kPa}$

- Coeficienți pentru gruparea de încărcare:

teren: $\gamma_f := 1$ fundație: $\gamma_{GJ} := 1.35$

- Verificare fundație:

- Gruparea fundamentală (GF)

$$p_{1_GF} = \begin{pmatrix} 233.745 \\ 179.708 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad p_{2_GF} = \begin{pmatrix} 125.671 \\ 179.708 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad p_{\max_GF} = \begin{pmatrix} 233.745 \\ 179.708 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad \text{zona_activa_GF} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \end{pmatrix} \cdot \%$$

$$\text{verificare_suprafață_de_contact}_{GF} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_suprafață_redușă_de_contact}_{GF} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_presiuni}_{GF} = \begin{pmatrix} "verificare_la_capacitate" \\ "k" \end{pmatrix}$$

$$\text{verificare_excentricitate}_{GF} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$$

- Gruparea specială (GS)

$$p_{1_GS} = \begin{pmatrix} 328.525 \\ 271.895 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad p_{2_GS} = \begin{pmatrix} -83.447 \\ -24.274 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad p_{\max_GS} = \begin{pmatrix} 371.607 \\ 274.533 \end{pmatrix} \cdot \text{kPa} \quad \text{zona_activa_GS} = \begin{pmatrix} 65.951 \\ 90.197 \end{pmatrix} \cdot \%$$

$$\text{verificare_excentricitate}_{GS} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_suprafață_de_contact}_{GS} = \begin{pmatrix} 0.66 \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_suprafață_redușă_de_contact}_{GS} = \begin{pmatrix} 0.44 \\ "k" \end{pmatrix}$$

$$\text{verificare_presiuni}_{GS} = \begin{pmatrix} "verificare_la_capacitate" \\ "verificare_la_capacitate" \end{pmatrix} \quad \text{Verificare_lunecare} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$$

- Verificări bloc simplu de beton

!! Dacă una din aceste verificări nu este îndeplinită se va mări înălțimea blocului simplu sau clasa de beton

$$\text{verificare_M_GS} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_M_GF} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix} \quad \text{verificare_forță_tăietoare} = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$$

$p_1, p_{\max}$ – presiuni maxime;
 p_2 – presiunea minimă

5. VERIFICARE ȘI ARMARE CUZINET

- Verificare și armare cuzinet**

Propunere armare cuzinet, condiții constructive:

$p_{min} = 0.143\%$

- Armare 1** - armare la partea inferioară (armare de moment):

$pas_1 := 20cm$ $\phi_1 := \phi_{12}$

$$p_{ef_1} := \frac{\phi_1}{(h_c - 5cm) \cdot pas_1} = 0.188\%$$

$$M_{Rd_1} := \frac{(\phi_1 \cdot f_{yd} \cdot 0.8 \cdot h_c)}{pas_1} = 47.501 \cdot kN \cdot m$$

- Armare 2** - armare la partea superioară (armare de ancoraj su constructivă):

$pas_2 := 20cm$ $\phi_2 := \phi_{12}$

$$p_{ef_2} := \frac{\phi_2}{(h_c - 5cm) \cdot pas_2} = 0.188\%$$

$$T_{Rd} := \frac{0.80 \cdot f_{yd} \cdot \phi_2}{pas_2} = 136 \cdot \frac{kN}{m}$$

$p_{1_c_GS} = \begin{pmatrix} 922.9 \\ 773.9 \end{pmatrix} \cdot kPa$ $p_{2_c_GS} = \begin{pmatrix} -349 \\ -192.3 \end{pmatrix} \cdot kPa$ $p_{max_c_GS} = \begin{pmatrix} 922.9 \\ 773.9 \end{pmatrix} \cdot kPa$

$armare_cuzinet = \begin{pmatrix} "ancoraj_cuzinet" \\ "ancoraj_cuzinet" \end{pmatrix}$ $suprarezistența_de_moment_M1 = \begin{pmatrix} 0.977 \\ 1.173 \end{pmatrix}$ $verificare_armare_inferioară = \begin{pmatrix} "redimensionare_armre_jos" \\ "k" \end{pmatrix}$

$Verif_armare_ancoraj_GS = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$ $T_{Ed_GS} = \begin{pmatrix} 55 \\ 19 \end{pmatrix} \cdot \frac{kN}{m}$

- Verificare condiții constructive și consumuri**

$verif_consum = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$ $verif_înălțimi = \begin{pmatrix} "k" \\ "k" \end{pmatrix}$ $tg\alpha = \begin{pmatrix} 1.25 \\ 1.25 \end{pmatrix}$ $tg\beta = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$ $\frac{l_c}{L_f} = 0.59$ $\frac{h_c}{b_c} = 0.35$

$verificare_tip_de_fundție = "k"$ $dimensiuni_maxime = \begin{pmatrix} 4.191 \\ 4.191 \end{pmatrix} m$

$verificare_rezistența_la_copresiune_bloc = "k"$

$consum_bs = 1.755 \cdot m^3$ $consum_cz = 0.403 \cdot m^3$ $consum_as_cz = 41.416 kg$

$\Delta_{as_c} = 102.898 \cdot \frac{kg}{m^3}$ $cofraj_cz = 1.505 m^2$ $sapatura_1 = 4.036 \cdot m^3$ $umplutura_1 = 1.879 m^3$ $raportul_umplutură_săpătură_A_{umpl_1} = 46.55\%$

Se recomandă, chiar dacă cuzinetul nu are desprinderi de pe blocul simplu de beton, o armare constructivă la partea superioară din 4Ø10 pentru prinderea carcasei stâlpului, armare ce nu se va ancora în blocul simplu.

6. VERIFICARE TASARE PENTRU GRUPAREA FUNDAMENTALĂ. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ

Calculul tasării absolute și/sau relative are ca scop limitarea deplasării structurii datorită compresibilității terenului de fundare. Pentru acest calcul în N112-2004 sunt prezentate mai multe metode:

- Metoda însumării tasării straturilor elementare după STAS 3300 (SNiP II B-1-62)

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i}^{med} \cdot h_i}{E_{s,i}} \cdot \beta \cdot 100, [cm]$$

$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} \cong 0.80$, se poate determina pentru fiecare start și se face media ponderată sau se poate lua 0.80, ν – coeficient de deformare laterală (Poisson).

$$\sigma_{z,i}^{med} = \frac{\sigma_{z,i}^{sup} + \sigma_{z,i}^{inf}}{2} \text{ – efortul vertical mediu în stratul elementar } i, \sigma_{z,i}^{sup/inf} = \alpha_0 \cdot p_{net} [kPa]$$

– efortul unitar vertical la adâncimea z .

α_0 – coeficient de distribuție a eforturilor

h_i – grosimea stratului elementar i , $[m]$

$E_{s,i}$ – modul de deformare liniară a stratului elementar i , $[kPa]$

n – numărul de straturi elementare cuprinse în limita zonei active, zona activă în cuprinsul căreia se calculează tasarea straturilor se limitează la adâncimea z_0 sub talpa fundației la care valoarea efortului unitar vertical σ_z devine mai mic sau egal cu 20% din presiunea geologică σ_{gz} la adâncimea respectivă $\sigma_z \leq 0.20 \cdot \sigma_{gz}$

- Metoda punctelor de colț, în care efortul efortul σ_z la adâncimea z a unui punct aflat pe verticala colțului unei suprafețe dreptunghiulare încărcată cu presiunea netă uniform distribuită, p_{net} .

- Metoda stratului liniar deformabil de grosime finită - metodă ce se bazează pe expresiile deduse din teoria semispațiului infinit elastic, omogen, izotrop, modelul Bussinesq.

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{s,i}} \cdot (1 - \nu_{s,i}) \cdot m \cdot p_{net} \cdot B \cdot 100, [cm]$$

m —coeficient de corecție prin care se ține seama de grosimea stratului deformabil z_0

K_i, K_{i-1} coeficienți adimensionali dați în tabelul H.6, stabiliți pentru nivelul inferior, respectiv superior al stratului i .

$E_{s,i}$ —modul de deformare liniară a stratului elementar i , [kPa]

$\nu_{s,i}$ — coeficient de deformare laterală (Poisson).

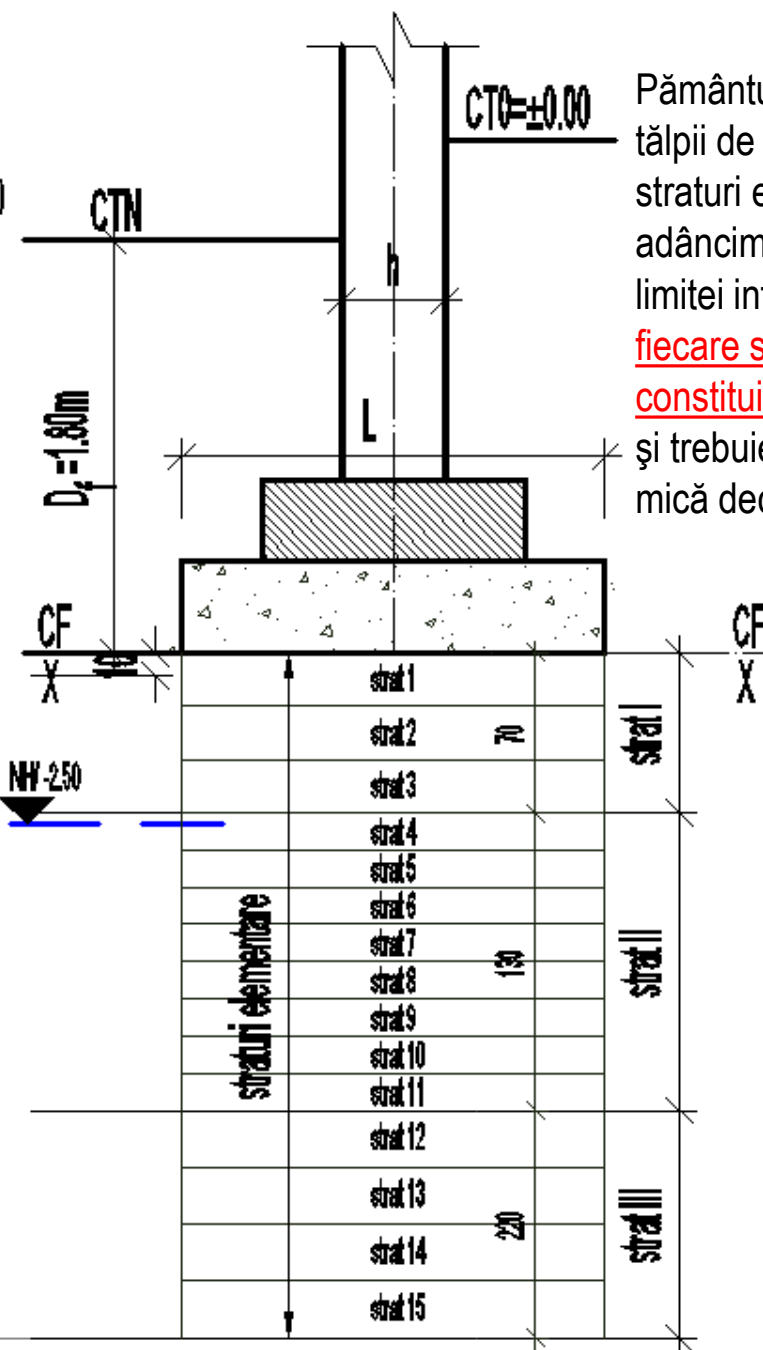
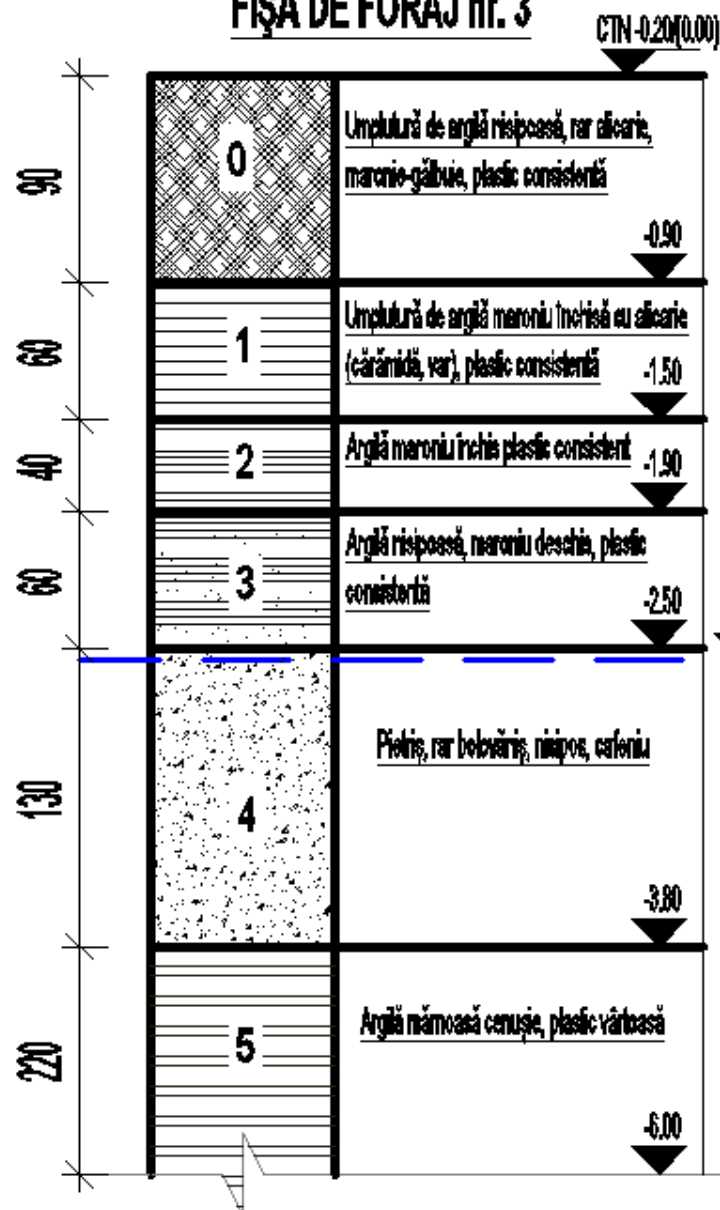
Notă - Calculul tasării se extinde asupra zonei active, care se împarte în straturi cu caracteristici geotehnice de deformabilitate distincte. În cazul în care zona activă este constituită dintr-un strat omogen, coeficienții K_i și K_{i-1} se stabilesc numai pentru adâncimea $z = z_0$ și, respectiv, la nivelul tălpii fundației: $z = 0$ (calculul efectuându-se, deci, pentru un singur strat).

z_0 / B	m
0,00 ÷ 0,25	1,5
0,26 ÷ 0,50	1,4
0,51 ÷ 1,00	1,3
1,01 ÷ 1,50	1,2
1,51 ÷ 2,50	1,1
> 2,50	1,0

Denumirea pământurilor	ν_s
Bolovănișuri și pietrișuri	0,27
Nisipuri (inclusiv nisipuri prăfoase și nisipuri argiloase)	0,30
Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	0,35
Argilă, argilă grasă	0,42

- Pentru calculul tasării folosind prima și ultima metodă expusă s-a propus un fișier Excel. Fișierul este structurat pe un număr de 7 straturi generale ce se împart în straturi elementare astfel încât $h_i \leq 0.40B$.
- În primă etapă se vor declara caracteristicile terenului, apoi se va împărți în straturi elementare terenul de sub fundație

FIȘĂ DE FORAJ nr. 3



Pământul situat sub nivelul tăpii de fundare se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active; **fiecare strat elementar se constituie din pământ omogen** și trebuie să aibă grosimea mai mică decât $0.4 B$, $B = \min(L_f, B_f)$.

➤ Utilizare fișier Excel

Se vor parcurge în mod liniar foile de lucru găsite în fișier, câmpurile cu albastru sunt cele care se modifică sau completează.



Dacă nu se dispune de date ce nu sunt structurate într-o fișă de foraj se va completa direct în foia de lucru "Date_de_intrare_Fundatie"

Valori deduse sau introduse							
$D_f(m)$	Startul la care se fundează	γ_t (kN/mc)	φ_t	c_t (kPa)	$M_{2-3}(kPa)$	$h_t(m)$	P_{conv} (kPa)
1.80	Argilă maroniu închisă, plastic consistentă	18.63	15	27	7500	0.45	220

În foia de lucru "Calcul_tasare_MS_pe_SE" se va completa denumirea straturilor principale, înălțimea acestora, greutatea specifică și modulul edometric (în anumite situații se poate completa direct în coloana N, valoarea modulului de deformare liniară a stratului elementar $E_{s,i}$). Apoi se va merge la "Calcul_tasare_MSLD_de_GrF" și se va selecta tipul stratului (coloana K) astfel încât să corespundă cu cel de pe coloana A, astfel se determină coeficientul M_0 .

"Calcul_tasare_MS_pe_SE"

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	Straturi				Calcul tasare										
2	Strat cu aceleași caracteristici mecanice	Stratul elementar		Înălțime strat	$h_i(m)$	$z_i(m)$	z/B	α_i	$\sigma_{zi} = \alpha_i \cdot p_{nat}$ (kPa)	σ_{zi}^{mod} (kPa)	γ (kN/m ³)	M_0	$M_{200-300}$ (kPa)	$E = M_0 \cdot M_{200-300}$	Δ_{sp} (cm)
3	Argilă nisipoasă maroniu deschisă	Strat 1	sus	0.70	0.233	0.00	0.1	1.00	220.04	217.19	18.7	1.3	7500	9750	0.520
4			jos			0.23		0.97	214.34						
5		Strat 2	sus		0.233	0.23	0.97	214.34	203.09	18.7	0.465				
6			jos			0.47	0.92	203.09							194.18
7		Strat 3	sus		0.233	0.47	0.92	203.09	194.18	18.7					
8			jos			0.70	0.84	185.26							

"Calcul_tasare_MSLD_de_GrF"

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	Straturi			Calcul tasare											
2	Strat cu aceleasi caracteristi ci mecanice	Stratul elementar		$h_i(m)$	$z_i(m)$	z_i/B	K_i	K_i-K_{i-1}	m_i	v_i	Tipul stratului	M_o	$M_{200-300}$ (kPa)	$E=M_o \cdot M_{200-300}$	Δ_{i-p} (cm)
3	Argilă nisipoasă maroniu deschisă	Strat 1	sus	0.233	0.000	0.1	0.000	0.06	1.5	0.35	Praf, praf argilos, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă	1.3	7500	9750	0.335
4			jos	0.233			0.065								
5		Strat 2	sus	0.233	0.233	0.3	0.065	0.06	1.4	0.35					0.324
6			jos	0.467			0.130								
7		Strat 3	sus	0.233	0.467	0.4	0.130	0.06	1.3	0.35					0.312
8			jos	0.700			0.194								

Câmpurile cu negru nu se șterg.

- ✓ Metoda însumării tasării straturilor elementare $S_{ef_1}=2.916\text{cm} < 8\text{cm}$
- ✓ Metoda stratului liniar deformabil de grosime finită $S_{ef_1}=2.749\text{cm} < 8\text{cm}$
- ✓ În general, pentru construcțiile clasa III sau IV această verificare nu este obligatorie dacă terenul nu este puternic compresibil, după cum se observă se obțin valori reduse ale tasării față de cele admisibile.

✓ Calculul de tasare s-a realizat pentru un element izolat, fără a ține seama de prezența celorlalte fundațiilor. În masivul de pământ, implicit în tasarea absolută a fundației, se va regăsi și influența fundațiilor învecinate dacă:

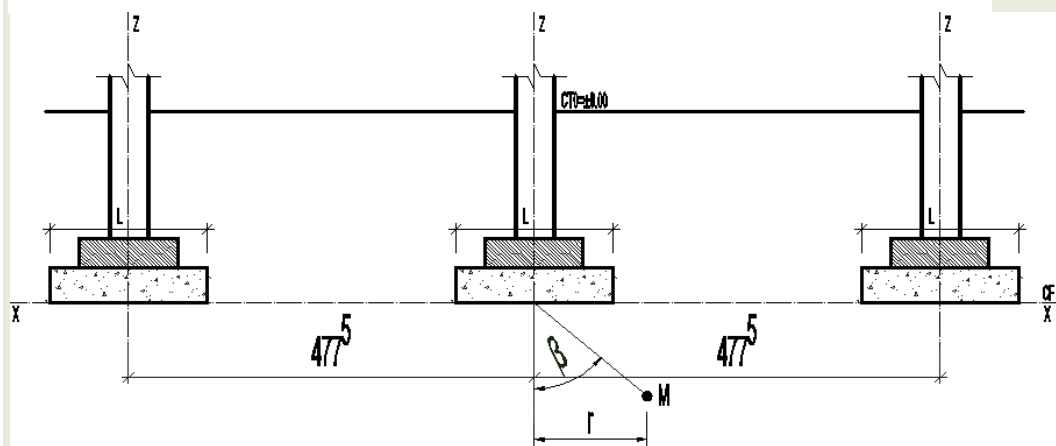
1. $r \leq 1.5B$ (distanța centrului de greutate al suprafeței încărcate față de punctul considerat se află la o distanță mai mică ca 1.5B).

2. $r \leq 0.51\sqrt[3]{P}$, $P[kN]$.

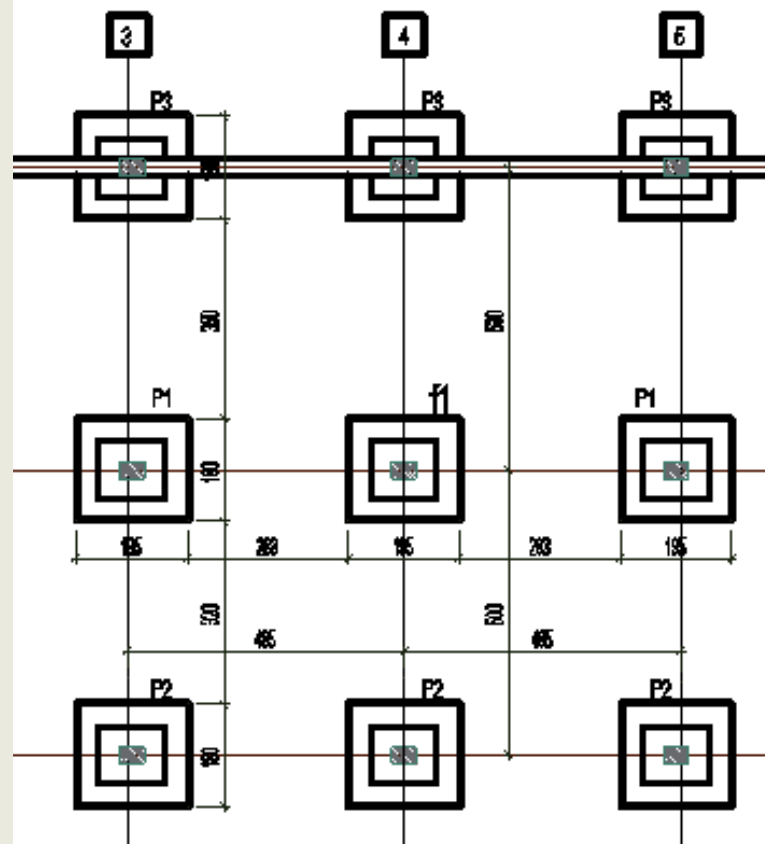
Folosind modelul Bussinesq pentru o forță concentrată verticală P, tasarea unui punct M aflat la distanța r pe orizontală și sub un unghi β este:

$$s = \frac{P}{\pi \cdot E} \cdot \frac{1}{r} \cdot (1 + \nu) \cdot \sin(\beta) \cdot \left[(1 - \nu) + \frac{\cos^2(\beta)}{2} \right], \beta = \frac{\pi}{2} \Rightarrow$$

$$s = \frac{P}{\pi \cdot E} \cdot \frac{1 - \nu^2}{r}$$



Pentru E și ν se vor lua caracteristicile primului start. Astfel $E=9750 \text{ kPa}$, $\nu = 0.35$. Se vor determina tasările suplimentare datorate fundațiilor adiacente.



Astfel pentru fundația f1 la tasarea calculată cu metoda însumării straturilor elementare se va aduna și tasarea generată de presiunile fundațiilor învecinate, tasare finală va fi de 2.018+1.2. Dacă această valoare depășește limita admisibilă, se va trece la alt tip de fundație. Valoarea de 1.20cm se poate neglija, ținând seama de primele două condiții $r_{min} \cong 4.00m$.

Influență tasare:

$$P_1 := 325 \text{ kN} \quad P_2 := 460 \text{ kN} \quad P_3 := 255 \text{ kN} \quad E_{s1} = 11250 \text{ kPa}$$

$$r_1 := 4.775 \text{ m} = 4.775 \text{ m} \quad r_2 := 5.00 \text{ m} \quad r_3 := 5.30 \text{ m} \quad r_4 := \sqrt{r_1^2 + r_2^2} = 6.914 \text{ m}$$

$$r_5 := \sqrt{r_1^2 + r_3^2} = 7.134 \text{ m}$$

$$s_1 := \frac{P_1}{\pi \cdot E_{s1}} \cdot \frac{1 - \nu_{s1}^2}{r_1} = 1.69 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$s_2 := \frac{P_2}{\pi \cdot E_{s1}} \cdot \frac{1 - \nu_{s1}^2}{r_2} = 2.284 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$s_3 := \frac{P_3}{\pi \cdot E_{s1}} \cdot \frac{1 - \nu_{s1}^2}{r_3} = 1.195 \times 10^{-3} \text{ m}$$

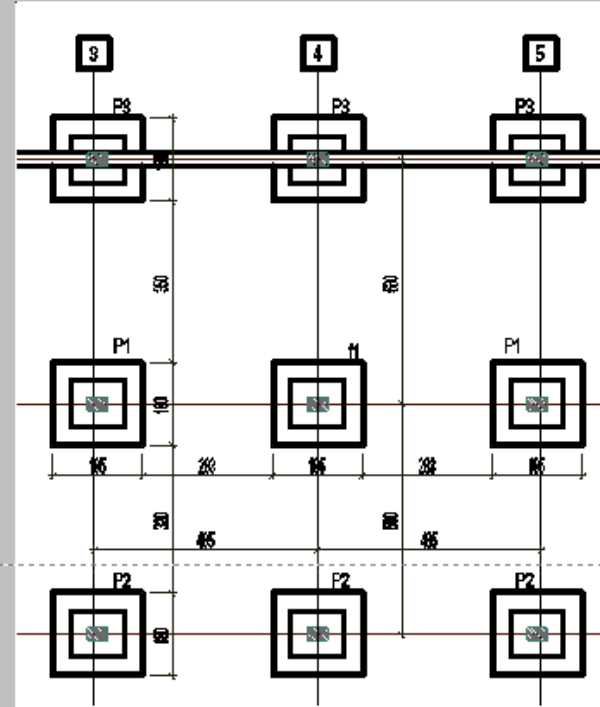
$$s_4 := \frac{P_2}{\pi \cdot E_{s1}} \cdot \frac{1 - \nu_{s1}^2}{r_4} = 1.652 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$s_5 := \frac{P_3}{\pi \cdot E_{s1}} \cdot \frac{1 - \nu_{s1}^2}{r_5} = 8.875 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$s_{inf} := 2 \cdot s_1 + s_2 + s_3 + 2 \cdot s_4 + 2 \cdot s_5 = 1.194 \cdot \text{cm}$$

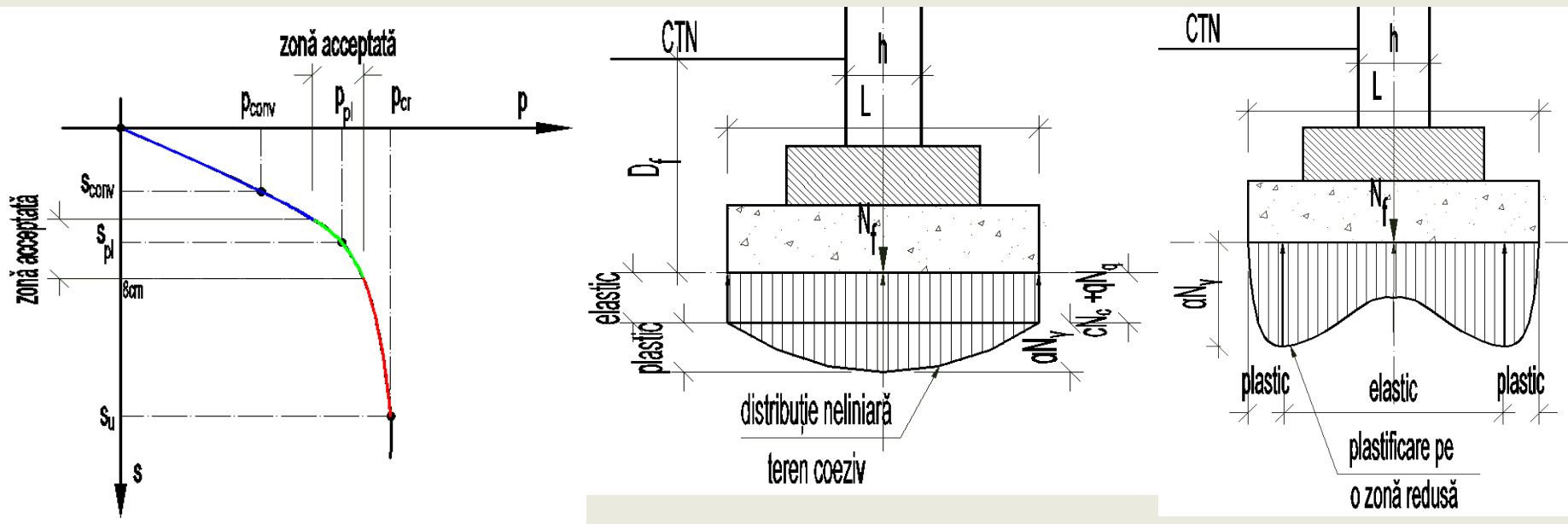
$$1.5B_f = 2.55 \text{ m}$$

$$\max \left(1.5B_f, 0.511 \text{ m} \sqrt{\frac{\max(P_1, P_2, P_3)}{\text{kN}}} \right) = 3.945 \text{ m}$$



7. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ

Calculul la starea limită presupune o limitare a presiunilor în teren, implicit a deplasărilor, pentru cele două grupări, gruparea fundamentală și gruparea specială.



Pentru calculul presiunii plastice efective, NP112-2013(2004) sunt date relații ce suprapun liniar comportarea celor două zone elastic și plastic. În calculul presiunii se ține seama de caracteristicile terenului, încărcarea la nivelul acestuia și lățimea de calcul.

$$p_{pl} = \begin{cases} m_l \cdot (\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3), \text{ fără subsol} \\ m_l \cdot \left(\bar{\gamma} \cdot B \cdot N_1 + \frac{2q_e + q_i}{3} \cdot N_2 + c \cdot N_3 \right), \text{ cu subsol} \end{cases}$$

- Pentru valoarea și denumirea coeficienților a se consulta NP112

► Calcul presiune plastica

.PAMÂNT_FUNDARE = "Argilă nisipoasă maroniu deschisă"

.I_c = 0.74

.S_r = 0.83

.φ_t = 15-deg

.m_l = 1.4

p_{pl_GF} = 354.093-kPa

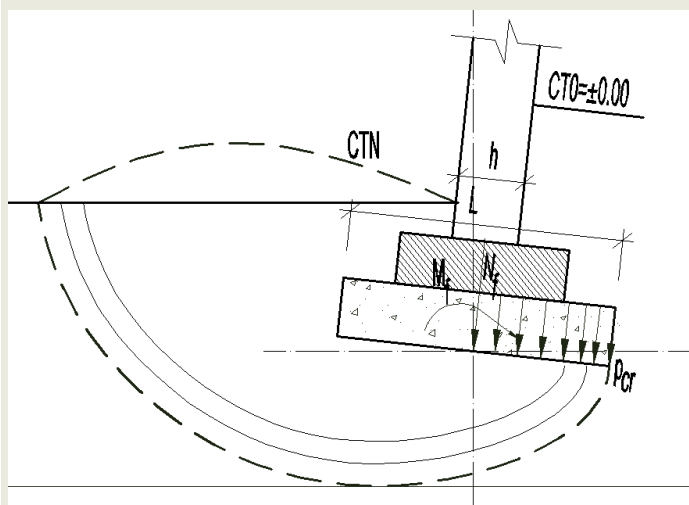
p_{pl_GS} = 413.109-kPa

.verificare_GF = $\left(\begin{matrix} "k" \\ "k" \end{matrix} \right)$

.verificare_GS = $\left(\begin{matrix} "k" \\ "k" \end{matrix} \right)$

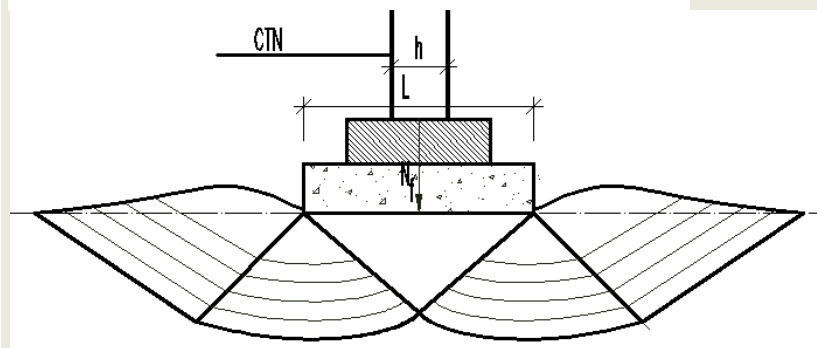
p_{pl_1} = 295.078-kPa

În modul de comportare a terenurilor se regăsesc mai multe tipuri de cedari, acestea țin seama de o serie de factori: tipul de fundație, caracteristicile terenului și tipul de solicitare.



Verificarea de pierdere a echilibrului fundației (terenului) reprezintă pierderea stabilității terenului prin refulare laterală. În această situație verificarea se face folosind presiunea critică și limitarea zonei active (zona activă să fie mai mare de 75% sau aria activă, redusă, la 50%).

Cedare completă sau generală – sub fundație se formează o suprafață de alunecare continuă, care unește muchia fundației cu suprafața terenului. Cedarea se produce brusc. Comportare specifică terenurilor puțin deformabile (nisipuri îndesate, argile de consistență ridicată, roci semistâncoase sau stâncoase).



Cedarea prin poansonare – este specifică terenurilor puternic compresibile (nisip afânat, pământuri argiloase – prăfoase de consistență redusă etac). Fundația pătrunde în teren fără a se produce angrenarea pământului din jur și fără a se forma o suprafață distinctă de cedare.

Cedarea locală – reprezintă o cedare intermediară celor două moduri, caracteristică pământurilor cu caracteristici mecanice medii (nisipuri de îndesare medie). Suprafețele de alunecare sunt clar definite doar în apropierea fundațiilor. Tendința de refulare a terenului se închide în masa acestuia.

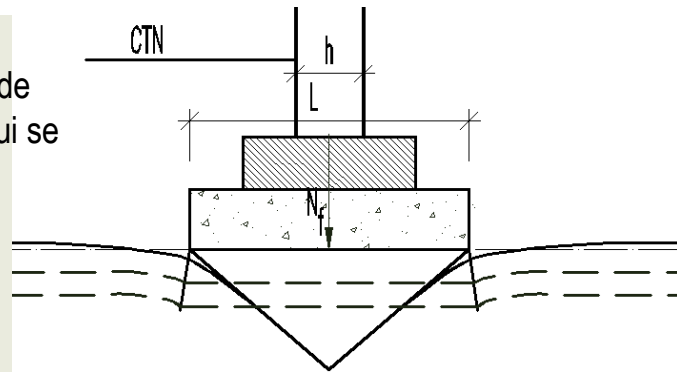
În cazul cedării prin poansonare și al cedării locale, încărcarea critică se definește cu ajutorul unui criteriu de deformație.

Tasarea fundațiilor de suprafață pentru încărcarea critică sunt de ordinul:

Pentru argile de 3...7% din B

Pentru nisipuri 5...15% din B

Se poate adopta o valoare medie de 10% din B pentru orice condiție de teren.



Calculul capacității portante în condiții drenate

$$p_{cr} = c_d \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

- factori adimensionali pentru capacitatea portantă:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \varphi} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \frac{1}{tg \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \left(\frac{\varphi}{2} \right)$$

- factori adimensionali pentru forma bazei fundației:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.30 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$B' = B - 2 \cdot \frac{M_{xx}}{N}$$

$$L' = L - 2 \cdot \frac{M_{yy}}{N}$$

- Restul factorilor au valoarea 1 în exemplul prezentat.
- Suprasarcina efectivă la nivelul fundației:

$$q = \gamma \cdot D_f + q_0$$

- γ valoarea de calcul a greutateii volumice efective a pământului sub baza fundației.

În NP112 Anexa F și SREN 1997-1 Anexa D se dau relații pentru determinarea presiunii critice, presiune ce se determină pentru condiții de solicitare la compresiune centrică utilizând valorile caracteristice ale terenului. Se oferă relații atât pentru terenuri drenate cât și pentru terenuri nedrenate.

$$m \cdot \frac{N_f}{L' \cdot B'} \leq p_{cr}$$

$m=1.10$ coeficientul condițiilor de lucru

Verificare SLU - presiune critică:

$$p_{cr_dr} = 581.726 \text{ kPa}$$

$$verificare_GS_p_cr_dr = \left(\frac{p_{cr_dr}}{p_{max_GS}} \right)$$

- factorul de siguranță al terenului la compresiune excentrică:

$$\frac{p_{max_GS}}{p_{cr_dr}} = \left(\frac{0.536}{0.412} \right)$$

8. INTERACȚIUNEA TEREN-STRUCTURĂ

Interacțiunea teren structură, pe domeniul linier de comportare, se poate modela prin coeficientul de pat. Pentru modelele structurale de calcul nelinier, modelarea comportării neliniare a terenului se realizează prin resorturi cu comportare neliniară, având o lege de comportare histeretică.

Pentru modelul linier, NP112 pune la dispoziție date suficiente pentru a determina coeficientul de pat pentru gruparea fundamentală. Pentru modelarea neliniară se pot găsi date în [5] și [6], acest punct face discuția unei prezentări separate.

Coeficientul de pat poate fi dat prin studiul geotehnic sau poate fi determinat prin calculul direct.

1. Determinat în funcție de E_s și ν_s

$$k_s = k_m \cdot \frac{E_s}{\alpha \cdot (1 - \nu_s^2)}, \quad \alpha = \frac{0.5L_f}{0.5B_f}, \quad k_m = f(\alpha)$$

2. Determinat în funcție de presiunea medie maximă pe fundație și tasarea efectivă

$$k_{s_{det}} = \frac{p_{med}}{s_{ef}}$$

3. Determinat în funcție de modulul edometric M_{2-3}

$$k_{s_{edo}} = \frac{2 \cdot M_{2-3}}{B_f}$$

• **Coeficient de pat:**

$s_{ef} := 3\text{cm}$ $p_{ef} := \max(p_{max_GF_{0,0}}, p_{max_GF_{1,0}}) = 210\text{ kPa}$

$k_{s_} = 8151.124 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $k_{s_det} = 7009.254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $k_{s_edo} = 8333.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$2k_{s_det} = 14018.507 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Calculul înclinării fundației dreptunghiulare:

- **Înclinare fundație:**

$$\tan_{\theta L} := \frac{1 - \nu_{s1}^2}{E_{s1}} \cdot k_1 \cdot \frac{N_{f_GS_{0,0}} \cdot e_{GS_{0,0}}}{(0.5 \cdot L_f)^3} = 0.864\%$$

$$\tan_{\theta B} := \frac{1 - \nu_{s1}^2}{E_{s1}} \cdot k_2 \cdot \frac{N_{f_GS_{1,0}} \cdot e_{GS_{1,0}}}{(0.5 \cdot B_f)^3} = 0.687\%$$

Aceste rotiri se vor aduna la rotirile palstice pentru a deteremina rotirea finală a elementului, ținând seama de rotirea fundației pe teren. Astfel se poate determina driftul ținând seama de rotirea pe teren, acest model este destul de acoperitor.