

# FONTAMENTI DI GEOTECNICA - SCHEMA ESERCIZI

## • MURO DI SOSTEGNO

### - Calcolo spinte

In ipotesi assenza  $\tau$  tra muro e terreno  $\Rightarrow$

$\sigma_v$  e  $\sigma_h$  non  $\sigma$  principali.

Calcola  $\sigma_v'$  [in c. drenate  $\equiv \sigma_v' \neq u$ ],

tenzioni litostatiche]. Fino a

Poi calcola  $\sigma_h'$ : una delle c. limite attive [SPINTA ATTIVA] essendo il meccanismo che si mobilita per prima, quindi  $\sigma_h' = K_a \sigma_v' - 2c' \sqrt{K_a}$

con  $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ . Costruire diagrammi. Se, a causa coesione, c'è

distacco - non lo consideri (non è fincam. spinta). In c. non

drenate considera il valore della  $u$  e dell'acqua.

Integra e hai la spinta.

### - Calcolo pesi

Conr. fatte in calcestruzzo:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ . Moltiplica  $\times$  i volumi.

Considera anche  $W_{pe} = (\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2) L_a$  esclusando il contributo dell'eventuale  $q$ .

### - VERIFICA A TRASLAZIONE

$$\frac{F_{h,r}}{F_{h,a}} \geq 1,3$$

con  $F_{h,r} = \int \tau$  resistenza a movimenti sotto al piano di fondazione.

$$\int \tau = \tau \cdot A \quad \text{con } \tau = \sigma' \cdot \tan \delta \quad \text{con } \sigma' = \sigma - u$$

$\rightarrow$  eventuale rottura spinta in c.m. con andamento  $\nabla$  attento alla: isotropia

e  $\sigma' = W_t / A$  [  $W_t =$  somma dei pesi ],

$\delta =$  angolo attrito muro / fondazione, rispettivamente  $= \frac{2}{3} \varphi'$  terreno

Si trascura la coesione muro / terreno.

$F_{h,a}$  è la somma delle spinte.

### - VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$\frac{M_r}{M_a} \geq 1,5$$

con  $M_r$  stati sovr. contribuiti  $P$  peso e  $M_a$  dalla spinta





- VERIFICA CARICO LIMITE FONDAZIONE

$$\frac{F_{lim}}{F_{Ag}} \geq 2$$

$F_{lim}$  calcolato con fondat.  $\infty$  lunga con  $\pi$  e  $N \Rightarrow B' =$

$B - 2e$  con  $e = \pi/N$ .

H

• CARICO LIMITE FONDAZIONE DIRETTA

- CONDIZIONI NON DRENATE [ $\tau = cu$ ]

Fondazione continua:  $q_u = 5,14 cu + \gamma_0$  con

$\gamma_0 = \gamma_7$  [per terreno di cati]  $\hookrightarrow$  Parametro



- CONDIZIONI DRENATE [ $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$ ]

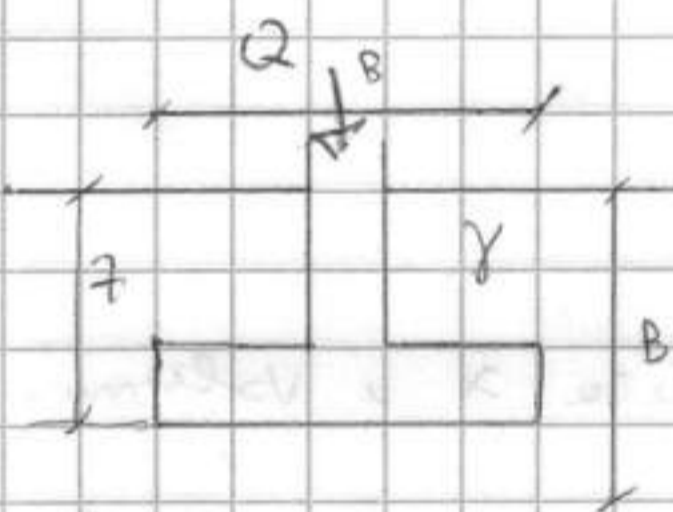
$\rightarrow$  Relazione trimomia di Terzaghi

$$q_u = c' N_c S_c + q_0 N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

Fond. continua; x

plinti rettangolari  $\neq$  le

relazione  $S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ ;  $S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi'$ ;  $S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$ , con



$$- N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad [q_0 = \gamma_7]$$

$$- N_q = \tan^2 \left( \frac{\phi'}{2} + 45^\circ \right) e^{2 \tan \phi'}$$

$$- N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

- Se oltre a  $N$  c'è  $\pi$ , considero una fondazione equivalente larga pari a  $B^* = B - 2e$  con  $e = \pi/N$ . Verifico che  $e < 1/3$  della metà fondat.

$\rightarrow$  a da portare fuori:

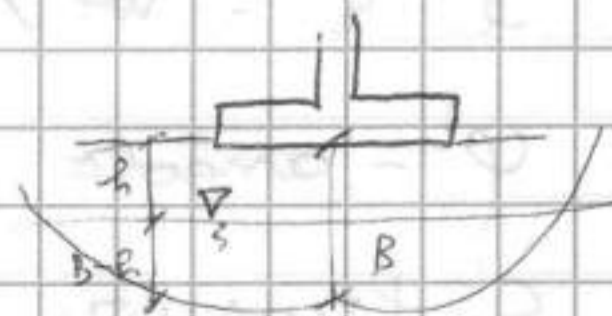
1)  $\frac{\pi}{B} < \text{profondità pari a } B^*$ : terreno senza falda, corr. terreno umido e asciutto

2)  $\frac{\pi}{B} \geq$  piano fondazione considera rottura punta isocaulica  $\Rightarrow$  usa  $\gamma'$

3)  $\frac{\pi}{B}$  taglia sup. scorrimento (a profondità tra piano p. e  $B^*$ )  $\Rightarrow$  usa un

valore medio  $\gamma \cdot B = \gamma h + \gamma'(B-h) \Rightarrow \gamma \frac{h}{B} + \gamma' \frac{B-h}{B}$

-  $q_0$ : carico terreno sopra piano su quale



della fondazione:  $\gamma \cdot 7$

- VERIFICA:  $\frac{q_{lim}}{q_{Ag}} \geq 3$   $\hookrightarrow$  C.D.S.

$$\frac{q_{lim}}{q_{Ag}} \geq 3$$

H

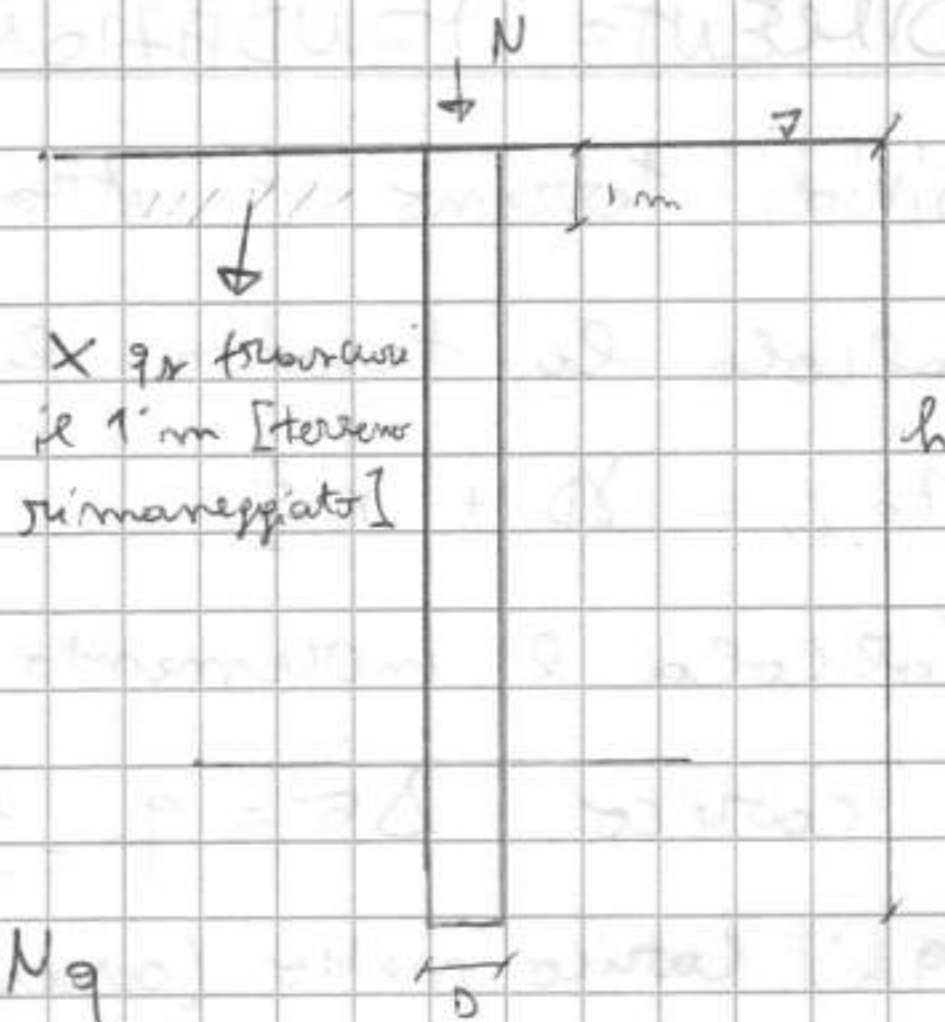
#



# CARICO LIMITE FONDAZIONI SU PALI

Inquadrare il livello della falda (o a piano campagna + al contatto col ex.)

$$Q_u + W = Q_B + Q_R = q_B A_B + q_R A_R$$



-  $W$ : peso del palo

-  $q_B$ : resistenza unitaria alla punta

• Terreno coesivo e attrittivo:  $q_B = c N_c + q_0 N_q$

• Condizioni non drenate:  $q_B = 2c_u + q_0$

Con  $q_0 = \sigma'_v$  agente alla base del palo ("s' r") e  $N_q$  [tab. 3.13] o  $\rightarrow$  ridotto  $\times \delta_{acc}$ .

3.14 x grandi diametri] Referendosi a Berzantsev (note:  $q_B = q_0' N_q$ )

-  $q_R$ : resistenza laterale

• Condizioni non drenate:  $q_R = \alpha c_u$  [d: tab. 3.2]

• Condizioni drenate:  $q_R = k \sigma'_v \tan \delta$ , ricavabile come  $q_R = \beta \sigma'_v$  con

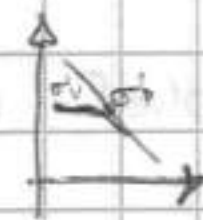
$\beta = k \tan \delta$  [k: coeff punta,  $\alpha$  da max. installazione;  $\delta$ : attrito palo/terreno]

↳ Argilla NC / trivellata:  $\beta = 0,25$

↳ " " / battuti:  $\beta = 0,3$

↳ " "  $\alpha$ :  $\beta = 0,3 \sqrt{OCR}$  con  $OCR = \frac{\sigma'_{p0}}{\sigma'_v}$

↳ Sabbie: k  $\alpha$  da palo e prop, idem  $\times \tan \delta$  [tab. 3.3]



## PROGETTO DEL PALO

$$(N + W) = (Q_B + Q_R) / F_s \quad \text{con } F_s = 3 \quad \text{e valori espressi in } f(L)$$

Lunghezza con minimo dell'ordine del metro.

- Se si hanno a disp. prove sismiche  $N_{SPT}$ :

• Sabbia / battuti:  $q_B = 400 N_{SPT}$

• Limi / " :  $q_B = 300 N_{SPT}$

$q_R = 2 N_{SPT}$

/





# • CEDIMENTO FOUNDAZIONI DIRETTE (Terrapieni)

- Dividi terreno in strati di spessore costante
- Calcola le tensioni litostatiche a metà strato

$$\sigma'_{z0,i} = \gamma D + \gamma' \frac{z}{2}$$

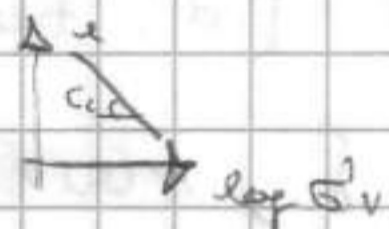
- Calcola l'incremento di tensioni dovuto al carico.  $\Delta\sigma = q_n \cdot f(m, n)$  con

$q_n$ : carico netto (assenza deformazioni per carico e ricarico) =  $q - \gamma D = \frac{N}{B \times L} - \gamma D$

$f(m, n)$  dalla soluzione di Boussinesq con  $m = \frac{L}{z}$  e  $n = \frac{B}{z}$  con  $z$  = distanza da piano fond.

Tabelle:  $z$  |  $\sigma'_{z0}$  |  $m$  |  $n$  |  $f(m, n)$  |  $\Delta\sigma$  |  $\sigma'_{TOT} \rightarrow \Delta\sigma + \sigma'_{z0}$

• Argille NC:



Edimmento di ogni strato: 
$$\Delta H = \left( \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{z0}} \right) H_0$$

Se volume inter. del carico è modesto si considera  $e_0$  costante

• Argille  $\alpha$ :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}} \Rightarrow \sigma'_p = \alpha R \cdot \sigma'_{z0}$$

- Se  $\Delta\sigma < \sigma'_p - \sigma'_{z0}$  nono nel tratto di

ricomprensione: 
$$\Delta H = \left( \frac{C_r}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}} \right) H_0$$

- Se  $\Delta\sigma > \sigma'_p - \sigma'_{z0}$  nono anche in curva di primo carico e

$$\Delta H = \left[ \left( \frac{C_r}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{z0}} \right) \right) + \left( \frac{C_c}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{z0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right) \right] H_0$$

- Il cedimento finale è la somma di tutti quelli calcolati. In argille

IV NC a piccole profondità si ha  $f_{lim} = 10\% \sigma'_{TOT}$  oppure  $S_i = 9 \frac{B}{E_u} I_w$   
 con  $I_w = \mu_1 \times \mu_2$  e  $I = \alpha L$

