



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO: 1179

DATA: 22/10/2014

# **A P P U N T I**

STUDENTE: Raviglione

MATERIA: Fondazioni + Eserc.

Prof. Musso

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.  
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

# FONDAZIONI

Prof. Musso

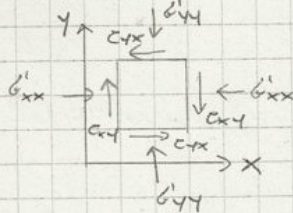
- dimensionamento tiranti diaframmi
- matrice di rigidezze
- cerchi di Mohr e criteri di resistenza
- calcolo autarko su plinto nullo
- ricerca la formula di Rankine del CA usando i cerchi di Mohr

Tensore degli sforzi in condizioni piane

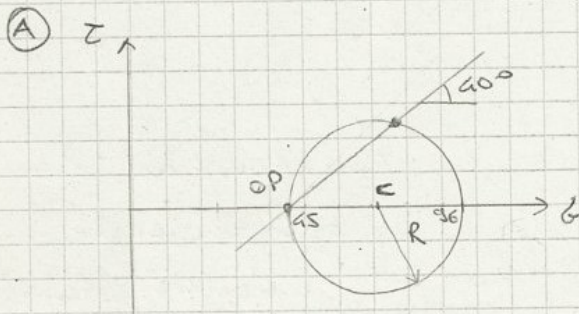
(A) 
$$\begin{bmatrix} 45 & 0 & 0 \\ 0 & 45 & 0 \\ 0 & 0 & 96 \end{bmatrix}$$

(B) 
$$\begin{bmatrix} 114 & 0 & 0 \\ 0 & 114 & 0 \\ 0 & 0 & 96 \end{bmatrix}$$

convenzione:



$\sigma$  positivo per compressione  
 $\tau$  positive rotazione senso antiorario



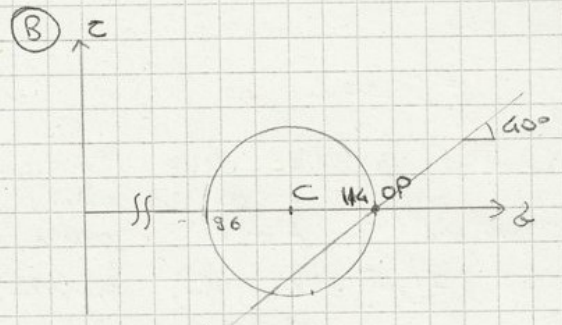
$$C = \frac{45 + 96}{2} = 70,5$$

$$R = \frac{96 - 45}{2} = 25,5$$

piano inclinato  $40^\circ$

$$\bar{\sigma}_{nn} \approx 25 \text{ KPa}$$

$$\bar{\sigma}'_n \approx 75 \text{ KPa}$$



$$C = \frac{96 + 114}{2} = 105$$

$$R = \frac{114 - 96}{2} = 9$$

piano inclinato  $40^\circ$

$$\bar{\sigma}_{nn} \approx 8,5 \text{ KPa}$$

$$\bar{\sigma}'_n \approx 103 \text{ KPa}$$

Es. 2

PC

(a)  $\gamma_a = 20 \text{ KN/m}^3$   
 $\varphi' = 28^\circ$   
 NC

C. 6m

(b)  $\gamma_b = 20 \text{ KN/m}^3$   
 $\varphi' = 28^\circ$   
 NC

D. 3m

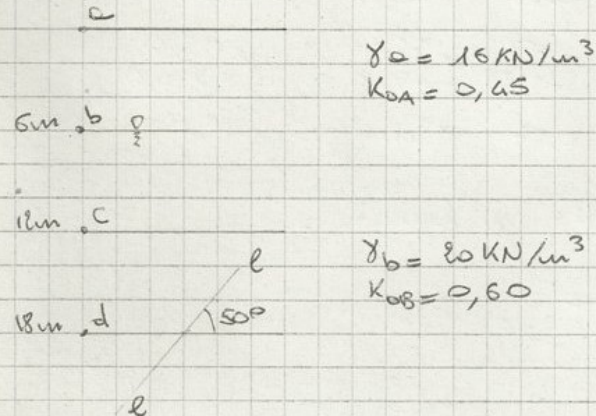


(c)  $\varphi' = 30^\circ$   
 $\gamma_c = 20 \text{ KN/m}^3$   
 $\omega CR = 3$

E. 11m

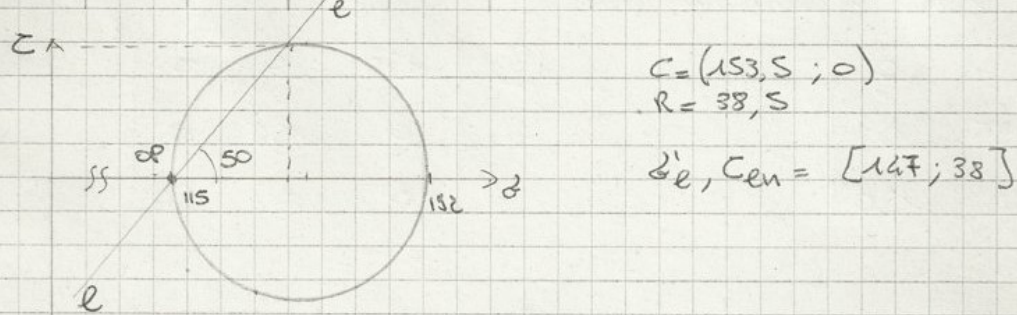
- > Calcolare  $\bar{\sigma}'_{vo}, \bar{\sigma}_{vo}, \bar{\sigma}'_{ho}, \bar{\sigma}_{ho}$  e disegnarne con la proprietà
- > Tracciare il cerchio di Mohr all'interfaccia b-c
- > Tensioni sul piano inclinato di un angolo  $30^\circ$

Es3



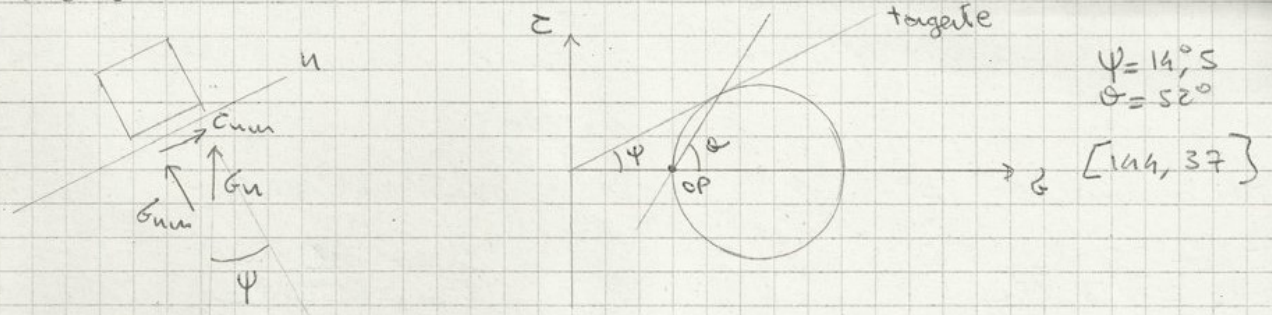
Per il punto d calcolare: tensione agente sul piano l-l  
 -  $\sigma_{max}$  e la sua giacitura  
 - piano di massima obliquità

	z	$\sigma_0$	$\tau_0$	$\sigma'_{10}$	$\sigma'_{20}$	$\tau_{20}$
b	6	96	0	96	43	43
c	12	192	60	132	59	119
d	18	312	120	192	115	235



$\sigma_{max}$  si avrà al valore del raggio  $R = 38,5$ ; inclinazione  $max = 45^\circ$

Piano di massima obliquità: mi dice tanto più grande è z rispetto alla d



$\frac{37}{144}$  è il massimo rapporto taglio compressione che può avere l'elemento a quello stato tensionale

$\Delta u = u_{\text{monte}} - u_{\text{valle}}$

calcolo della spinta dell'acqua

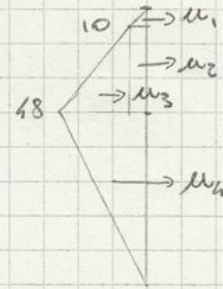
$$U = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 = 390 \text{ KN/m}$$

$$U_1 = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 10 = 5 \text{ KN/m}$$

$$U_2 = 10 \cdot 5 = 50 \text{ KN/m}$$

$$U_3 = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 38 = 95 \text{ KN/m}$$

$$U_4 = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 48 = 240 \text{ KN/m}$$

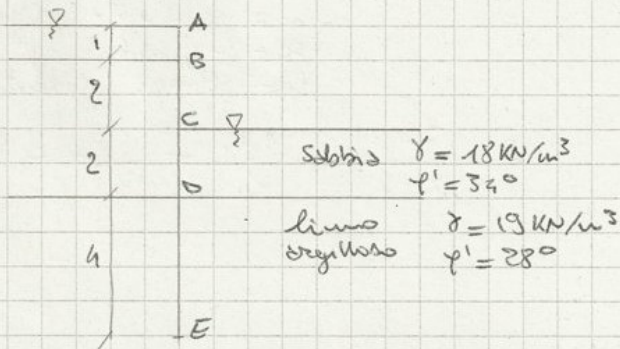


Punto di applicazione della forza:

$$u_1 \cdot b_1 + u_2 \cdot b_2 + u_3 \cdot b_3 + u_4 \cdot b_4 = u \cdot b_u$$

$$b_u = \frac{5 \cdot \frac{2}{3} + 50 \cdot 3,5 + 95 \cdot (1 + \frac{2}{3} \cdot 5) + 240 \cdot (6 + \frac{1}{3} \cdot 10)}{390} = 7,25 \text{ m}$$

es 5



calcolare  $u, U, b_u, \delta'u, \delta'b$

dato filtrazione  $\Delta h = 3 \text{ m}$   $l = 8 \text{ m}$   $i = \frac{3}{8} = 0,375$

$$E = 20 + 4(10 + 0,375 \cdot 20) = 75$$

z	$\sigma'_{vo}$	$u_o$	$\sigma'_{vo}$	$K_a$	$\sigma'_a$
B 1	10	10	0	<del>0,283</del>	0
C 3	46	30	16	0,283	4,53
D 5	82	50	32	0,283	9,06
E 9	158	75	83	0,361	29,97

## Esercitazione prove in sito

La caratterizzazione di un sito in ambiente fluviale è stata effettuata mediante una campagna d'indagini condotta con sondaggi e prove in sito. Si riportano i risultati di tre sondaggi, con prove SPT condotte in foro, e tre prove CPT e CPTU, condotte nella vicinanza dei sondaggi.

Si chiede di interpretare e confrontare i risultati delle prove SPT e CPT e delle prove scissometriche (vane test), per concorrere alla definizione di un profilo geotecnico di progetto insieme alle indicazioni dei sondaggi (livello di falda e litologie). In particolare utilizzare:

- 1 il diagramma di Robertson e Campanella (1988) per avere indicazioni sul tipo di terreno attraversato con la CPT (effettuare la stima ogni 2 m, partendo dal piano campagna);
- 2 i dati di pressione registrati con il piezocono per la ricostruzione del regime idraulico e la presenza di strati a bassa permeabilità;
- 3 la relazione di Skempton (1986) e quella di Lancellotta (1983) per stimare la densità relativa  $D_r$  (%);
- 4 la relazione di Bolton (1986) per stimare l'angolo di resistenza al taglio disponibile,  $\phi'$ , ipotizzando  $\phi'_{ca} = 30^\circ$  per la sabbia limosa e  $\phi'_{ca} = 34^\circ$  per la sabbia medio grossa (per semplicità ed ai soli fini dell'esercizio, supporre che la pressione media a rottura sia pari a circa  $2/3 \sigma'_{vo}$ , come nel caso di spinta attiva, e che le condizioni siano di deformazioni piane);
- 5 le indicazioni di Levadoux e Baligh per stimare la resistenza al taglio non drenata  $s_u$  degli strati argillosi

In prima approssimazione, in assenza di opportune determinazioni di laboratorio, assumere che il peso di volume totale per tutti i terreni sia  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

N. B. il sondaggio S3 è affiancato alla CPTU3, il sondaggio S5 alla CPTU1. Il sondaggio S4 e la CPTU5 sono condotti nei paraggi ma non sono affiancati.

Formole utili allo svolgimento dei 5 punti

Relazione di Skempton (1986)

$$D_r^2 = \frac{N_1}{60} \quad D_r = \text{densità relativa}$$

$$N_1 = C_N N_{SPT}$$

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{14 \sigma'_{vo}/100} & \text{per sabbie fini} \\ \frac{3}{2 + \sigma'_{vo}/100} & \text{per sabbie grossolane} \end{cases}$$

$$N_{SPT} = N_2 + N_3 \quad \text{n}^\circ \text{ colpi necessari per l'infissione di 30 cm}$$

Nella pratica si contano 3 valori  $N_1, N_2, N_3$  funzione delle infissioni nel terreno da (0 - 0,15) per  $N_1$ , (0,15 - 0,30) per  $N_2$ , (0,30 - 0,45) per  $N_3$ .

da prova penetrometrica dinamica (SPT) viene l'avanzamento del campionatore sotto impulsi dinamici  $\rightarrow$  si esclude il valore  $N_1$  perché è il valore che coinvolge il colpo di stacco (impreciso).

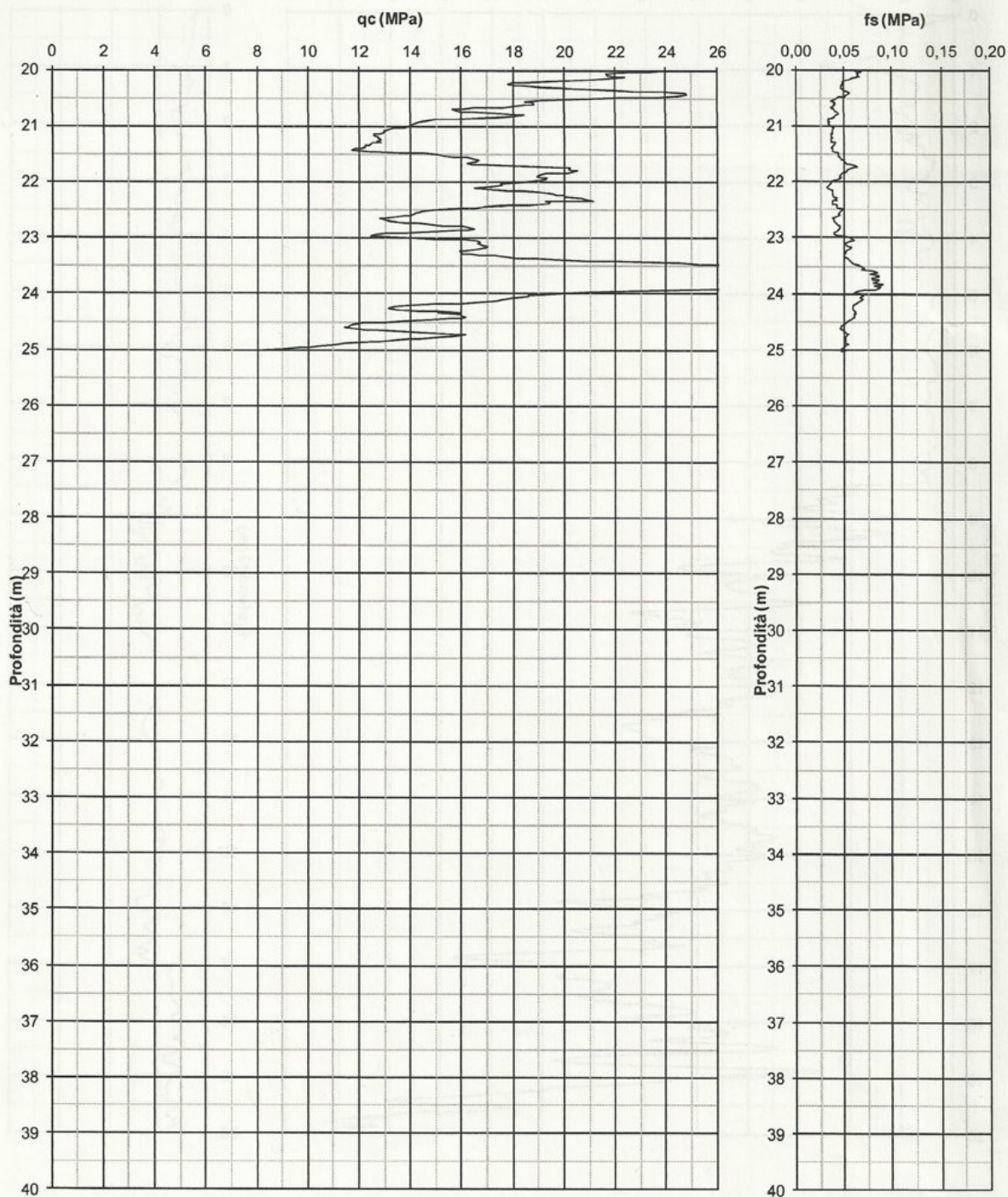


SCHEDA DI SONDAGGIO											
COMMITTENTE CANTIERE ARGINE SPERIMENTALE SUL FIUME PO-IN LOC. S. MARTINO-VIADANA (MN)											
PERFORMANCE N. 53      DATA INIZIO 31-05-2000      ULTIMAZIONE 01-06-2000 COORDINATE: Nord      Est      QUOTA P.C. =      ATTREZZATURA: MUSTANG A 65											
DA m	0,00	A m	20,00	Profondità Fori m	20,00	PROFONDITÀ STRATIGRAFICA	PROFONDITÀ m da p.c.	CAMPIONI	S.P.T.		
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA							NUMERO	PROFONDITÀ m da p.c.	TORQUE kg/cm <sup>2</sup>	N	H
Sabbia fine deb.te limosa nocciola, frustoli vegetali							A	1,50	2,5	8	12,00
Limo argilloso nocciola con laminazioni più sabbiose e rari resti vegetali							B	2,10	1,2	11	12,15
Sabbia fine limosa nocciola con resti vegetali e rari livelli limosi							C	3,00	1,5	14	12,30
Sabbia fine limosa nocciola							D	4,10	3,5	14	12,45
Limo sabbioso nocciola							E	1,2	1,2	10	13,50
Argilla deb.te limosa nocciola resti vegetali e livelli limosi deb.te sabbiosi							F	1,0	0,3	13	13,65
							1	4,30	0,7	15	13,80
Argilla deb.te limosa grigia							2	4,50	2,1	11	15,00
							3	8,10	0,5	11	15,15
Limo argilloso deb.te sabbioso grigio							4	8,60	1,5	13	15,45
Limo argilloso deb.te sabbioso grigio							5	9,60	1,2	13	15,45
Sabbia fine limosa grigia							6	10,50	0,5	17	16,50
Da 9,60 a 9,70m limo sabbioso grigio passante a sabbia limosa fine grigia							7	16,50	0,4	17	16,65
Sabbia fine limosa grigia							8	18,50	0,6	11	18,85
Sabbia fine limosa grigia con livello limoso deb.te sabbioso								18,95	1,0	18	18,95
Sabbia medio fine limosa grigia											
Sabbia fine limosa grigia con livello limoso deb.te sabbioso											
Sabbia medio fine limosa grigia											
Sabbia media deb.te limosa grigia											
Sabbia media deb.te limosa grigia											
Sabbia grossa deb.te ghiaiosa. Ghiaia arrotondata diam max 2cm, grigia											
Da 17,30 a 17,50m sabbia media deb.te limosa grigia											
Sabbia grossa deb.te limosa grigia, rari granuli ghiaiosi diam max 4cm											
Da 19,50 a 19,60m sabbia grossa limosa grigia											
Ghiaia sabbiosa limosa grigia, ghiaia diam max 1cm											

RILIEVO H <sub>2</sub> O DURANTE LA PERFORAZIONE									
PROF. FORO 18,00      PROF. RIVEST. 17,50      SERA GG H      MATTINA GG H      DI 1									
CAMPIONE RIMANEGGIATO      CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T.      CAMPIONE RIMANEGGIATO DA VANE TEST      CAMPIONE RIMANEGGIATO DA VANE TEST      SFEZZIONE DI CAROTA      CAMPIONE INDISTURBATO PARETI SOTTILI      CAMPIONE INDISTURBATO A PRISTINE      CAMPIONE INDISTURBATO ROTATIVO									
MANOVA DA CAROTAGGIO      VANE TEST      T.C.R. %      S.C.R. %      R.Q.D. %      INFERIE RI SPEZZIONI      TIPO      NUMERO      PROFONDITÀ m da p.c.      STRUMENTAZIONE      METODO DI PERFORAZIONE      CAROTERE SEMPLICE Ø 101 mm      CAROTAGGIO CONTINUO A SECCO      INVESTIMENTO      DATA									
100      4,20      1      4,20      3/05/2000									
2,50      5,20      2      5,20      10,50									
8,50      8,50      3      8,50      1/06/2000									
20,00      20,00      20,00      20,00      20,00									

PTU 3

### CPTU 3 – SAN MARTINO DI VIADANA



$f_s$  = resistenza sul nocciolo laterale

$$FR = \frac{f_s}{q_c} = \frac{0,032}{2,17} \cdot 100 = 1,47\%$$

↳ friction ratio

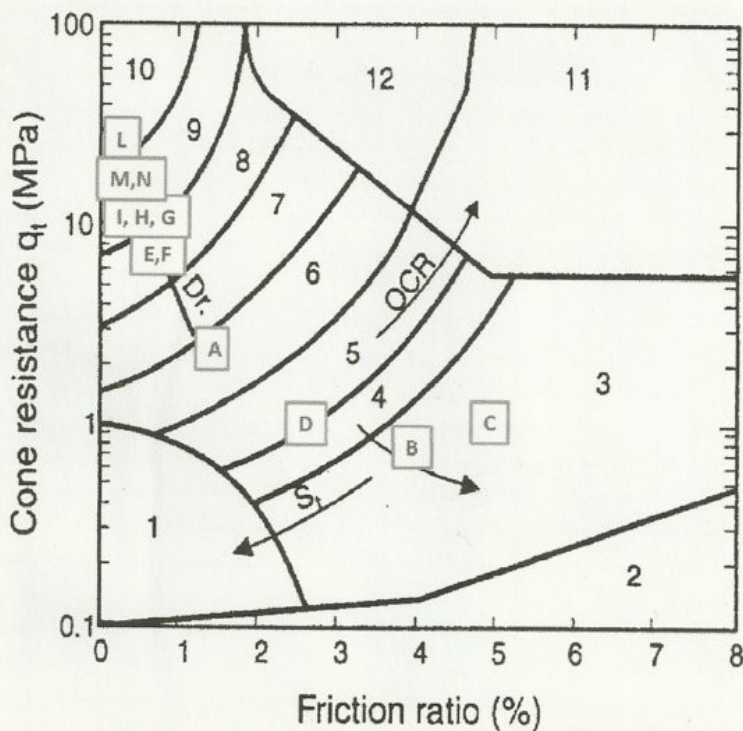
Nella seguente tabella sono riportati i valori dei dati prestando attenzione che  $f_s$  sia soltanto due decimali mentre nei calcoli viene usato con 3 cifre.

Con  $FR = 1,47\%$  e  $q_c = 2,17$  MPa entro nel diagramma di Robertson conoella e definisce il punto A

SBT → soil behavior Type = classificazione che indica il tipo di comportamento del terreno.

punto A → SBT = 6 → sabbia limosa / limo sabbioso.

	z (m)	$q_c$ (MPa)	$f_s$ (MPa)	$f_s/q_c$ (%)	S.B.T.	Descrizione
A	2	2,17	0,03	1,47	6	Sabbia limosa / limo sabbioso
B	4	0,82	0,03	4,02	3	Argilla
C	6	0,97	0,05	4,95	3	Argilla
D	8	0,97	0,03	2,58	4	Limo argilloso - argilla
E	10	7,27	0,07	0,89	8	Sabbia - Sabbia limosa
F	12	7,04	0,05	0,68	8	Sabbia - Sabbia limosa
G	14	9,37	0,05	0,48	9	Sabbia
H	16	10,49	0,07	0,63	9	Sabbia
I	18	9,97	0,02	0,24	9	Sabbia
L	20	24,80	0,04	0,15	10	Sabbia ghiaiosa - Sabbia
M	22	16,71	0,03	0,18	9	Sabbia
N	24	17,46	0,07	0,39	9	Sabbia



### 3) STIMA DENSITÀ RELATIVA (da CPT a SPT)

#### - Relazione di Skempton

La relazione di Skempton si applica solo per quei punti dove si sono misurati i valori di colpi ( $N$ ) della SPT per avere l'infissione di 15 cm nel terreno.

Se cioè la prova prevede 3 infissioni e la prima infissione ( $N_1$ ) viene esclusa, nei calcoli usiamo la profondità di arrivo della seconda infissione → ricorre il valore medio dei 30 cm investigati della 2° e 3° infissione.

esempio di calcolo:

→ dalla scheda sondaggio:

(A)  $z = 12 \text{ m}$   
 12,15 m → 8 →  $N_1$   
 12,30 m → 11 →  $N_2$   
 12,45 m → 14 →  $N_3$

Assumo  $z = 12,30 \text{ m}$  per il punto A

$$\sigma_v(A) = \gamma \cdot z = 18 \cdot 12,30 = 221,40 \text{ kPa}$$

$$u(A) = \gamma_w (z - 5,60) = 10 \cdot (12,30 - 5,60) = 67 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vo}(A) = \sigma_v - u = 221,4 - 67 = 154,40 \text{ kPa}$$

$$N_{SPT} = N_2 + N_3 = 11 + 14 = 25 \text{ colpi}$$

A  $z = 12 \text{ m}$  dal diagramma di Robertson-Caparella e dalla scheda di sondaggio ottengo che siamo in uno strato di sabbia medio fine limosa grigia.

$$C_N = \frac{z}{1 + \sigma'_{vo}/100} = \frac{z}{1 + 154,4/100} = 0,786 \sim 0,79$$

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} = 0,79 \cdot 25 = 19,75$$

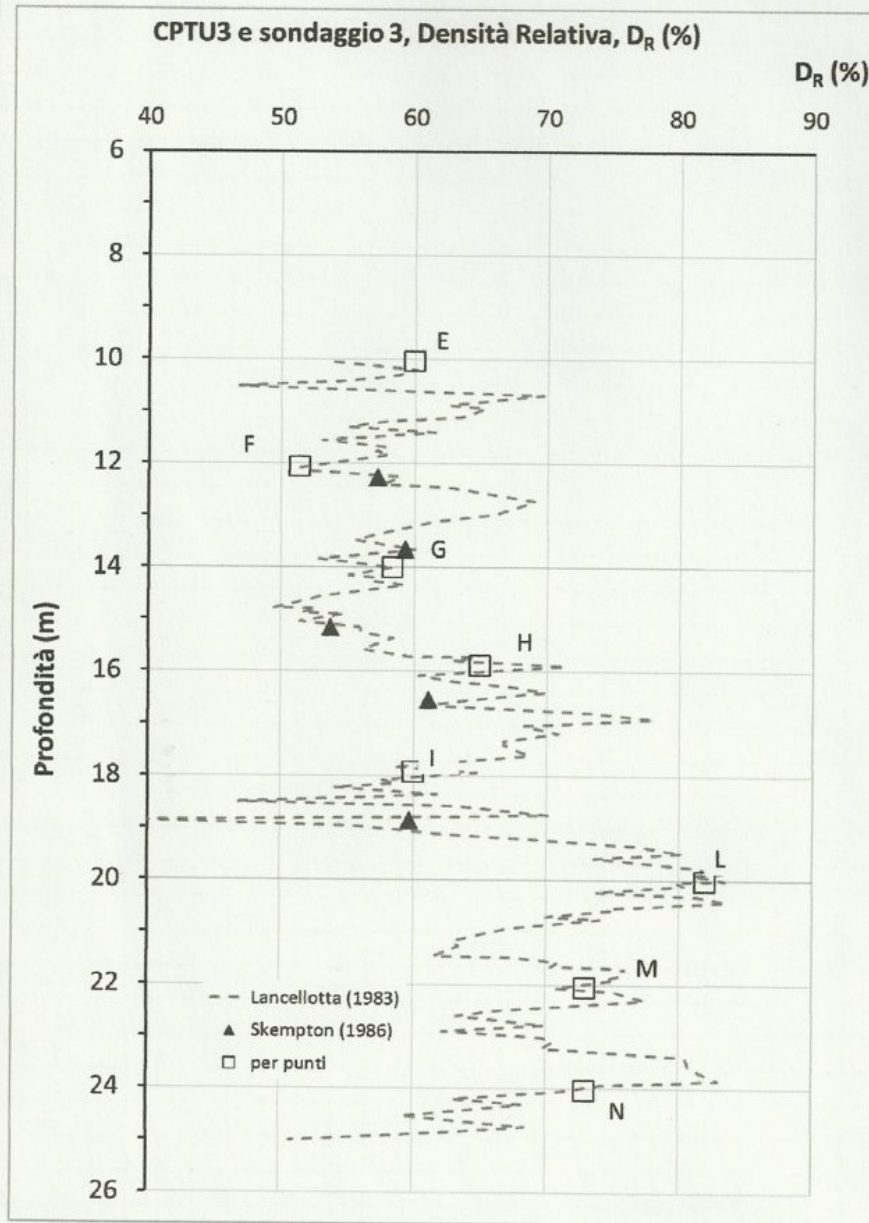
$$D_r = \sqrt{\frac{N_1}{60}} = \sqrt{\frac{19,75}{60}} \cdot 100 = 57,37 \% \rightarrow 57\%$$

Tabella riassuntiva:

z (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	NSPT	$C_N$	Dr da NSPT
12.30	221.4	154.4	25	0.79	57
13.80	248.4	166.4	28	0.75	59
15.30	275.4	178.4	24	0.72	54
16.80	302.4	190.4	29	0.77	61
18.80	338.4	206.4	29	0.74	60

← Relazione con sabbie grossolane

3 - Densità relativa da CPT e da SPT



4) STIMA ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DISPONIBILE

La formula di Bolton è ~~fondamentale~~ dove la variazione di angolo di resistenza al taglio ( $\Delta\phi' = \phi' - \phi'_{cu}$ ) dev'essere inferiore a  $12^\circ$ . Se ottengo un valore superiore mi associo  $\phi' = \phi'_{cu} + 12^\circ$

A questo punto è fondamentale conoscere il valore della  $D_R$  calcolato nel punto precedente.

- stima con  $D_R$  di Skempton

Questa stima va fatta solo nei punti in cui si dispone di prove SPT

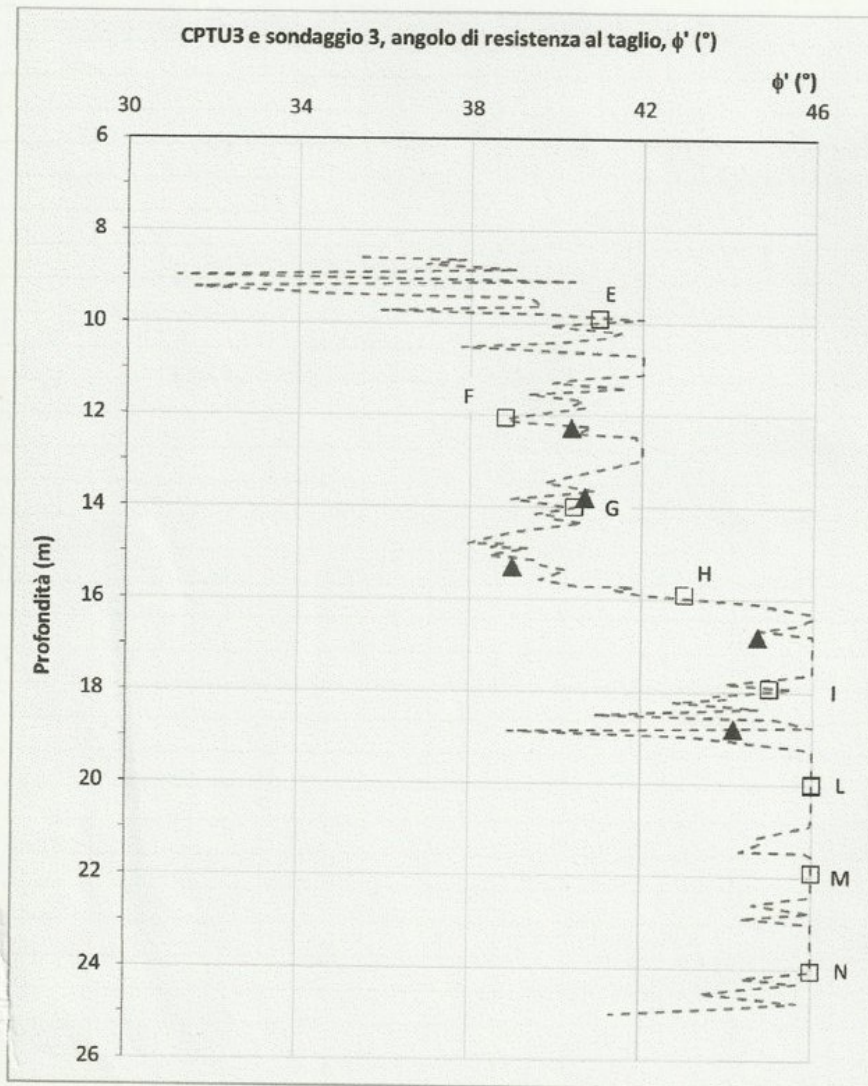
Si assumono:

$m = 5$  (semplice prova)

$p'_{ij} = \frac{2}{3} \sigma'_{vo}$

$D_i = D_R (10 - \ln p'_{ij}) - 1$

4 - Angolo di resistenza al taglio



5) STIMA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

Nelle argille tenere bisognerebbe usare la formula di KOUTSOFTAS e 1400

$$S_u = d'_{vo} (0,22 \pm 0,03) OCR^{0,8}$$

Nella pratica però non si conosce il valore di OCR, quindi usano la relazione di Levedoux e Beligh.

Dalla scelta di sondaggio emerge che è stato eseguito un Vane Test alle profondità di  $z = 4,20 \text{ m}$ ,  $z = 5,20 \text{ m}$  e  $z = 8,50 \text{ m}$

Esempio di calcolo:

$$z = 4,20 \text{ m} ; N_c = 17 ; q_c = 910 \text{ kPa}$$

$$d'_{vo} = 4,20 \cdot 18 = 75,6 \text{ kPa}$$

$$S_u = \frac{q_c - d'_{vo}}{N_c} = \frac{910 - 75,6}{17} = 49,08 \text{ kPa}$$

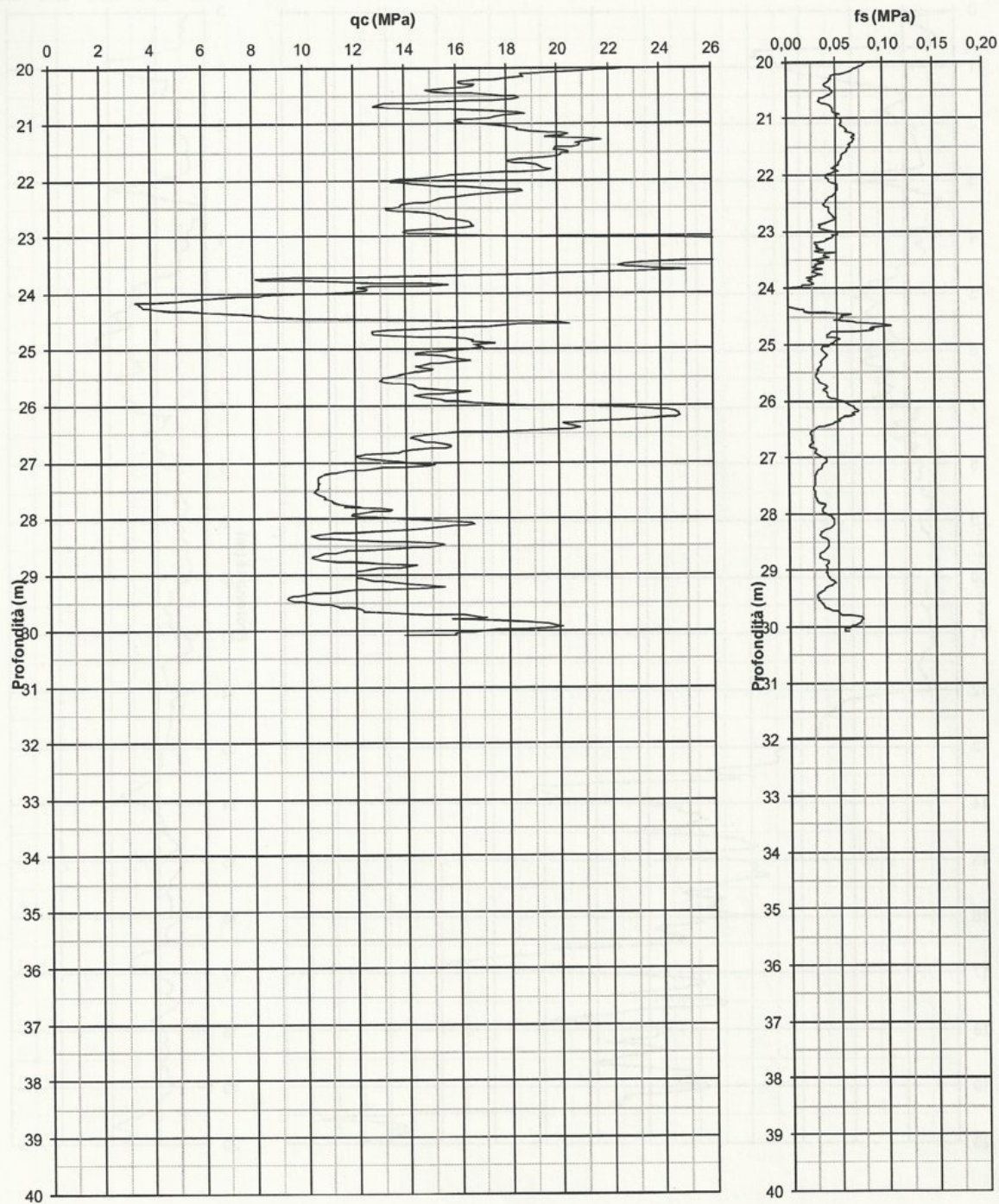
## SCHEDA DI SONDAGGIO

**COMMITTENTE** ARGINE SPERIMENTALE SUL FIUME PO-IN LOC. S. MARTINO-VIADANA (MN)  
**CANTIERE** ARGINE SPERIMENTALE SUL FIUME PO-IN LOC. S. MARTINO-VIADANA (MN)  
 PERFORAZIONE N. S5 DATA INIZIO 07-06-2000 ULTIMAZIONE 09-06-2000  
 COORDINATE: Nord Est QUOTA P.C. = ATTREZZATURA MUSTANG A.65

Da m	0,00	A m	20,00	Profondità Fidele m	25,00	S.P.T.	
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA						N	H
Argilla deb., limosa e deb., ghiaiolosa nocciola con lenti limose sabbiose. Sabbia fine con limo nocciola. A. sabbia fine con limo nocciola B. sabbia fine con limo nocciola							
Sabbia fine limosa nocciola. A. sabbia fine con limo nocciola B. argilla deb., limosa nocciola con frustoli vegetali Argilla deb., limosa nocciola con frustoli vegetali.							
Sabbia fine limosa nocciola. A. sabbia limosa nocciola B. argilla con limo nocciola ricca in R.V. Argilla deb., limosa nocciola, vari R.V. ed elementi di ghiaia.							
A. argilla deb., limosa nocciola B. argilla deb., limosa nocciola con punti di limo sabbioso Argilla deb., limosa nocciola con punti limosi ed abbondanti R.V. sparsi.							
A. argilla deb., limosa nocciola B. argilla deb., limosa grigia con R.V. Argilla deb., limosa grigia più o meno ricca in R.V.							
A. argilla deb., limosa grigia B. argilla limosa grigia Argilla deb., limosa grigia con abbondanti R.V. sparsi.							
Da 11,40 a 11,50 limo sabbioso grigio. Da 11,50 a 12,50 sabbia fine limosa grigia.							
Da 12,50 a 13,00 argilla deb., limosa grigia con R.V. sparsi. Da 13,00 a 13,30 sabbia fine limosa grigia. Da 13,30 a 13,50 livello argilloso deb., limoso grigio con R.V. Sabbia fine deb., limosa grigia.							
Sabbia fine e media deb., limosa grigia. Da 17,90 a 18,00 sabbia grossa ghiaiolosa grigia, d(max) ghiaia 0,5 cm. Sabbia media deb., limosa grigia.							

PROVE IN FORO	T.C.F. %	S.C.F. %	R.O.D. %	DIMENSIONE SEZIONI	VANES TEST	RILIEVO H <sub>2</sub> O DURANTE LA PERFORAZIONE				NOTE															
						PROF. FORO	PROF. RIVEST.	SERA GG	MATTINA GG																
<input type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T.																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA VANES TEST																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE SEMIDISTURBATO-PARETI GROSSE																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO PARETI SOTTILI																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO A PISTONE																									
<input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO ROTATIVO																									

### CPTU 1 – SAN MARTINO DI VIADANA





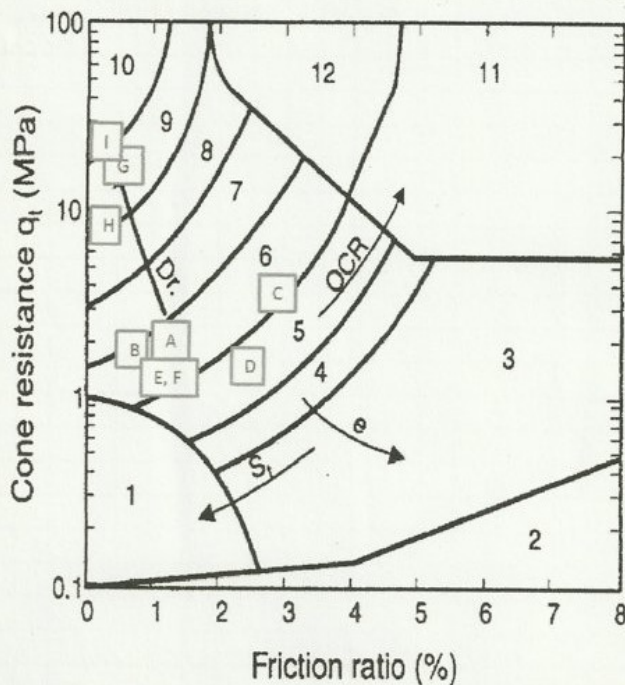
## Svolgimento CPTU 1

### 1) IDENTIFICARE IL TERRENO

Si eseguono le rotazioni di  $(q_c, f_s)$  ogni 2m e riporto i valori nella seguente tabella.

	z (m)	$q_c$ (MPa)	$f_s$ (MPa)	$f_s/q_c$ (%)	S.B.T.	Descrizione
A	2	1.7450	0.0240	1.37	6	Sabbia limosa / limo sabbioso
B	4	1.7450	0.0136	0.78	6	Sabbia limosa / limo sabbioso
C	6	3.5772	0.1043	2.92	5	Argilla limosa
D	8	1.3960	0.0339	2.43	5	Argilla limosa
E	10	1.2215	0.0120	0.99	6	Sabbia limosa / limo sabbioso
F	12	1.1342	0.0131	1.15	6	Sabbia limosa / limo sabbioso
G	14	10.8188	0.0601	0.56	9	Sabbia
H	16	8.2014	0.0220	0.27	8	Sabbia / sabbia limosa
I	18	11.6040	0.0369	0.32	10	Sabbia ghiaiosa - Sabbia
L	20	23.0336	0.0724	0.31	10	Sabbia ghiaiosa - Sabbia
M	22	13.7027	0.0419	0.31	10	Sabbia ghiaiosa - Sabbia
N	24	8.2568	0.0212	0.26	8	Sabbia / sabbia limosa
O	26	17.1284	0.0395	0.23	10	Sabbia ghiaiosa - Sabbia
P	28	11.8581	0.0349	0.29	9	Sabbia
Q	30	16.0743	0.0558	0.35	9	Sabbia

Tramite il grafico di Robertson e Campanella ottengo i valori di SBT e definisco lo stato che interviene ogni punto.



Si nota che lo stato di argilla è al piano compagna.

Risultati ottenuti di  $D_r$ :

$z$ (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	NSPT	$c_N$	Dr da NSPT
14.3	257.4	114.4	13	0.56	44.96
15.8	284.4	126.4	12	0.52	42.03
17.3	311.4	138.4	14	0.49	44.24
19.3	347.4	154.4	11	0.45	39.39

- relazione di Lunelli

Tale relazione permette di calcolare  $D_r$  per un unico viaggio di punta noto ( $\sigma'_v, q_c$ )

	$z$ (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	DR (%)
F	12	216	96	1.13	4
G	14	252	112	10.82	69
H	16	288	128	8.20	58
I	18	324	144	11.60	67
L	20	360	160	23.03	86
M	22	396	176	13.70	69
N	24	432	192	8.26	53
O	26	468	208	17.13	73
P	28	504	224	11.86	61
Q	30	540	240	16.07	69

Allo profondità  $z = 12$  m (punto F) si ha  $D_r = 4\%$  che è un valore di densità riferito a un materiale a grana fine come sabbia limosa o limo sabbioso che è un valore diverso da quello ipotizzato utilizzando il solo grafico di Robertson - Campanella.

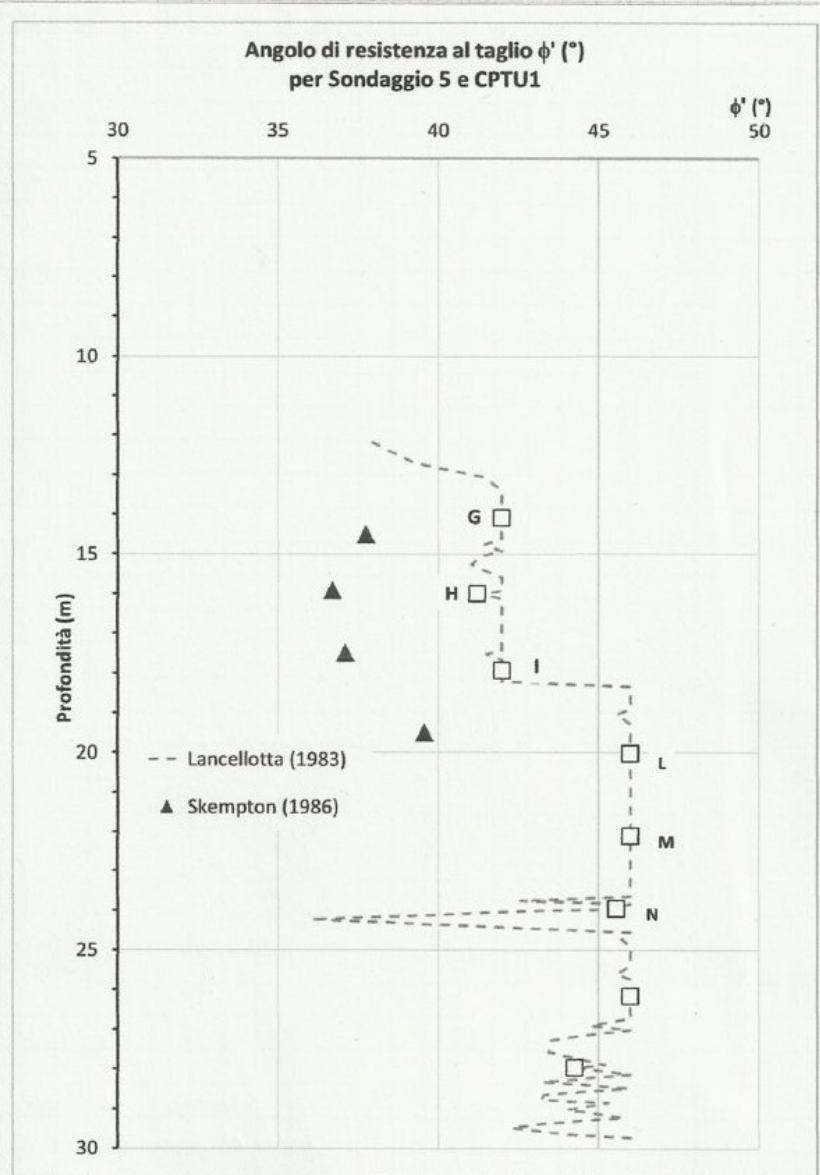
Nel punto F si trova infatti uno strato di limo sabbioso.

Si riporta il grafico della densità relativa

- stima con DR di Lancellotta

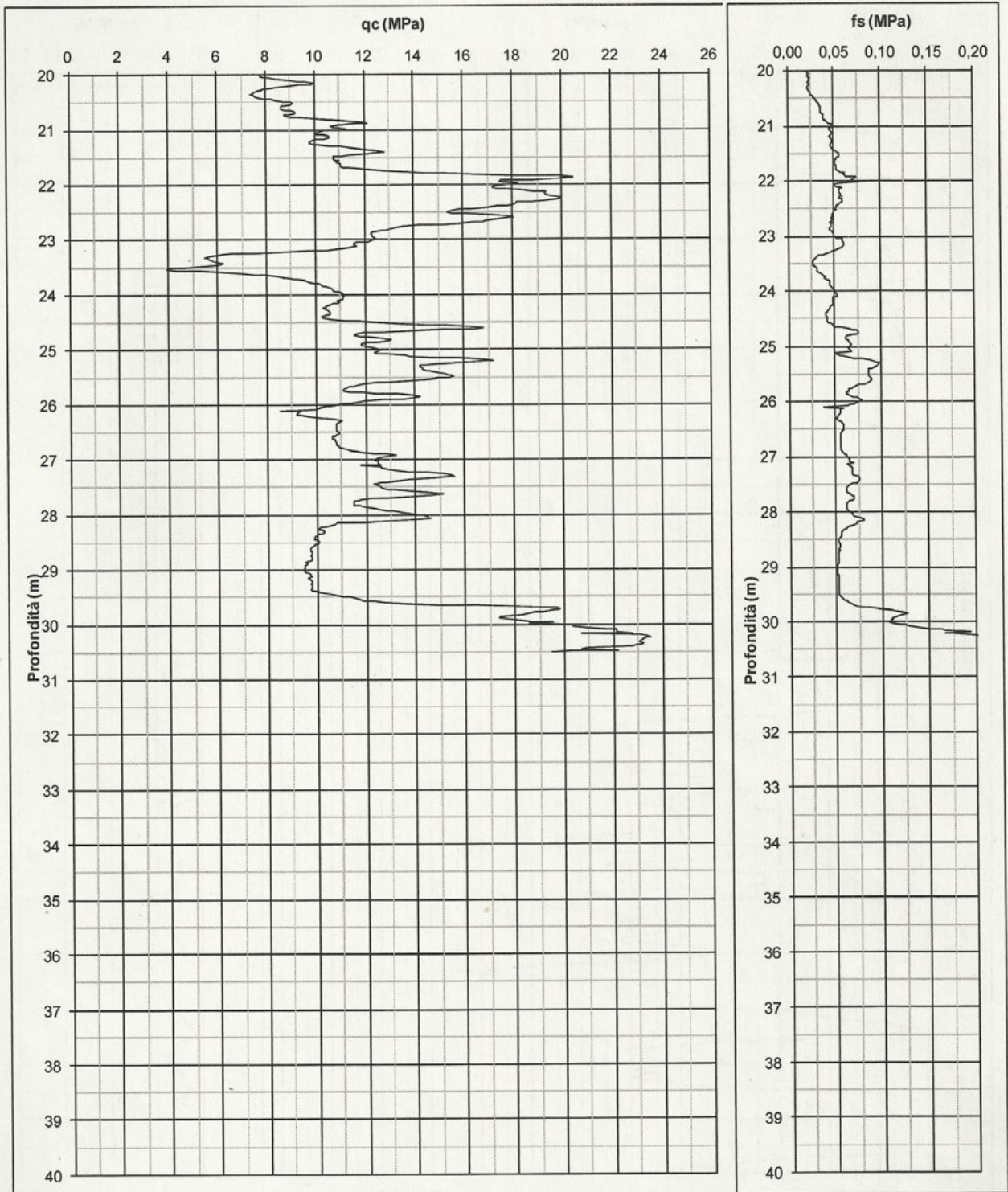
	z(m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	qc (MPa)	DR (%)	DI	stima $\phi'$
F	12	216	96	1,13	4	-0,77	26,17
G	14	252	112	10,82	69	2,92	42,00
H	16	288	128	8,20	58	2,22	41,10
I	18	324	144	11,60	67	2,64	46,00
L	20	360	160	23,03	86	3,58	46,00
M	22	396	176	13,70	69	2,61	46,00
N	24	432	192	8,26	53	1,73	38,64
O	26	468	208	17,13	73	2,70	46,00
P	28	504	224	11,86	61	2,05	44,23
Q	30	540	240	16,07	69	2,40	45,99

Infine si riportano i valori dei  $\phi'$  netti:



SCHEDA DI SONDAGGIO									
<b>COMMITTENTE</b> <b>CANTIERE ARGINE SPERIMENTALE SUL FIUME PO-IN LOC. S. MARTINO-VIADANA (MN)</b> PERFORAZIONE N. S4 ..... DATA INIZIO 02-06-2000 ..... DATA FINE 06-06-2000 ..... COORDINATE: Nord ..... Est ..... QUOTA P.C. = ..... ATTREZZATURA = MUSTANG A.65 .....									
DATA	A.M.	PROFONDITÀ FINALE m	PROFONDITÀ m da p.c.	STRATIGRAFICA	TIPO	NUMERO	PROFONDITÀ m da p.c.	STABILITÀ	S.P.T.
DESCRIZIONE STRATIGRAFICA									
limo sabbioso nocciola con livelli argilloso-sabbiosi e R.V. sabbia medio-fine limosa nocciola			1.20						
A. limo argilloso deb. sabbioso nocciola B. limo argilloso deb. sabbioso nocciola limo sabbioso nocciola con frustoli vegetali			3.00			A	3.00		
A. argilla con limo deb. sabbiosa nocciola, rari noduli calcarei B. argilla limosa nocciola argilla con limo nocciola contenente rari noduli calcarei			3.70			B	3.60		
A. limo argilloso nocciola B. argilla deb. limosa nocciola argilla limosa nocciola con lenti limoso-sabbiose e R.V. sparsi			4.50			C	4.50		
A. argilla deb. limosa nocciola B. limo sabbioso grigio argilla limosa grigia con livellenti limosi-sabbiosi e frustoli vegetali			5.40			D	5.10		
A. argilla limosa deb. sabbiosa grigia B. argilla deb. limosa grigia argilla deb. limosa grigia con punti nocciola, lenti di limo sabbioso			5.80			E	5.50		
limo sabbioso grigio sabbia fine con limo grigio A. sabbia fine con limo con limo grigio B. sabbia fine limosa grigia sabbia fine con limo grigio			7.80			F	6.70		
sabbia fine limosa grigia sabbia fine deb. limosa grigia con livelli di limo sabbioso			8.20			G	8.10		
			12.90			3	12.00		
			13.15			4	12.75		
			15.6			5	15.60		
						3	16.50		
						4	16.65		
						9	16.80		
						3	16.95		
						4	18.00		
						6	18.15		
						3	18.30		
						3	18.45		
PROVE IN FORO: <input checked="" type="checkbox"/> PERMEABILITÀ LEFRANC <input checked="" type="checkbox"/> VANE TEST <input type="checkbox"/> DIMENSIONE SPEZZIONI <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T. <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA VANE TEST <input type="checkbox"/> SPEZZIONE DI CAROTA <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO PARETI SOTTILI <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO A PISTONE <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO ROTATIVO									
MANOVRA DI CAROTAGGIO	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	OMESIONE SPEZZIONI	PROVE	STRUMENTAZIONE	PERFORAZIONE	ATTREZZATURE	DATA
	100				1			CAROTAGGIO CONTINUO A SECCO	02/06/2000
					2			CAROTERE SEMPLICE Ø 101 mm	05/06/2000
					3				13.00
									06/06/2000
									20.00
NOTE: MATERIALE RIPOSTO IN N° 6 CASSETTE CATALOGATICI RIPIEMLTO FORO CON MISCELA CEMENTIZIA VANE TEST: 6.30 m: max 0.95 Kg/cmq res. 0.32 Kg/cmq 10.50 m: max 0.42 Kg/cmq res. 0.15 Kg/cmq 12.70 m: max 0.57 Kg/cmq res. 0.18 Kg/cmq									
PROF. FORO: 25.00    PROF. RIVEST. 25.00    SERA GG 06/06    H 10.90    MATTINA H PAG. 1    DI 2									

### CPT E 5 – SAN MARTINO DI VIADANA



	z(m)	$\sigma_{vo}$	u	$\sigma'_{vo}$	qc
A	2	36	0	36	1,2
B	4	72	0	72	4
C	6	108	0	108	0,9
D	8	144	0	144	2
E	10	180	0	180	5,8
F	12	216	11	205	10,4
G	14	252	31	221	13
H	16	288	51	237	9
I	18	324	71	253	11
L	20	360	91	269	7,8
M	22	396	111	285	18
N	24	432	131	301	11,1
O	26	468	151	317	11
P	28	504	171	333	14,2
Q	30	540	191	349	30

### 3) STIMA DENSITA' RELATIVA

#### - Relazione di Skempton

z(m)	$\sigma_{vo}$	$\sigma'_{vo}$	NSPT	Cu	Dr
16,10	202,4	243,4	13	0,58	36
18,30	324,4	255,4	9	0,56	29

#### - Relazione di Lunellotto

z(m)	$\sigma_{vo}$	u	$\sigma'_{vo}$	qc	Dr
16	288	51	237	9	52
18	324	71	253	11	57
20	360	91	269	7,8	46

La differenza fra i valori nelle due relazioni è netta.

### 4) STIMA ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DISPONIBILE

#### - Stima con Dr di Skempton

z(m)	$\sigma'_{vo}$	NSPT	Dr	DI	$\varphi'$
16,8	243,4	13	36	0,74	33,7
18,3	255,4	9	29	0,41	32,1

#### - Stima con Dr di Lunellotto

DOC. 023CM00

RILIEVO H<sub>2</sub>O DURANTE LA PERFORAZIONE

CAMPIONE RIMANEGGIATO  
CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T.  
CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T.

SCHEDA DI SONDAGGIO

## Capacità portante

### esercizio 1

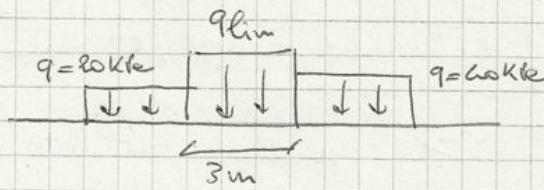
- Fondazione unitaria

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 32^\circ$$

$$c' = 0$$

no folds



Calcolare  $q_{lim}$ ,  $N_{lim}$

Formula capacità portante - condizioni drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q$$

Seccore non c'è folds:  $\gamma' = \gamma - \gamma_w \rightarrow \gamma' = \gamma$

Dalle tabelle:  $N_\gamma = 30,22$  ;  $N_q = 23,18$

Sceglia come meccanismo di rottura quello riferito al carico minore  
 $q = 20 \text{ kPa}$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 18 \cdot 3 \cdot 30,22 + 20 \cdot 23,18 = 1279,54 \text{ kPa}$$

→ ipotesi di incertezza sul valore di  $\varphi'$  (non essendo noto a priori)

$$\varphi' = 30^\circ \quad N_\gamma = 22,40 \quad ; \quad N_q = 18,46$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 18 \cdot 3 \cdot 22,40 + 20 \cdot 18,46 = 974 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 34^\circ \quad N_\gamma = 41,06 \quad ; \quad N_q = 29,44$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 18 \cdot 3 \cdot 41,06 + 20 \cdot 29,44 = 1697,42 \text{ kPa}$$

1) Osservazione: Con un'incertezza di  $\pm 2^\circ$  sul valore di  $\varphi'$  ho risultati molto differenti.  
La differenza fra i 3 casi è molto incerta: i termini  $N_\gamma, N_q, N_c$  sono dipendenti non linearmente da  $\varphi'$

$\varphi'$	$q_{lim}$	%
30	974	-24
32	1279,54	
34	1697,42	+32

Questo aspetto è considerato nelle normative.

2) Nella pratica bisogna prestare molta attenzione al carico distribuito  $q$   
→ potrebbe non essere sempre presente durante la vita della fondazione.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + q N_{\varphi}$$

$$q_{lim}(34) = \frac{1}{2} 18 \cdot 2,5 \cdot 41,06 + 1,5 \cdot 18 \cdot 29,84 = 1718,73 \text{ KPa}$$

$$q_{lim}(36) = \frac{1}{2} 18 \cdot 2,5 \cdot 56,31 + 1,5 \cdot 18 \cdot 37,75 = 2286,23 \text{ KPa}$$

$$q_{lim}(38) = \frac{1}{2} 18 \cdot 2,5 \cdot 78,03 + 1,5 \cdot 18 \cdot 48,93 = 3076,79 \text{ KPa}$$

$$N_{lin}(34) = 1718,73 \cdot 2,5 = 4296,83 \text{ kN}$$

$$N_{lin}(36) = 2286,23 \cdot 2,5 = 5715,58 \text{ kN}$$

$$N_{lin}(38) = 3076,79 \cdot 2,5 = 7691,98 \text{ kN}$$

Caso 2 : soggetto  $n+N$

$$e = \frac{n}{N} = \frac{400}{1000} = 0,40 \text{ m}$$

$$B_e = B - 2 \cdot e = 2,5 - 2 \cdot 0,40 = 1,70 \text{ m}$$

$$q_{lim}(34) = \frac{1}{2} 18 \cdot 1,7 \cdot 41,06 + 1,5 \cdot 18 \cdot 29,84 = 1423 \text{ KPa}$$

$$q_{lim}(36) = \frac{1}{2} 18 \cdot 1,7 \cdot 56,31 + 1,5 \cdot 18 \cdot 37,75 = 1880,79 \text{ KPa}$$

$$q_{lim}(38) = \frac{1}{2} 18 \cdot 1,7 \cdot 78,03 + 1,5 \cdot 18 \cdot 48,93 = 2514,97 \text{ KPa}$$

$$N_{lin}(34) = 1423 \cdot 1,7 = 2419,1 \text{ kN}$$

$$N_{lin}(36) = 1880,79 \cdot 1,7 = 3197,34 \text{ kN}$$

$$N_{lin}(38) = 2514,97 \cdot 1,7 = 4275,45 \text{ kN}$$

Fattori di sicurezza globali:

A) Nell'ipotesi di  $\varphi' = 36^\circ$  con carico centrato ho  $N_{lin} = 5715,68 \text{ kN}$

$$F_s = \frac{N_{lin}}{N} = \frac{5715,68}{1000} = 5,72$$

Le vecchie norme prevedevano  $F_s \geq 3$  quindi  $F_s = 5,72$  sono molto lontano dalla rottura.

Usò  $F_s$  perché ho molte incertezze, fornisce di  $\varphi'$ , tipo di materiale, reale carico agente...



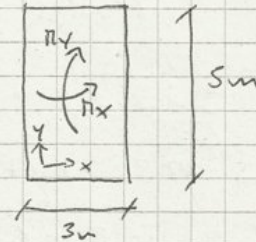
$$N_{lim} = q_{lim} \cdot B_e \cdot L = 1785,26 \cdot 1,7 \cdot 6 = 18209,71 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{18209,71}{6000} = 3,04$$

Esercizio 4

Fondazione superficiale

terreno a grana fine : Argilla :  $c' = 5 \text{ kPa}$   
 $\varphi' = 24^\circ$   
 $OCR = 5$



$$\begin{cases} N = 600 \text{ kN} \\ M_x = 60 \text{ kNm} \\ M_y = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} H_x = 35 \text{ kNm} \\ H_y = 0 \end{cases}$$

$$D = 20 \text{ m} \quad \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad q = 0$$

Calcola capacità portante:

- lungo termine (condizioni drenate)
- breve termine (condizioni non drenate)

CAPACITÀ PORTANTE - CONDIZIONI DRENATE -

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_e N_\gamma S_\gamma i_\gamma + q' N_q S_q i_q + c' N_c S_c i_c$$

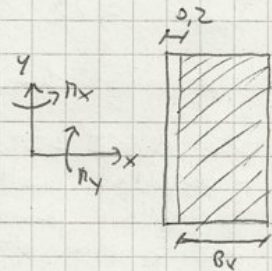
Osservazioni:

1) Non si tiene il fatto di approfondimento "d" della fondazione non viene considerato, d > 1 è fattore di sicurezza.

2)  $B_r = B - 2e$

3)  $q'$  carico agente sul piano di fondazione

$$B_r = 3 - 2 \left( \frac{60}{600} \right) = 2,801 \text{ m}$$



Con  $\varphi' = 24^\circ$   $N_\gamma = 9,44$  ;  $N_q = 9,60$  ;  $N_c = 19,32$

$$q' = (\gamma - \gamma_w) D = 2 \cdot 10 = 20 \text{ kPa}$$

Fattori correttivi:

$$S_\gamma = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B_r}{L} = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin 24}{1 - \sin 24} \frac{2,8}{5} = 1,13 = S_\gamma$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B_r}{L} = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin 24}{1 - \sin 24} \frac{2,8}{5} = 1,27$$

$$m = \frac{2 + B_r/L}{1 + B_r/L} = \frac{2 + 2,8/5}{1 + 2,8/5} = 1,64$$

$$F_s = \frac{2607,72}{600} = 4,34$$

### Esercizio 5

Terrreno = ghiaia grossa  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi' = 32^\circ ; c' = 0 ; \text{fatta a PC} ; D = 1 \text{ m}$$

$$q' = 10 \text{ kPa}$$

Calcolare la q<sub>lim</sub> con:

1)  $N = 1600 \text{ kN}$

2)  $N = 1600 \text{ kN} ; M_x = 0 ; M_y = 700 \text{ kNm}$

3)  $N = 1800 \text{ kN} ; M_x = -350 \text{ kNm} ; M_y = 420 \text{ kNm}$

punto 1

$$N_x = 30,22 ; N_q = 23,18 ; N_c = 0$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_x S_x + q N_q S_q$$

$$S_x = S_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L} = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin 32}{1 - \sin 32} \frac{3}{4} = 1,24$$

$$d_q, g, b, i = 1$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 3 \cdot 30,22 \cdot 1,24 + 10 \cdot 23,18 \cdot 1,24 = 737,11 \text{ kPa}$$

$$N_{lim} = 737,11 \cdot 3 \cdot 4 = 8845,32 \text{ kN}$$

$$F_s = \frac{8845,32}{1600} = 5,53$$

punto 2

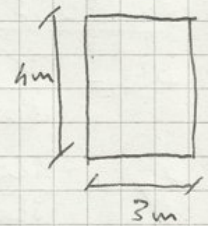
$$e_y = \frac{700}{1600} = 0,44 \text{ m}$$

$$L_R = L - 2e_y = 4 - 2 \cdot 0,44 = 3,12 \text{ m}$$

$$S_x = S_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin 32}{1 - \sin 32} \frac{3}{3,12} = 1,31$$

$$d_q = 1 \text{ (riavvicinato)} ; i, b, g = 1 \text{ piedi } h = 0$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 3 \cdot 30,22 \cdot 1,31 + 10 \cdot 23,18 \cdot 1,31 = 778,72 \text{ kPa}$$



## Cedimenti su argille

### Esercizio 1

cedimento elastico - fondazione circolare

$$N = 3,6 \text{ MN} \quad R = 3 \text{ m}$$

argilla 1 :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

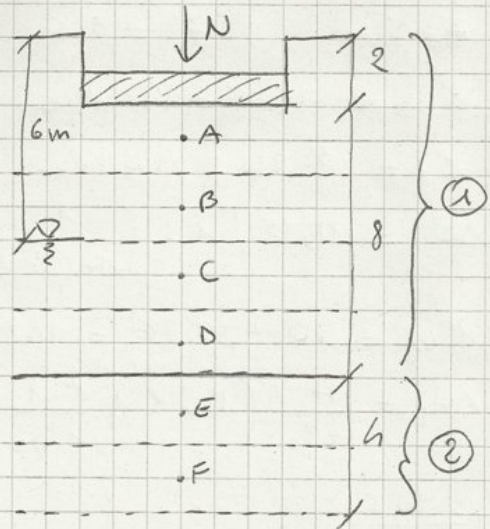
$$C_c = 0,28 \quad C_r = 0,06$$

$$e_0 = 0,5 \quad OCR = 2$$

argilla 2 :  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$$C_c = 0,35 \quad C_r = 0,1$$

$$e_0 = 0,6 \quad OCR = 1,2$$



I punti A-F sono in verticale di uno stesso di 2m dove calcola il cedimento

$$q = \frac{N}{\pi R^2} = \frac{3600}{\pi 3^2} = 127,32 \text{ kPa}$$

$$\Delta q = q - \gamma D = 127,32 - 18 \cdot 2 = 91,32 \text{ kPa}$$

### punto A

$$z = 3 \text{ m} \quad z' = 1 \text{ m} \quad \sigma'_{v0} = 3 \cdot 18 = 54 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_p = 2 \cdot 54 = 108 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma'_v = \Delta q \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (R/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

$$= 91,32 \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (3/1)^2} \right)^{3/2} \right] = 91,32 \cdot 0,97 = 88,58 \text{ kPa}$$

$z'$  non sono i 3m dal piano campagna, ma l'approfondimento del piano di posa.

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v = 54 + 88,58 = 142,58 \text{ kPa} > \sigma'_p$$

$$\Delta e = -C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} - C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$$

$$= 0,06 \log \frac{108}{54} - 0,28 \log \frac{142,58}{108} = -0,052$$

$$\varepsilon = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,052}{1 + 0,5} = 0,035 = 3,5\%$$

$$\Delta H_A = H_A \cdot \varepsilon = 2 \cdot 0,035 = 0,07 \text{ m}$$

punto E

$$z = 11 \text{ m} \quad ; \quad z' = 9 \text{ m}$$

$$\sigma'_{vo} = 10 \cdot 18 - 5 \cdot 20 + 1 \cdot 20 = 150 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_p = 150 \cdot 1,2 = 180 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma'_v = 91,32 \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (3/9)^2} \right)^{3/2} \right] = 13,35 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vf} = 150 + 13,35 = 163,35 \text{ kPa} < \sigma'_p$$

$$\Delta H_E = \frac{2}{1+0,5} \left( 0,06 \log \frac{163,35}{150} \right) = 0,005 \text{ m}$$

l'ultimo cedimento non è rilevante.

$$S_{ed} = \sum \Delta H_i = 10,8 \text{ cm}$$

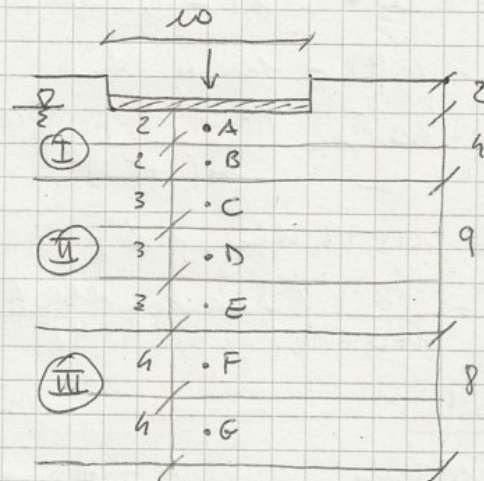
Esercizio 2

Ⓘ  $e_0 = 0,70$      $C_c = 0,32$      $C_r = 0,08$   
 $OCR = 1,5$      $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Ⓙ  $e_0 = 0,60$      $C_c = 0,20$      $C_r = 0,06$   
 $OCR = 1,2$      $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Ⓚ  $e_0 = 0,60$      $C_c = 0,35$      $C_r = 0,09$   
 $OCR = 1,1$      $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

$q = 80 \text{ kPa}$      $S_{ed} = ?$



Scelta stratigrafica riportata in figura:

$$q' = 80 - 2 \cdot 20 = 40 \text{ kPa}$$

punto A

$$z = 3 \text{ m} \quad ; \quad z' = 1 \text{ m}$$

$$\sigma'_{vo} = 3 \cdot 20 - 1 \cdot 20 = 50 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_p = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma'_v = 40 \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (5/1)^2} \right)^{3/2} \right] = 39,70 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{vf} = 89,70 \text{ kPa} > \sigma'_p$$

$$\Delta H_A = \frac{2}{1+0,7} \left( 0,08 \log \left( \frac{75}{50} \right) + 0,32 \log \frac{89,70}{75} \right) = 4,6 \text{ cm}$$

## Cedimento su sabbie

### Metodo Burland e Burbridge

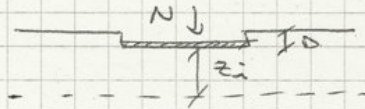
#### Esercizio 1

pilino rettangolare

$$B = 3 \text{ m} ; L = 4 \text{ m} ; D = 2,50 \text{ m} ; t = 300 \text{ mm}$$

Sabbia grossolana  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  ;  $N = 3500 \text{ kN}$

no folds



Risultati SPT

$z \text{ (m)}$	$N_{SPT}$
1	10
3	16
4	20
6	21

$N_{SPT}$  aumenta con la profondità

$$z_i = B^{0,7} = 3^{0,7} = 2,16 \text{ m}$$

Se  $N_{SPT}$  diminuisce usare  $z_i = 2B$

Faccio la media delle  $N_{SPT}$  tra la profondità di  $D = 2,5 \text{ m}$  e  $D + z_i = 4,66 \text{ m}$ :

- non prendo i valori  $D < 2,5 \text{ m}$  in quanto il materiale pesante è stato tutto per far parte alla fondazione
- non prendo valori  $x > 4,66$  perché non c'è più significatività del bulbo delle tensioni

$$N_{AV} = \frac{16 + 20}{2} = 18$$

$$I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1/4}} = \frac{1,7}{18^{1/4}} = 0,0297$$

$$q = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{3500}{3 \cdot 4} = 291,67 \text{ kPa}$$

$$d'_{v0} = D \cdot \gamma = 2,5 \cdot 17 = 42,5 \text{ kPa}$$

$$\frac{2}{3} d'_{v0} = 28,33 \text{ kPa}$$

$f_H = 1$  non è presente uno strato rigido che intersechi la profondità.

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right) = 1 + 0,3 + 0,2 \log \frac{30}{3} = 1,5$$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 L/B}{L/B + 0,25} \right]^2 = \left[ \frac{1,25 \cdot 4/3}{4/3 + 0,25} \right]^2 = 1,11$$

$$S(\text{mm}) = d'_{v0} \cdot z_i \frac{I_c}{3} + (q' - d'_{v0}) z_i I_c$$

$$z_i = B^{0,7} = 10^{0,7} = 5,012 \text{ m}$$

$$z_i + D = 8,012 \text{ m}$$

$$3,5 \leq z \leq 8,012$$

Nella realtà ho un unico di scelta: posso fare la realtà su 14 sondaggi e considerare anche i 3 sondaggi relativi agli 8 m ed essere più cautelativi.

z (m)	BH1 - ( $N_{spT} = x.15 + x.30$ )	BH2	BH3
3,15	$16+18 = 34$	34	37
4,15	/	37	31
5,15	$16+17 = 33$	35	40
6,15	$18+19 = 37$	38	38
7,15	$19+18 = 37$	39	43

Considero solo i valori ( $x.15$  e  $x.30$ ) non il peso dei 3 valori.

$$N_{AV} = \frac{34+34+37+37+31+33+35+40+37+38+38+37+39+43}{14} = 36,64$$

$$I_c = \frac{1,7}{N_{AV}^{1/4}} = \frac{1,7}{36,64^{1/4}} = 0,011$$

Non viene considerato lo spessore dello strato puzza e grassoloso e non limoso.

$$d'_{vo} = D \cdot \gamma = 3 \cdot 17 = 51 \text{ kPa}$$

$$q = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{35000}{10 \cdot 20} = 175 \text{ kPa}$$

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \text{ c/B}}{0,25 \text{ c/B}} \right]^2 = \left[ \frac{1,25 \cdot 20/10}{0,25 \cdot 20/10} \right]^2 = 1,23$$

caso immediato:  $f_T = 1$

$$S(\text{mm})_{im} = \left( 175 - \frac{2 \cdot 51}{3} \right) \cdot 5,012 \cdot 0,011 \cdot 1,23 \cdot 1 = 9,56 \text{ mm}$$

caso 30 anni:  $f_T = 1 + 0,3 + 0,2 \log \frac{30}{5} = 1,5$

$$S(\text{mm})_{30} = S_{im} \cdot 1,5 = 9,56 \cdot 1,5 = 14,34 \text{ mm}$$

## Metodo di Schmertmann

### Esercizio 1

Si presentano i valori di resistenza alla punta  $q_c$  misurati in una prova CPT condotta in un deposito sabbioso. Utilizzando il metodo di Schmertmann, calcolare il cedimento atteso a 30 anni per una fondazione avente pianta quadrata a lato  $B = 4$  m, con piano d'imposta 2 m sotto il piano campagna. Il peso di volume del terreno è  $\gamma = 18 \text{ kN m}^{-3}$ , non è presente falda. I carichi di progetto sono  $N = 4.00 \text{ MN}$ ,  $M_x = 250 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,  $M_y = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

Il cedimento secondo il metodo di Schmertmann:

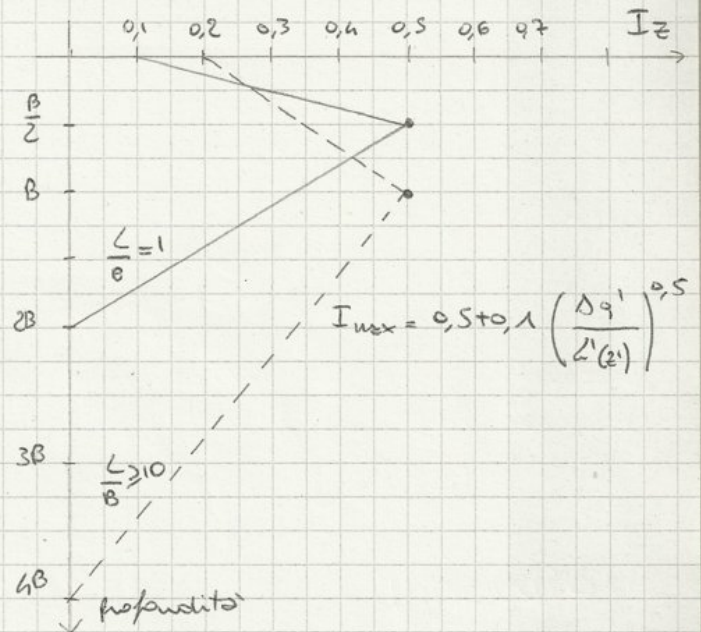
$$S = C_1 C_2 \Delta q \sum_i \left( \frac{I_z}{E} \Delta z_i \right)$$

$E =$  modulo elastico

$C_1 =$  coeff di approfondimento

$C_2 =$  coeff di tempo

$I_z =$  coeff di influenza



Calcolo  $I_{z,max}$ :

$$I_z(z=2\text{m}) = 0,1$$

$$z_i = D + \frac{B}{2} = 2 + \frac{4}{2} = 4 \text{ m}$$

$$q'_{v0} = 4 \cdot 18 = 72 \text{ kPa}$$

$$q = \frac{N}{B^2} = \frac{4000}{4^2} = 250 \text{ kPa}$$

Nel metodo di Schmertmann non considero i momenti.

$$\Delta q = q - q'_{v0} = 250 - 2 \cdot 18 = 214 \text{ kPa}$$

↑ all'approfondimento

$$I_{z,max} = 0,5 + 0,1 \left( \frac{214}{72} \right)^{0,5} = 0,672$$

Per calcolare i valori di  $q_c$  si utilizza il grafico del coefficiente di influenza ( $I_z$ ) e il diagramma di resistenza alla punta ( $q_c$ ).

Ripartiamo i valori nella seguente tabella:

strato	da, a	media	$q_c$	$I_z$	$\Delta z_i$	$F(\text{mm})$
1	2,00-3,00	2,5	9	0,24	1	2,31
2	3,00-4,80	3,9	15	0,58	1,80	5,96
3	4,80-6,80	5,8	17	0,47	2	4,74
4	6,80-8,20	7,5	9,5	0,28	1,4	3,53
5	8,20-10,00	9,1	24	0,1	2,8	0,65

dove  $F = \Delta q \frac{I_z}{2,5 q_c} \Delta z_i$   
 $\uparrow$  ——— assis simmetriche

$$\Sigma F = 2,31 + 5,96 + 4,74 + 3,53 + 0,65 = 17,19 \text{ mm}$$

Fattori correttivi:

$$C_1 = \max \left( 1 - 0,5 \left( \frac{d'_{vo}}{\Delta q} \right); 0,50 \right)$$

$$= \left( 1 - 0,5 \frac{2,18}{24} \right)$$

$$= \max(0,916; 0,50) = 0,916$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{9,1} = 1 + 0,2 \log \frac{30}{9,1} = 1,495$$

Cedimento:

$$S(\text{mm}) = C_1 C_2 \Delta q \sum_i \left( \frac{I_{z_i}}{2,5 q_{c_i}} \right) \Delta z_i$$

$$= 0,916 \cdot 1,495 \cdot 17,19 = 23,55 \text{ mm}$$



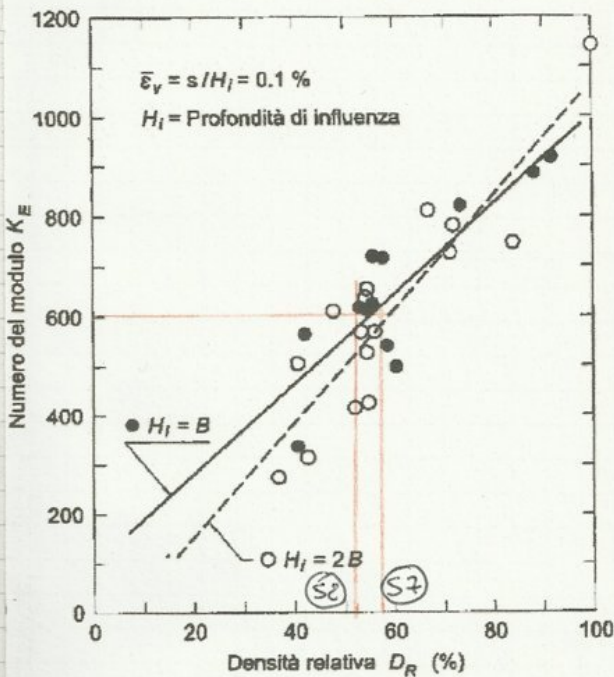
Densità relativa:

- per sabbie fini:  $D_R = \sqrt{\frac{C_{u1} \cdot N_{SPT}}{60}} = \sqrt{\frac{9,5 \cdot 32,67}{60}} = 0,52$

- per sabbie grossolane  $D_R = \sqrt{\frac{0,6 \cdot 32,67}{60}} = 0,57$

2) Valutazione del numero del modulo

Relazione tra numero del modulo  $k_E$  e densità relativa (Berardi e Lancellotta, 1993)



Entro nel grafico con il valore di  $D_R$  fino a incrociare le rette.

leggo quindi il valore del numero del modulo.

$k_E \approx 600$

Valore corrispondente di 2 calcoli della  $D_R$ .

3) Dipendenza dallo stato tensionale

L'influenza dello stato tensionale è presa in conto tramite la relazione di Janbu

$$E_{0,1} = k_E p_e \left( \frac{\sigma'_{v0} + 0,5 \sigma'_{h0}}{p_e} \right)^{0,5}$$

- Calcolo  $\Delta \sigma'_v$

Per tale calcolo faccio riferimento al libro di Newmark.

Esso calcola  $\Delta \sigma'_v$  sotto un lato della fondazione.

$z =$  profondità al di sotto di una spigola

Ma il metodo di Berardi-Lancellotta richiede il calcolo di  $\Delta \sigma'_v$  sotto il centro della fondazione  $\rightarrow$  siccome siamo in elasticità lineare vale il principio sovrapposizione effetti.

$$\Delta \sigma'_v = \int_{TOT} \cdot \Delta q = 0,784 \cdot 255 = 199,92 \text{ kPa} \sim 200 \text{ kPa}$$

- calcolo  $E_{0,1}$

$$E_{0,1} = k_e p_e \left( \frac{L'_{10} + 0,5 \Delta \sigma'_v}{p_e} \right)^{0,5}$$

$$= 600 \cdot 100 \left( \frac{304 + 0,5 \cdot 200}{100} \right)^{0,5} = 120598,51 \sim 120600 \text{ kPa}$$

4) Calcolo del cedimento

Formula Berardi - Lancellotta:  $\left(\frac{S}{B}\right)^{0,5} = \frac{\Delta q \cdot 125 \cdot I \cdot (1 - \nu^2)}{E_{0,1}}$

manca il coefficiente di influenza  $I$ :

Utilizzo la tabella di Tsytovich:

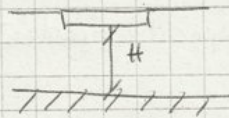
Coefficiente di influenza  $I$  per strato di spessore finito  $H$  (Tsytovich, 1976)

L/B	H/B=0.5	H/B=1.0	H/B=2.0	H/B=5.0
1	0.39	0.62	0.77	0.87
2	0.43	0.70	0.96	1.16
3	0.44	0.73	1.04	1.31
10	0.46	0.77	1.15	1.62
Fond. Circ.	0.38	0.58	0.70	0.78

$$\frac{L}{B} = \frac{40}{22} = 1,81 \sim 2$$

$$\frac{H}{B} = \frac{21}{20} = 0,95 \sim 1$$

$H \rightarrow$  strato dello strato rigido



$$I = 0,70$$

Per la formula precedente si assume  $\nu = 0,2 \div 0,25$

$$\left(\frac{S}{B}\right)^{0,5} = \frac{255 \cdot 125 \cdot 0,70 \cdot (1 - 0,2^2)}{120600} = 0,1776$$

$$S = B \cdot 0,1776^{1/0,5} = 22000 \cdot 0,1776^{1/0,5} = 69,27 \text{ mm}$$

↑ Base in [mm]

In A1 ho incrementato  $N_d, \Pi_d$  della stessa quantità, l'eccentricità non cambia.

$$e^* = \frac{\Pi_d}{N_d} = \frac{469}{490} = 0,9 \text{ m}$$

↳ non è calcolata rispetto al baricentro, ma rispetto al filo esterno

$B_r$  è la base de centro  $N$ .

$$(n, n) \rightarrow \text{nel baricentro } B_r = B - 2e$$

$$\rightarrow \text{q filo fondazione } B_r = 2 \cdot e^*$$

$$B_r = 2 \cdot 0,9 = 1,8 \text{ m}$$

$$q_{lin} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,8 \cdot 22,4 + 0,8 \cdot 16 \cdot 18,4 = 383 + 236 = 619 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_d = 30^\circ \rightarrow N_x = 22,4 ; N_q = 18,4$$

Dal punto di vista progettuale  $q = 236 \text{ kPa}$  deve essere ricompo che  $q$  sia sempre presente.

$$N_{lin,d} = \frac{q_{lin} \cdot B_r}{\gamma_R} = \frac{619 \cdot 1,8}{1} = 1114,2 \text{ kN/m} \quad (R_d)$$

$$\Rightarrow E_d \leq R_d \quad 490 \leq 1114,2 \quad \text{verificato!}$$

### DA1 Comb 2

$$A2 + H2 + R2$$

$$A2 : G = 1 \quad Q = \begin{matrix} 0 \\ 1,3 \end{matrix}$$

$$H2 : \gamma'_d = \gamma'_c = 1,25 \quad \gamma_{cu} = 1,4$$

$$R2 : \gamma_R = 1,8 \text{ capacità portante} \\ 1,1 \text{ scivimento}$$

$$\begin{matrix} (A2) \\ N_d = 250 \cdot 1 + 110 \cdot 1,3 = 393 \text{ kN/m} \\ \Pi_d = 220 \cdot 1 + 110 \cdot 1,3 = 360 \text{ kN/m} \end{matrix} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} (A2) \\ N_d \\ \Pi_d \end{matrix}} \right\} (E_d)$$

$$(H2) \quad \varphi'_d = \arctg \left( \frac{\tan 30^\circ}{1,25} \right) = 24,79^\circ \sim 25^\circ \rightarrow N_x = 10,9 \\ N_q = 10,7$$

$$(R2) \quad q_{lin} = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,8 \cdot 10,9 + 0,8 \cdot 16 \cdot 10,7 \\ = 186,39 + 136,96 = 323,35 \text{ kPa}$$

A1 + M1 + R3

A1 :  $G = \begin{pmatrix} 1 \\ 1,3 \end{pmatrix}$   $Q = \begin{pmatrix} 0 \\ 1,5 \end{pmatrix}$

M1 :  $\gamma_{p1} = \gamma_{c1} = \gamma_{s0} = 1$

R3 :  $\gamma_R = \begin{cases} 2,3 & \text{capacità portante} \\ 1,8 & \text{scorrimento} \end{cases}$

$\varphi' = 30^\circ \rightarrow N_x = 22,4$  ;  $N_q = 18,4$

$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_x N_x + q' N_q$

$N_{lim} = \frac{q_{lim} \cdot B_e}{\gamma_R}$

G/Q		Nd	Md	e*	B <sub>r</sub>	q <sub>lim</sub>	N <sub>lim</sub>	Verificato/MU
s/s	1,3/1,5	630	435	0,7	1,4	533	324	non verificato
s/s	1,3/0	390	195	0,5	1	448	195	non verificato
f/s	1/1,5	560	390	0,72	1,4	533	324	non verificato
f/s	1/0	300	150	0,5	1	448	195	non verificato

(Ed) (Rd)

Esercizio 3

Plinto quadrato

	G	Q
N <sub>k</sub>	90	55
M <sub>k</sub>	25	18



Angilla tenera  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$S_{ur} = 30 \text{ kPa}$   $\varphi'_k = 26^\circ$   $c'_k = 0$

sovraccarico costante  $q_d = 20 \text{ kPa}$  (no fondo)

$e_g = \frac{25}{90} = 0,283$   $e_q = \frac{18}{55} = 0,33$

procedimento DR

$N_d = 1,3 \cdot 90 + 1,5 \cdot 55 = 199,5 \text{ kN} \sim 200 \text{ kN}$

$M_d = 1,3 \cdot 25 + 1,5 \cdot 18 = 59,5 \text{ kNm} \sim 60 \text{ kNm}$

## Carica eccentrica sui pilati

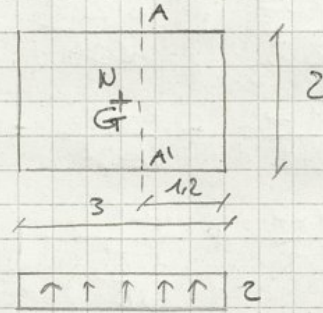
### Esercizio 1

Pilato rettangolare

$$N = 900 \text{ kN} \quad M = 0$$

Carica centrata

- calcolare  $\sigma_t$  (kPa)
- calcolare carico  $z$  (kN/m)
- calcolare taglio  $V$  (kN) e momento  $M$  (kNm) in A-A'



Tensioni di contatto:

$$\sigma_t = \frac{N}{BC} = \frac{900}{2 \cdot 3} = 150 \text{ kPa}$$

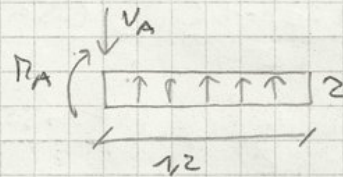
Carico  $z$ :

$$z = \sigma_t \cdot B = 150 \cdot 2 = 300 \text{ kN/m}$$

Taglio e momento A-A'

$$V_{A-A'} = z \cdot 1,2 = 300 \cdot 1,2 = 360 \text{ kN}$$

$$M_{A-A'} = z \frac{1,2^2}{2} = 300 \frac{1,2^2}{2} = 216 \text{ kNm}$$

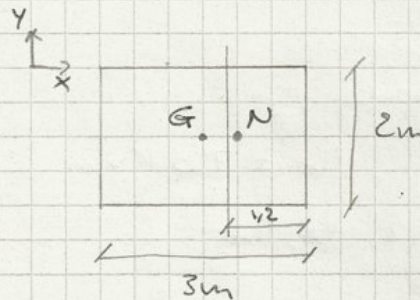


### Esercizio 2

Pilato rettangolare

$$N = 900 \text{ kN} \quad M_x = 405 \text{ kNm}$$

Calcolare  $\sigma_t$ ,  $z$ ,  $V_A$ ,  $M_A$



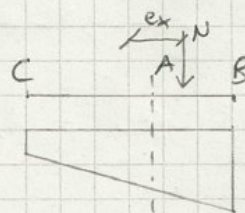
$$e_x = \frac{405}{900} = 0,45 < \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0,50 \text{ m}$$

carico eccentrico dentro il nucleo centrale d'inertia

Formula della pressione

$$\sigma_t(x, y) = \frac{N}{BC} + \frac{M_x}{S_y} x + \frac{M_y}{S_x} y$$

con  $M_y = 0$ !



Tensione normale per una data eccentricità:  $\sigma_t = \frac{2N}{2L}$

$$\sigma_t(B) = \frac{2 \cdot 900}{2,1 \cdot 2} = 428,6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_t(A) : 0,9 = \sigma_t(B) : 2,1$$

$$\sigma_t(A) = \frac{428,6 \cdot 0,9}{2,1} = 183,69 \text{ kPa}$$

Carico 2:

$$\sigma_t(B) = 428,6 \cdot 2 = 857,2 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_t(A) = 183,69 \cdot 2 = 367,38 \text{ kN/m}$$

Taglio e momento

$$T_A = \frac{(2A+2B)}{2} \cdot 1,2 = \frac{(367,38+857,2)}{2} \cdot 1,2 = 734,4 \text{ kN}$$

$$M_A = 2A \frac{1,2^2}{2} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1,2^2}{2} (2B-2A)$$

$$= 367,38 \cdot \frac{1,2^2}{2} + \frac{1,2^2}{3} (857,2 - 367,38) = 499,44 \text{ kNm}$$

### Esercizio 4

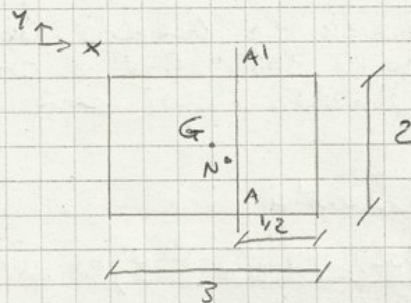
Pilino rettangolare

$$N = 1080 \text{ kN}$$

$$M_x = 216 \text{ kNm}$$

$$M_y = -108 \text{ kNm}$$

calcolare  $\sigma_t$ ,  $\tau$ ,  $V_A$ ,  $M_A$



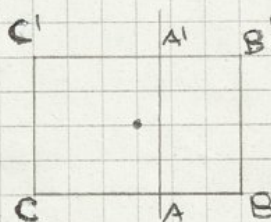
$$e_x = \frac{216}{1080} = 0,2 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,50 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{-108}{1080} = -0,1 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,33 \text{ m}$$

doppia eccentricità dentro il nucleo

calcolo  $\sigma_t$  → perno flessione

$$\sigma_t = \frac{N}{BL} + \frac{M_x}{J_y} x + \frac{M_y}{J_x} y$$

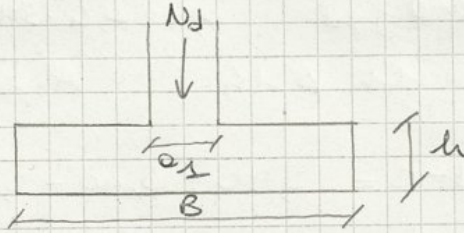


## Verifica a taglio e calcolo armature dei plinti

### Esercizio 1

Plinto quadrato

$$\begin{aligned} N_d &= 1250 \text{ kN} \\ a_1 &= 0,40 \text{ m} \\ B = L &= 2,20 \text{ m} \\ h &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{cls: } C20/25 &\rightarrow f_{ck} = 20,8 \text{ N/mm}^2 \\ \text{acciaio B450C} &\rightarrow f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Verificare se l'h è sufficiente per la verifica a taglio

- Altezza utile:

$$\text{coprifondo } c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,05 = 0,40 \text{ m}$$

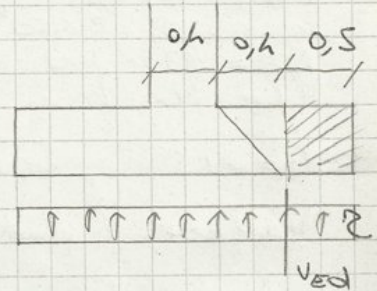
- Azione Ved

carico centrato  $\rightarrow$  tensioni di contatto uniformi

$$\sigma_t = \frac{N_d}{BC} = \frac{1250}{2,20^2} = 258,26 \text{ kPa}$$

$$z = \sigma_t \cdot L = 258,26 \cdot 2,20 = 568,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} = 568,2 \cdot (1,1 - 0,2 - 0,4) = 284,1 \text{ kN}$$



- Resistenza  $V_{Rd}$

$$K = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} = 1 + \left(\frac{200}{400}\right)^{1/2} = 1,71$$

$$f_{ck} = 20,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{Rd, \text{min}} &= 0,035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \\ &= 0,035 \cdot 1,71^{3/2} \cdot 20,8^{1/2} = 0,36 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd, \text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,36 \cdot 2200 \cdot 400 = 316,8 \text{ kN} > 284,1 \text{ kN}$$

verificato!

- Armatura:

$$\text{plinto tors = nullo? } \frac{v}{h} = \frac{0,40}{0,45} = 0,89 < 2 \text{ sotto al limite}$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,05 = 0,40 \text{ m}$$

$$z_+(A) = \frac{870}{2,2^2} + \frac{240 \cdot 12}{2,2^2} (0,6) = 253,52 \text{ kPa}$$

$$z(A) = z_+(A) \cdot B = 253,52 \cdot 2,2 = 557,74 \sim 558 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = \frac{z_{max} + z(A)}{2} \cdot 0,5 = \frac{693 + 558}{2} \cdot 0,5 = 312,75 \text{ kN}$$

- Resistenza  $V_{rd}$

$$V_{min} = 0,035 f_{ck}^{1/2} K^{3/2} = 0,035 \cdot 20,8^{0,5} \cdot 1,71^{1,5} = 0,36 \text{ kN}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0,40}} = 1,71$$

$$V_{rd} = V_{min} \cdot B \cdot d = 0,36 \cdot 2,20 \cdot 0,40 = 316,8 \text{ kN} > 312 \text{ kN}$$

Verificato!

- Armatura

$$\frac{N}{h} = \frac{990}{0,45} = 2 \text{ pilastro nello}$$

sue calcolo 2 a filo pilastro:

$$z_+(c) = \frac{870}{2,2^2} + \frac{12 \cdot 240}{2,2^2} (0,2) = 204,34 \text{ kPa}$$

$$z(c) = 204,34 \cdot 2,20 = 449,55 \sim 450 \text{ kN/m}$$



$$M_d = z(c) \cdot \frac{V \cdot V}{2} + \frac{z_{max} - z(c)}{2} \cdot V \left( \frac{2}{3} V \right)$$

$$= 450 \cdot \frac{0,9^2}{2} + \frac{693 - 450}{2} \left( \frac{2}{3} \cdot 0,9^2 \right) = 248 \text{ kNm}$$

$$A_s(\text{teorico}) = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{248}{391,3 \cdot 0,9 \cdot 0,40} = 1760 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow 12 \nabla 14 \rightarrow A_{s\text{reale}} = 1847 \text{ mm}^2$$

$$\text{Interasse: } s = \frac{B - 2c}{n - 1} = \frac{2,20 - 2 \cdot 0,05}{12 - 1} = 190 \text{ mm}$$

La lunghezza dei fili deve essere tale da garantire l'ancoraggio, bisogna vedere se servono i pieghi.

$$\text{Lunghezza ancoraggio: } l_B = n \cdot \phi = 12 \cdot 14 = 560 \text{ mm}$$

$$l_{\text{effettiva}} = l_B \cdot \frac{A_{s\text{teorico}}}{A_{s\text{reale}}} = 560 \cdot \frac{1760}{1847} \cdot 1 = 534 \text{ mm}$$



Scelgo  $\phi 16$   $A_{spese} = 2011 \text{ mm}^2$

Intervalle:  $S = \frac{B-2c}{n-1} = \frac{2,2-2 \cdot 0,05}{10-1} = 233 \text{ mm}$

- Piegò:

valore minimo  $f_{r2} =$

$\frac{1}{3} l_B = \frac{1}{3} n \phi = \frac{1}{3} 10 \cdot 16 = 213 \text{ mm} \leftarrow$  Assunzione

$10 \phi = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm}$

200 mm

Esercizio 4

plinto quadrato

$B = L = 2,1 \text{ m}$  ;  $h = 0,60 \text{ m}$

$N_d = 600 \text{ kN}$  ;  $M_d = 240 \text{ kNm}$

$e = 0,10 \text{ m}$  cls C20/25

calcolare l'anstrura

$v = \frac{L-e}{2} = \frac{2,1-0,10}{2} = 0,85 \text{ m}$

$\frac{v}{h} = \frac{0,85}{0,60} = 1,42 < 2$  plinto tondo

- tensioni di contatto:

$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{240}{600} = 0,10 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35$  fuori nocciolo

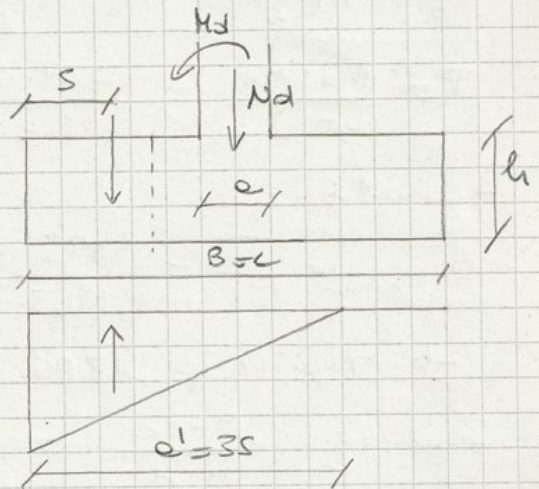
non possiamo usare le formule della penna-piemonte

$z_{\min} = 0$

$z_{\max} = \frac{2M_d}{a'} = \frac{2 \cdot 240}{3 \cdot 0,65} = 615 \text{ kN/m}$

dove  $S = \frac{B}{2} - e = \frac{2,1}{2} - 0,10 = 0,65 \text{ m}$

$a' = 3 \cdot S = 3 \cdot 0,65 = 1,95$

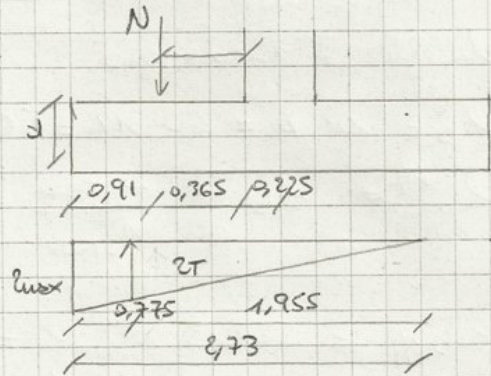


$$e = \frac{R_{xd}}{N_d} = \frac{510}{860} = 0,59 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{3}{6} = 0,50 \text{ m} \quad \text{eccentrico!}$$

Stato 2

$$V = \frac{b \cdot a}{2} = \frac{3 - 0,45}{2} = 1,275 \text{ m}$$

$$\frac{V}{h} = \frac{1,275}{0,55} = 2,32 > 2 \quad \text{pilastro snello}$$



= carico 2

$$\sigma_{\min} = 0$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N_d}{3S} = \frac{2 \cdot 860}{3 \cdot (1,5 - 0,59)} = 630,03 \text{ kN/m}$$

$$z_T : 1,955 = \sigma_{\max} : 2,73$$

$$z_T = \frac{630,03 \cdot 1,955}{2,73} = 451,18 \text{ kN/m}$$

- verifica a taglio

$$l = 0,775$$

$$V_{ed} = \frac{\sigma_{\max} + z_T}{2} l = \frac{451,18 + 630,03}{2} \cdot 0,775 = 418,97 \text{ kN}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1,63$$

$$V_{Rd \min} = 0,035 \cdot K^{3/2} \cdot f_{ctk}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,63^{1,5} \cdot 20,8^{0,5} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,33 \cdot b_w \cdot d = 0,33 \cdot 2730 \cdot 500 = 450,45 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 418,97 \text{ kN} < V_{Rd} = 450,45 \text{ kN} \quad \text{verificato!}$$

- Armatura

$$z_A \text{ filo pilastro} : z_A = 1,455 = \sigma_{\max} : 2,73$$

$$z_A = \frac{630,03 \cdot 1,455}{2,73} = 335,79 \text{ kN/m}$$

$$M_d \text{ filo pilastro} = z_A \frac{V^2}{2} + \frac{\sigma_{\max} - z_A}{2} \frac{2}{3} V^2$$

$$M_d = 335,79 \cdot \frac{1,275^2}{2} + \frac{630,03 - 335,79}{3} \cdot 1,275^2 = 432,38 \text{ kNm}$$

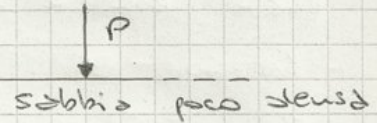
$$A_{s, \text{teorico}} = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{432,38}{0,9 \cdot 500 \cdot 391,3} = 2455,5 \text{ mm}^2$$

Trave su suolo elastico

Esercizio 1

$P = 600 \text{ kN}$  ;  $B = 0,9 \text{ m}$

Trave di fondazione : trave rovescia



$I = 0,0176 \text{ m}^4$  (momento inerzia)

$E = 25 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

$K_1 (b = 30 \text{ cm}) = 55 \text{ MN/m}^3$  (piano carico su piastra)

Calcolare  $\gamma, \theta, \pi, T$  in  $P$  (punto applicazione)

$K_1(B) = K_1(b) \left( \frac{B+b}{2B} \right)^2 = 55 \left( \frac{0,9+0,3}{2 \cdot 0,9} \right)^2 = 24,44 \text{ MN/m}^3$

Ho corretto  $K_1$  per considerare il passaggio dal valore riscattato nella prova di carico su piastra ( $K_1(b)$ ) al valore del coefficiente di reazione sotto la fondazione ( $K_1(B)$ ).

- Modulo di reazione:

$K = K_1(B) \cdot B = 24,44 \cdot 0,9 = 21996 \sim 22 \text{ MN/m}^2$

- Lunghezza caratteristica:

$\frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4ES}{K}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 25 \cdot 10^9 \cdot 0,0176}{22 \cdot 10^6}} = 2,99 \sim 3 \text{ m}$

- Coefficienti per le tabelle:

$\lambda = \frac{1}{3} \rightarrow x = 0 \quad \lambda x = 0$   
 $\rightarrow x = 3 \quad \lambda x = 1$

$\lambda x$	A	B	C	D
0	1	0	1	1
1	0,508	0,3096	-0,111	0,1988

- Cedimento  $\gamma$

$A = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$

$\gamma(0) = A(0) \frac{\lambda P}{2K} = 1 \frac{1/3 \cdot 600}{2 \cdot 22 \cdot 10^3} = 4,55 \text{ mm}$

- Momento  $M$  :

convenzioni:  $\int$  se punto a dx del momento =  
 $\int$  se momento antiorario  $\curvearrowright$  =

$$C = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \quad D = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$

$$\begin{aligned} M(A) &= \frac{P_1}{4\lambda} \left[ C(1) + C\left(\frac{15}{3}\right) \right] + \frac{P_2}{4\lambda} C\left(\frac{9}{3}\right) - \frac{P_1}{2} D(1) + \frac{P_3}{2} D\left(\frac{15}{3}\right) = \\ &= \frac{500}{4/3} \left[ (-0,111) + 0,084 \right] + \frac{700}{4/3} (-0,059) - \frac{200}{2} (0,1988) \\ &\quad + \frac{200}{2} (0,0019) = \\ &= 375 (-0,1028) + 525 (-0,059) - 100 (0,1988) + 100 (0,0019) \\ &= -89,14 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(B)_{dx} &= 375 [C(0) + C(4)] - 100 [D(0) - D(4)] + 525 \cdot C(2) \\ &= 375 [1 - 0,194] - 100 [1 + 0,0224] + 525 (-0,179) = 171,51 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M(B)_{dx} = 171,51 + 200 = 371,51 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M(C) &= 375 [C(1) + C(3)] + 525 \cdot C(1) + 100 [D(1) + D(3)] \\ &= 375 [(-0,111) + (0,059)] + 525 \cdot (-0,111) + 100 [0,1988 - 0,0482] \\ &= -106,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(D) &= 375 [C(2) + C(2)] + 525 \cdot C(0) + 100 [D(2) + D(2)] \\ &= 375 [2 \cdot (-0,179)] + 525 \cdot 1 + 100 [2 \cdot (-0,563)] = 379,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il diagramma del momento è simmetrico!

- Taglio  $V$  convenzioni: se punto a dx della forza =

$$\begin{aligned} V(A) &= \frac{P_1}{2} [D(1) + D(5)] + \frac{P_2}{2} D(3) - \frac{P_1}{2} \lambda A(1) + \frac{P_3}{2} \lambda A(5) \\ &= 250 [0,1988 + 0,0019] + 350 (-0,0482) - 100 \frac{1}{3} 0,508 + \\ &\quad + 100 \frac{1}{3} (-0,0046) = 16,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V(B)_{dx} &= 250 [D(0) + D(4)] + 350 D(2) - \frac{100}{3} [A(0) - A(4)] \\ &= 250 [1 - 0,0224] + 350 (-0,0563) - \frac{100}{3} [1 + 0,0253] \\ &= 190,52 \text{ kN} \quad V_B_{dx} = 500 - 190,52 = 309,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

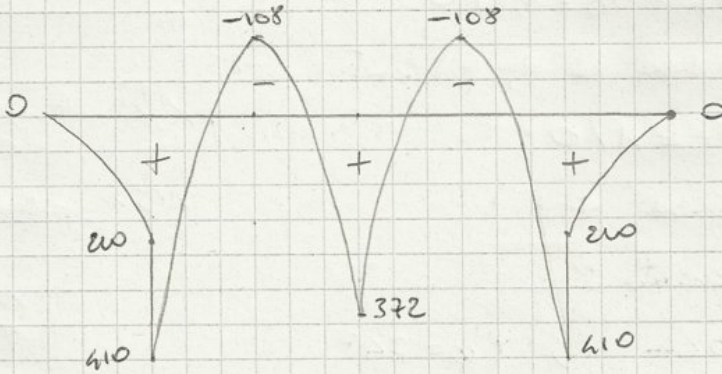
$$V(A) = 0 \rightarrow V(A) = V(A)' + V(A)^*$$

$$= 16 + V(A)^* \Rightarrow V(A)^* = 16 \text{ kN}$$

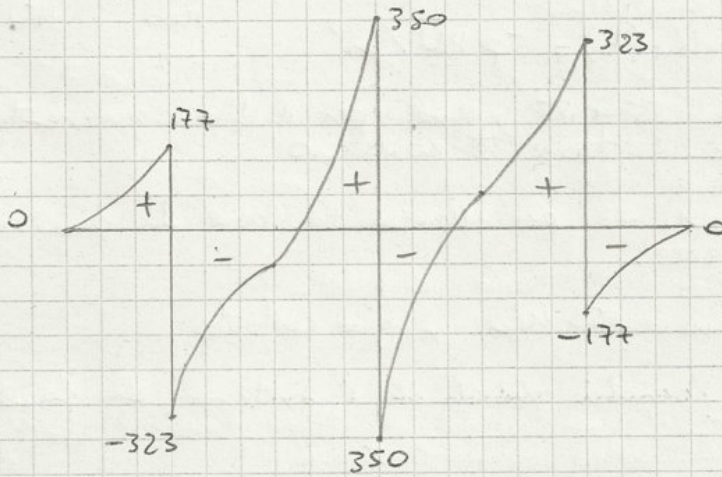
$$P(A)^* = -16 \text{ kN}$$

Diagrammi corretti ?

$\frac{M}{\text{KNm}}$



$\frac{T}{\text{KN}}$



$$S = 1,5 \cdot 1,5 \left( 150 - \frac{2}{3} 2,5 \cdot 18 \right) 1,7^{0,7} \frac{1,7}{18^{1,4}} = 11,63 \text{ mm}$$

cedimento medio della fondazione continua  $\rightarrow$  cedimento di  $\sim 1$  cm che è accettabile per la riduzione della trave alla vincola.

### • SCU

Carico limite della fondazione restringere: trascurando il sovraccarico laterale può non conoscere la reale profondità di stabilimento.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Appoggio DA2

Basta una singola combinazione di carico per struttura e fondazione

$$\gamma_R = 1,3 ; \gamma_{\phi'} = 1 \rightarrow \phi'_R = \phi'_d ; N_\gamma = 41$$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 18 \cdot 1,7 \cdot 41 = 627,3 \sim 630 \text{ kPa}$$

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot B}{\gamma_R} = \frac{630 \cdot 1,7}{1,3} \approx 816 \text{ kN/m}$$

Carico a vetro-livea:

$$E_d = \frac{\sum R_S}{\sum \gamma_L} = \frac{1650 + 8000 + 1650}{15,6} \approx 340 \text{ kN/m}$$

$$R_d = 816 \text{ kN/m} > E_d \approx 340 \text{ kN/m}$$

- Dimensionamento trave di fondazione

B = lunghezza fondazione, funzione della capacità portante e del cedimento

H = altezza della fondazione, scelta per garantire una elevata rigidità

$$\text{In generale: } H \approx \frac{1}{3} \div \frac{1}{5} l_i$$

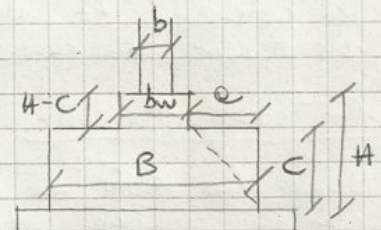
$l_i$  : interasse / luce pilastri = 6 m

$b_w$  : funzione della larghezza del pilastro  $b_w = b + 10 \text{ cm}$

$$e = c = \frac{B - b_w}{2}$$

$\hookrightarrow$  per minimizzare gli effetti del taglio

H = 160 cm dimensione



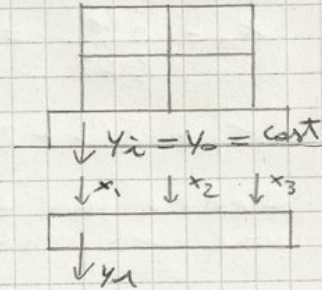
soluzione con la sovrastruzione flessibile ci dice che c'è un minimo differenziale che produce uno stato di crisi, che noi non dobbiamo considerare.

Devo vedere se le ripartizioni dei carichi ottengono significatività: bisogna.

## 2 - Trave rigida

Ho un cedimento rigido: il cedimento nei piedini è costante  $\rightarrow$  vista la simmetria della configurazione di carico

$x_1, x_2, x_3$  sono carichi incogniti  $\rightarrow$  devo calcolare  $y_i$  per tutti i carichi.



trave infinita:

Nella pratica i calcoli vanno riferiti alla trave finita

- il sistema è simmetrico:  $x_1 = x_3 \rightarrow y_1 = y_3$

- continuità degli spostamenti:  $y_1 = y_2$

$$\frac{1}{\lambda} = 5,9 \sim 6 \text{ m}$$

trave alla winkler  $y = A(\lambda x) \frac{\lambda P}{2K}$

$$y_1 = \frac{\lambda}{2K} [x_1 (A(0) + A(\frac{12}{6})) + y_2 A(1)]$$

$$y_2 = \frac{\lambda}{2K} [x_1 (A(1) + A(1)) + x_2 A(0)]$$

Le incognite sono  $x_1, y_2, y_0$  con  $y_1 = y_2 = \text{cost}$

$$y_1 = y_2 \Rightarrow x_1 [(A(0) + A(2)) + x_2 A(1)] = x_1 (A(1) + A(1) + x_2 A(0))$$

$$x_2 = x_1 = \frac{A(0) + A(2) - 2A(1)}{A(0) - A(1)}$$

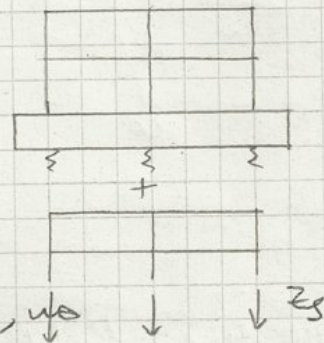
Per ricavare  $x_1, x_2$ ?

Equilibrio alla trazione verticale

$$\sum R_S = \sum X_S + \sum Z_S$$

La  $\sum Z_S = 0$  anche se  $Z_S \neq 0$ !

Il telaio ridistribuisce le azioni sulla fondazione, ma i carichi non vanno

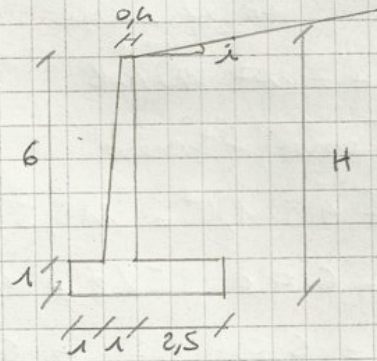


Muro a mensola

$\varphi'_k = 32^\circ$  ;  $i = 10^\circ$

limo sabbioso ;  $c' = 0$  ; no folds

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma_{ds} = 25 \text{ kN/m}^3$



Approccio DA2 :  $A1 + M1 + R3$

$\gamma_F$  azioni A1 -  $\gamma_G = 1,3 / 1,0$   
 $\gamma_Q = 1,5 / 0$

$\gamma_{\text{risultante}} M1 - \gamma_{\varphi'} = 1,0 \Rightarrow \varphi'_d = \varphi'_k$

$\gamma_R$  resistenze R3 -  $\gamma_R = 1,4$  capacità portante  
 -  $\gamma_R = 1,1$  scarnimento

EQU  $\gamma_G = 1,1 / 0,9$   $\gamma_Q = 1,5 / 0$

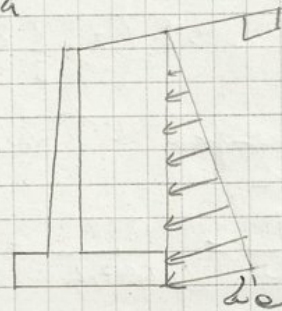
spinte (M2)  $\gamma_{\varphi'} = \gamma_{c'} = 1,25$   $\gamma_{c0} = 1,4$

Verifica di capacità portante

$H = 6 + 1 + 2,5 \cdot \tan 10^\circ = 7,44 \text{ m}$

Le spinte sono calcolate rispetto alla zattera

$\sigma'_e = \sigma'_{vo} K_A$



Per calcolare  $K_A$  faccio riferimento alla formula dei piani coniogetti per un pendio indefinito.

$$K_A = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi'}} = \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 32^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 32^\circ}} = 0,33$$

$\sigma'_e = \sigma'_{vo} K_A = \gamma' z \cos i K_A = 18 \cdot 7,44 \cdot \cos 10^\circ \cdot 0,33 = 43,6 \text{ kPa}$

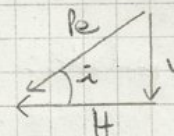
$P_e = \sigma'_e \frac{H}{2} = 43,6 \cdot \frac{7,44}{2} = 162,2 \text{ kN/ml}$

Nota tecnica:

Se  $i > \varphi'$  il pendio indefinito non è stabile

$P_{A,H} = P_e \cos i = 162,2 \cdot \cos 10^\circ = 159,74 \text{ kN/ml}$

$P_{A,V} = P_e \sin i = 162,2 \cdot \sin 10^\circ = 28,17 \text{ kN/ml}$



A queste due componenti devo associare lo stesso fattore di sicurezza  $\gamma$  perché sono due componenti dello stesso forza.



$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 3,7 \cdot 30,22 \cdot 0,23 = 231 \text{ kPa}$$

Nota:  $i_y$  è quello che pensiamo usaggeremo  $q_{lim}$   
 se  $i_y \rightarrow \perp$  :  $M \downarrow$  e  $q_{lim} \rightarrow 0$

Posso intervenire su  $N$  : aumenta la lunghezza della zattera e aumenta il peso di  $N$ . Però più aumenta la zattera più aumentano i momenti di torsione e più cresce il costo.

$$R_d = \frac{q_{lim} \cdot B_r}{\gamma_R} = \frac{231 \cdot 3,7}{1,4} = 611 \text{ kN/m}$$

$$E_d = N = 535 \text{ kN/m} < R_d \quad \underline{\text{Verificato}}$$

### Verifica e svincolo

Considero l'attrito fondazione terreno sotto l'interfaccia

$\delta = \varphi'_d$  perché la rottura è nel terreno

$$R_d = \frac{N_d \cdot \tan \delta}{\gamma_R} = \frac{534,4 \cdot \tan 32}{1,1} = 304 \text{ kN/m}$$

$$E_d = P_{e,H} = 207 \text{ kN/m} < R_d \quad \underline{\text{Verificato}}$$

Nota: se non fosse verificato, non avrei incrementato la base di valle ma farei delle soluzioni alternative o incrementato la base di monte.

Chiusa di taglio



Questo grafico esprime la soluzione migliore perché il dato non interseca con la distribuzione delle tensioni sotto la zattera.

### Verifica o ribaltamento

$$\varphi'_d = \arctan \left( \frac{\tan 32}{1,25} \right) = 26,56$$

$$K_A = \frac{\cos 10 - \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 26,56}}{\cos 10 + \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 26,56}} = 0,41$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma' h^2 K_A \cos i = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 7,46^2 \cdot 0,41 \cdot \cos 10 = 201 \text{ kN/m}$$

Il peso  $W$  è favorevole ma la  $P_e$  è sfavorevole  $\rightarrow \gamma_G = 1,1$

$$P_{e,d} = P_e \cdot \gamma_G = 201 \cdot 1,1 = 221 \text{ kN/m}$$

$$W_d = W \cdot \gamma_G = 497,4 \cdot 0,9 = 447,66 \text{ kN/m}$$

Acciaio B450C con  $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

8  $\phi 12$  con  $A_s = 904,78 \text{ mm}^2$