



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1810A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Vicari Hervè

MATERIA: GEOTECNICA, Teoria + esercitazioni - prof.
LANCELLOTTA

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.**

ESERCITAZIONI DI GEOTECNICA

Prof. Lancellotta

Sommario

ESERCITAZIONE 1: prove di classificazione	3
ESERCITAZIONE 2: basi teoriche: tensore degli sforzi, tensore di deformazione, legame costitutivo elastico	7
ESERCITAZIONE 3: condizioni di stato iniziali: profilo stratigrafico, condizioni di falda, tensioni geostatiche	10
ESERCITAZIONE 2: storia tensionale, parametri di compressibilità; calcolo del cedimento della Torre di Pisa	17
ESERCITAZIONE 5: resistenza al taglio: criterio di rottura, determinazione sperimentale dei parametri di resistenza, verifiche di sicurezza	32
ESERCITAZIONE 6: spinte e opere di sostegno	43
ESERCITAZIONE 7: Fondazioni superficiali: criteri di dimensionamento e calcolo del carico limite	62

ESERCITAZIONE 1: prove di classificazione

ESERCIZIO 1

Partendo dalla definizione di contenuto d'acqua $w = \frac{M_w}{M_s}$ ricavare la relazione $S * e = G_s * w$.

Ricordando le relazioni: $S = \frac{V_w}{V_v}$ (*grado di saturazione*); $e = \frac{V_v}{V_s}$ (*indice dei vuoti*); $G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$, si ricava
 $w = \frac{V_w}{V_v} * \frac{V_v}{V_s} * \frac{M_w * V_s}{M_s * V_w} = S * e * \frac{1}{G_s}$.

ESERCIZIO 2

Utilizzando la definizione di volume specifico e di densità secca ricavare la relazione $v = \frac{\rho_s}{\rho_d}$.

Il volume specifico e la densità secca sono pari a: $v = 1 + e$; $\rho_d = \frac{M_s}{V}$. Si ricava quindi: $v = 1 + \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} = \frac{M_s}{V_s} * \frac{V}{M_s} = \frac{\rho_s}{\rho_d}$.

ESERCIZIO 3

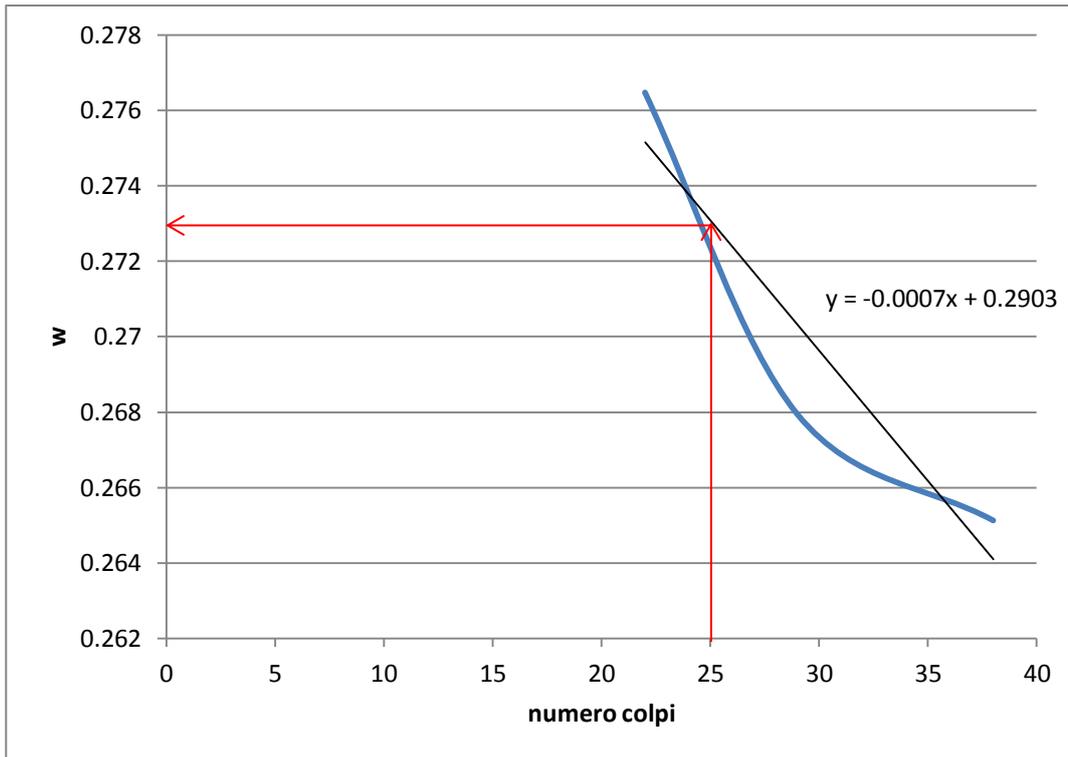
Partendo dalla definizione $\rho = \rho_s(1 - n) + \rho_w Sn$ e utilizzando le precedenti relazioni, ricavare $\rho = \rho_d(1 + w)$.

Si ha: $\rho = \rho_s(1 - n) + \rho_w Sn = \rho_d + \rho_w Sn = \rho_d + \rho_d w$.

ESERCIZIO 4

Utilizzando i dati in tabella e il grafico allegato, costruire la curva granulometrica del terreno in esame e determinare le percentuali delle varie frazioni (ghiaia, sabbia, limo, argilla)
 diametro passante

[mm]	[%]
9.5000	100.00
4.7600	99.68
2.0000	98.22
0.8400	93.80
0.4200	87.12
0.2500	80.43
0.1800	73.07
0.1050	63.44
0.0740	56.48
0.0446	47.88
0.0310	41.05
0.0217	35.33
0.0163	29.83
0.0115	25.21
0.0087	22.06
0.0041	15.75
0.0026	12.75
0.0022	11.94
0.0013	11.05



In questo caso, si ricava $w_L = -0.0007 \cdot 25 + 0.2903 = \mathbf{0.2728}$.

Il limite plastico viene invece misurato creando un bastoncino di terreno, lavorandolo e calcolando il contenuto d'acqua w quando il campione inizia a fessurarsi.

Peso tara [g]	p.u. + tara [g]	p.s. + tara [g]	Mw [g]	Ms [g]	w
38.96	53.48	50.87	2.61	11.91	0.219144

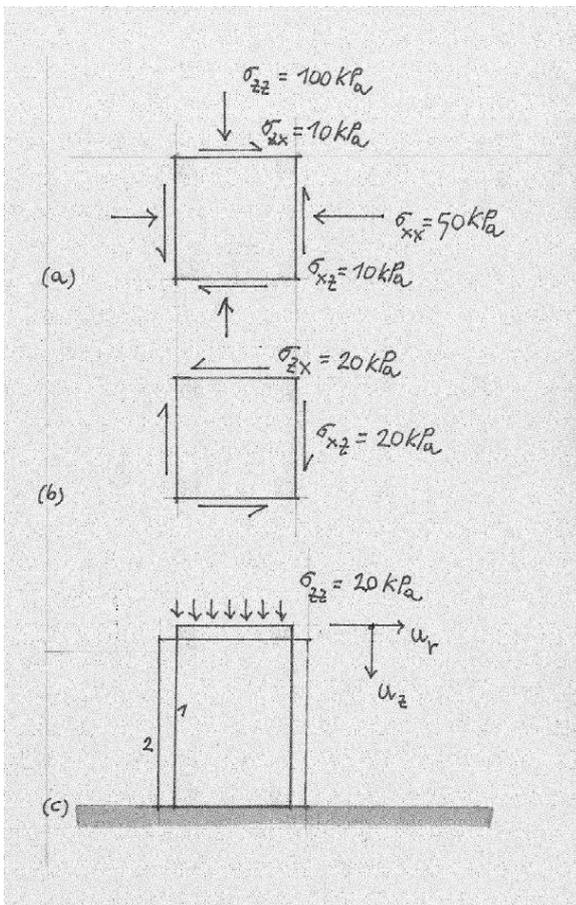
Il limite plastico vale pertanto $w_p = \mathbf{0.2191}$.

È ora possibile calcolare l'indice di plasticità: $PI = w_L - w_p = 0.2728 - 0.2191 = 0.0537 = \mathbf{5.37\%}$.

L'indice di consistenza è dato da: $IC = \frac{w_L - w_N}{PI} = \frac{0.2728 - 0.25}{0.0537} = \mathbf{0.4246}$.

L'indice di liquidità vale: $LI = 1 - IC = \mathbf{0.5754}$.

ESERCITAZIONE 2: basi teoriche: tensore degli sforzi, tensore di deformazione, legame costitutivo elastico

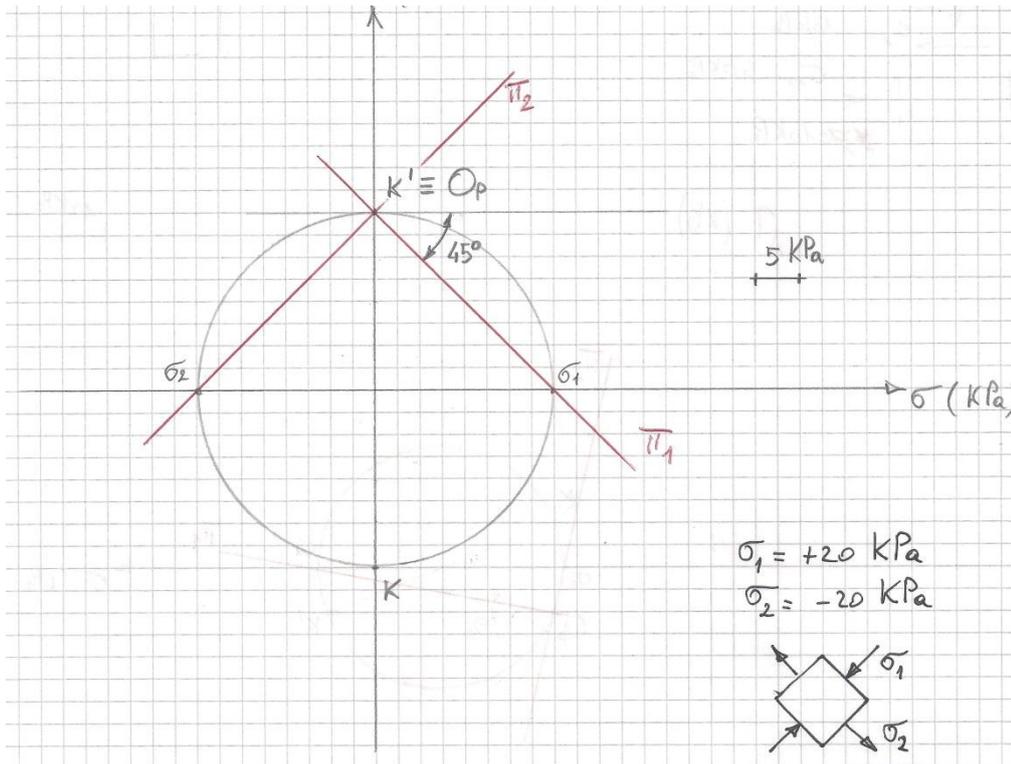


ESERCIZIO 1

Si consideri il provino soggetto allo stato di sforzo illustrato nell'immagine (a) della figura.

Si chiede di determinare graficamente le tensioni principali, i piani principali e le componenti di deformazione ε_{yy} e γ_{zx} nell'ipotesi di comportamento elastico e isotropo del mezzo. In questo caso le

componenti di deformazione sono date dalla relazione $\varepsilon_{ij} = \frac{-\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij}$.



Le componenti di deformazione valgono:

$$\varepsilon_{zz} = 0; \quad \gamma_{yx} = 0; \quad \gamma_{zx} = 2\varepsilon_{zx} = 2 \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zx}.$$

ESERCIZIO 3

Si consideri il provino cilindrico illustrato nell'immagine (c) della figura. Descrivere le componenti del tensore degli sforzi e del tensore di deformazione, mostrando quali componenti sono nulle e quali sono diverse da zero, con una giustificazione teorica.

L'unica componente di tensione presente è $\sigma_{zz} = 20 \text{ kPa}$: infatti sul provino cilindrico agisce un carico verticale; inoltre, al cilindro non sono impediti deformazioni radiali, sicché non nascono componenti radiali di tensione. Infine, gli sforzi tangenziali sono nulli. Imponendo il legame costitutivo si ha: $\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E}$; $\varepsilon_r = \varepsilon_\theta = -\frac{\nu}{E} \sigma_z$.

decomposta in una componente efficace (cui è soggetta la parte solida del terreno e da cui effettivamente dipendono le proprietà meccaniche) e nella pressione dell'acqua. Comprendendo nelle equazioni la presenza di moti di filtrazione, si ha (supponendo il moto di filtrazione diretto verso l'alto):

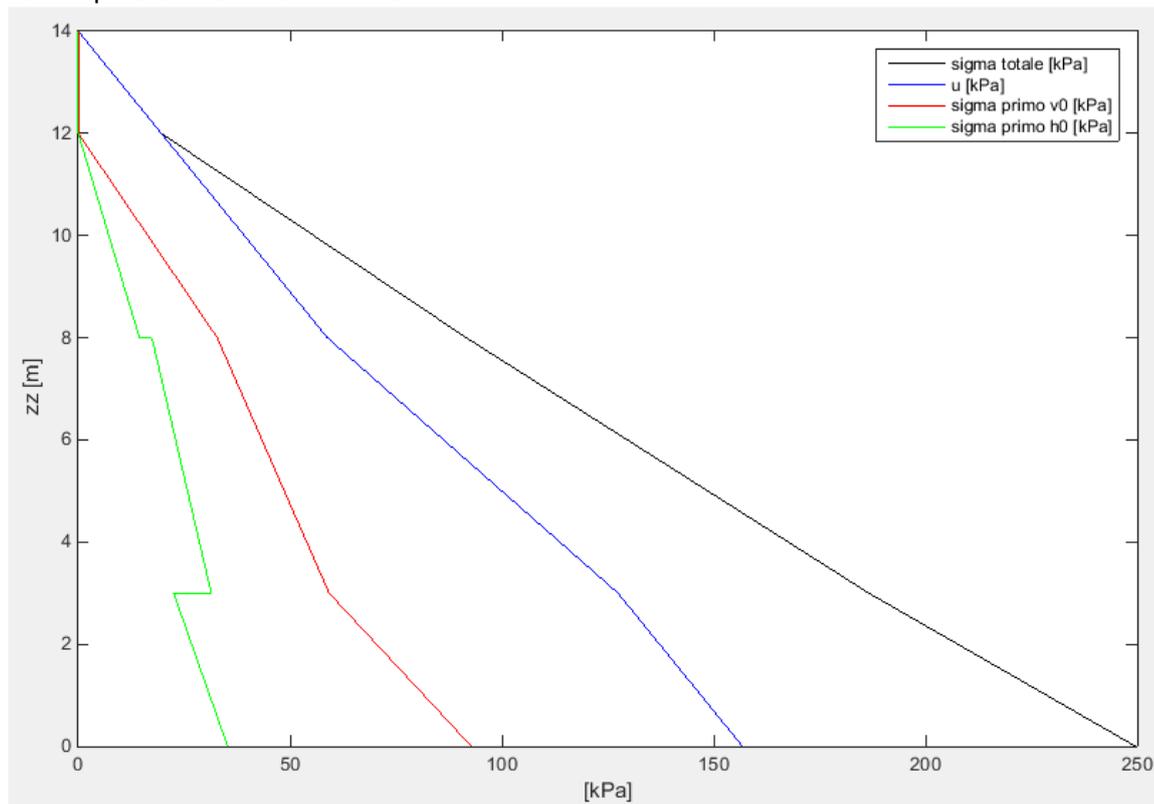
$$\sigma_{v0} = \sum \gamma * \Delta z; \quad u = \sum (\gamma_w + \gamma_w i) \Delta z; \quad \sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u = \sum (\gamma' - \gamma_w i) \Delta z; \quad \sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_{v0}$$

Si deve sottolineare il fatto che per il moto di filtrazione si applica la legge di Darcy: $v = ki$. D'altronde, per continuità, la velocità di filtrazione è la medesima in ogni punto; ne consegue che negli strati meno permeabili della formazione (caratterizzati da un basso valore della conducibilità idraulica k) siano concentrate le perdite di carico.

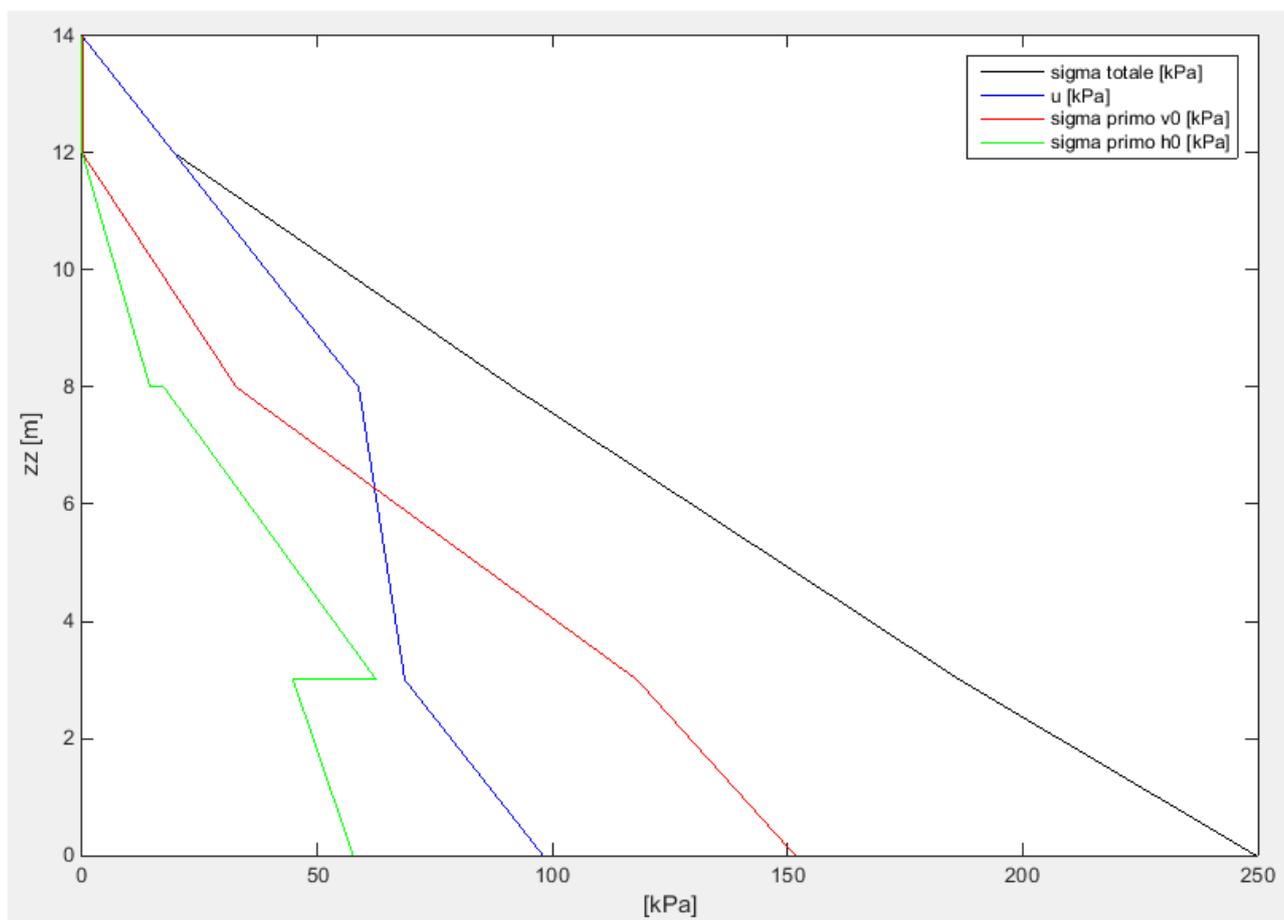
CASO 1: $h_A=16$ m

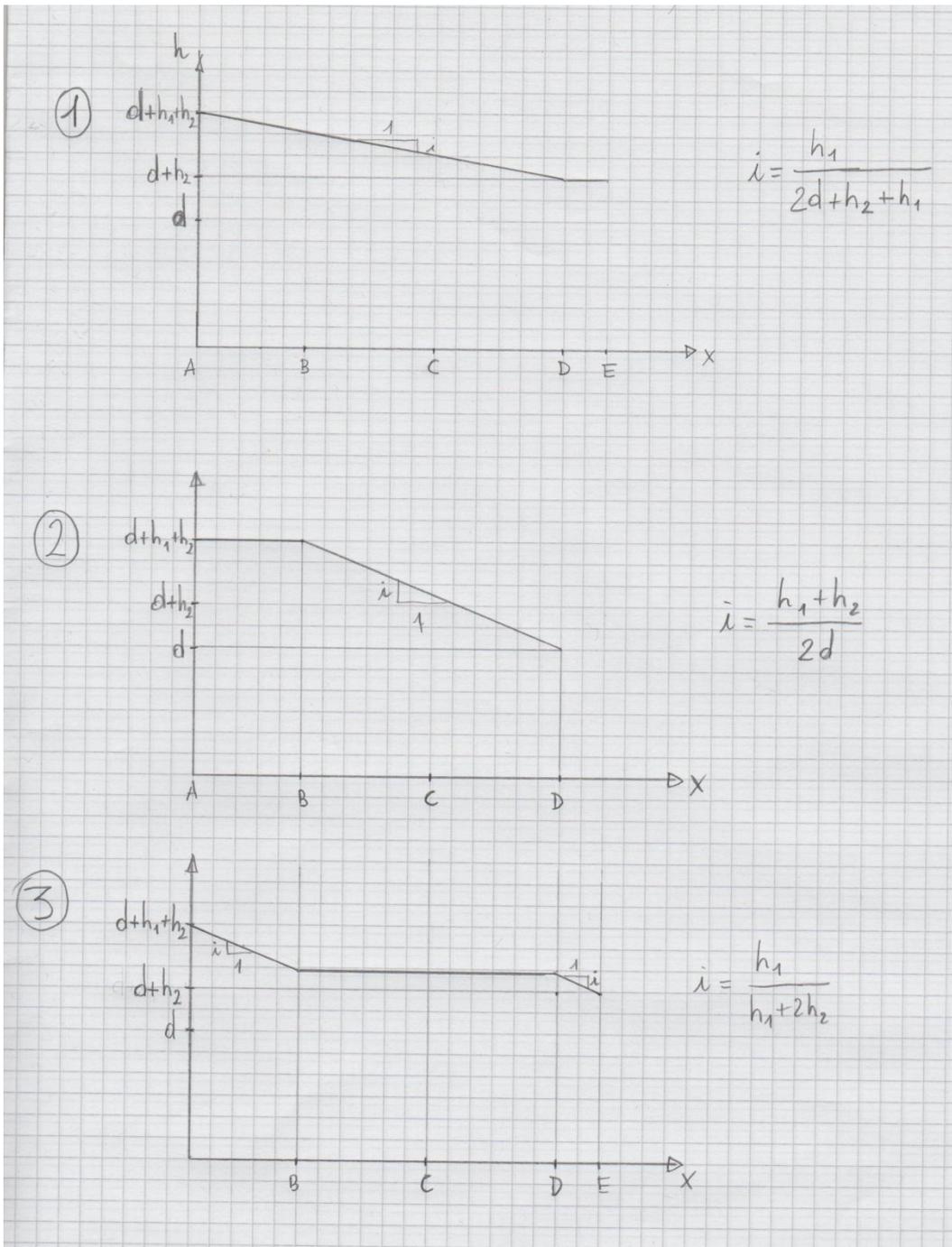
Mezzo	z (m)	ξ	γ (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	k	carico piezometrico h (m)	σ (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)
Acqua	0	14	9.8	0	0	14	0	0	0	0
	2	12	9.8		0	14	19.6	19.6	0	0
sabbia	2	12	18	8.2	0.44	14	19.6	19.6	0	0
	6	8	18		0.44	14	91.6	58.8	32.8	14.432
argilla	6	8	19	9.2	0.53	14	91.6	58.8	32.8	17.384
	11	3	19		0.53	16	186.6	127.4	59.2	31.376
ghiaia	11	3	21	11.2	0.38	16	186.6	127.4	59.2	22.496
	14	0	21		0.38	16	249.6	156.8	92.8	35.264

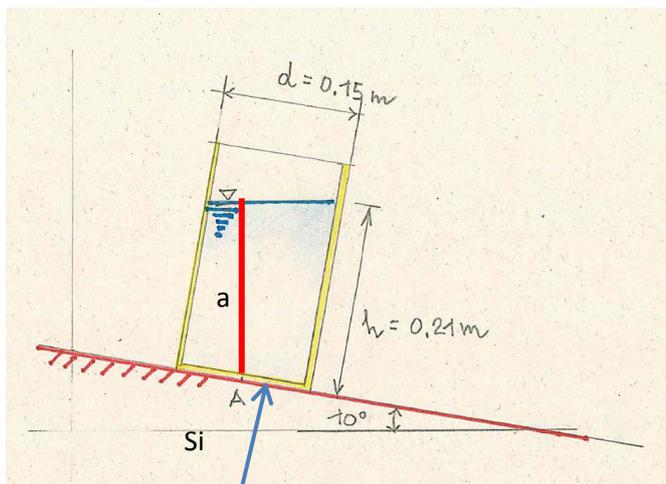
Si noti che l'esercizio non è stato risolto applicando per intero le equazioni sopra scritte; bensì, si è osservato che le perdite di carico avvengono unicamente nello strato argilloso (caratterizzato da bassa conducibilità idraulica). Per definire l'andamento delle pressioni interstiziali sono state utilizzate le due condizioni al contorno, fornite dalla superficie libera dell'acquifero freatico superiore e dal piezometro sito nell'acquifero artesiano inferiore.



Mezzo	z (m)	ζ	γ (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	k	carico piezometrico h (m)	σ (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)
Acqua	0	14	9.8	0	0	14	0	0	0	0
	2	12	9.8		0	14	19.6	19.6	0	0
sabbia	2	12	18	8.2	0.44	14	19.6	19.6	0	0
	6	8	18		0.44	14	91.6	58.8	32.8	14.432
argilla	6	8	19	9.2	0.53	14	91.6	58.8	32.8	17.384
	11	3	19		0.53	10	186.6	68.6	118	62.54
ghiaia	11	3	21	11.2	0.38	10	186.6	68.6	118	44.84
	14	0	21		0.38	10	249.6	98	151.6	57.608







ESERCITAZIONE 2: storia tensionale, parametri di compressibilità; calcolo del cedimento della Torre di Pisa

ESERCIZIO 1

Dare la definizione di tensione di sovraconsolidazione e di grado di sovraconsolidazione.

Si definisce *tensione di sovraconsolidazione* (σ_p') la massima tensione verticale efficace alla quale il materiale è stato assoggettato durante la sua storia geologica. Il *grado di sovraconsolidazione (OCR)* è il rapporto tra la tensione di sovraconsolidazione e la tensione verticale efficace allo stato attuale.

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}$$

Sulla base di quest'ultima definizione si evince che materiali normalconsolidati sono caratterizzati da $OCR=1$, mentre materiali sovraconsolidati hanno $OCR>1$.

Con riferimento ai dati di una prova edometrica, riportati nel seguito, determinare la tensione di sovraconsolidazione e i parametri di compressibilità. La prova è stata eseguita su un campione dell'argilla di Pisa, prelevato a 13 m di profondità.

σ_{v0}' [kPa]	e [-]	Punto
12.5	1.48	
25	1.478	
50	1.465	
100	1.433	
50	1.445	A
25	1.459	
12.5	1.48	B
25	1.474	
50	1.47	
100	1.431	
125	1.418	
175	1.387	
250	1.313	C

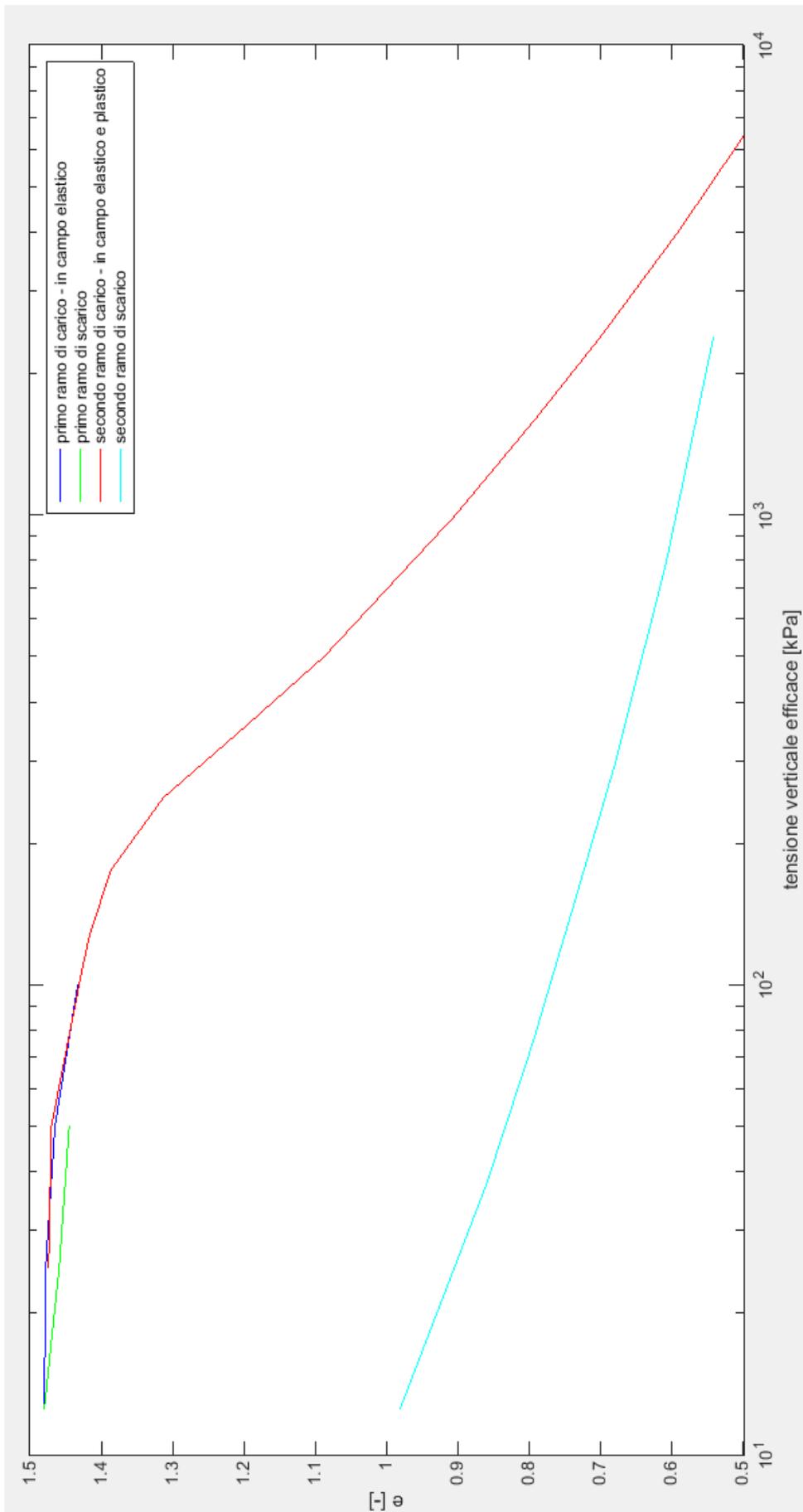


Figura 1: piano di compressione della prova edometrica.

ESERCIZIO 2

Nel seguito vengono riportati:

- (a) i risultati di un sondaggio;
- (b) la sezione stratigrafica elaborata sulla scorta di un numero significativo di sondaggi;
- (c) l'andamento con la profondità del peso dell'unità di volume;
- (d) l'andamento con la profondità del grado di sovraconsolidazione;
- (e) i parametri di compressibilità.

Utilizzando le suddette informazioni e assumendo che il livello di falda si collochi alla quota + 1.80 m.s.l.m., determinare il cedimento subito dalla Torre di Pisa utilizzando il metodo edometrico.

La fondazione della torre ha raggio pari a 9.78 m ed il suo peso complessivo è pari a 141.75 MN. Il piano di posa originario della fondazione è a quota +0.00 m.s.l.m.

La determinazione del cedimento è stata basata sul metodo edometrico, supponendo cioè cedimenti monodimensionali degli elementi di terreno collocanti sulla verticale baricentrica di una fondazione di notevole larghezza.

L'applicazione di tale procedimento richiede, preliminarmente, la definizione del profilo di progetto comprendente la determinazione dei parametri meccanici. Più in dettaglio, il profilo è stato suddiviso in strati litologicamente uniformi: si possono in tal senso distinguere tre complessi:

- complesso A, costituito da riporto superficiale e da sabbie e estendentesi dal piano campagna (+3 m s.l.m.) fino a una profondità di -7.40 m s.l.m. La falda acquifera si colloca alla quota +1.80 m s.l.m. (soggiacenza della falda 1.20 m);
- complesso B, costituito prevalentemente da argille, con l'eccezione di uno strato di sabbia (B6), ed esteso da -7.40 m s.l.m. a -37 m s.l.m.;
- complesso C, costituito da un acquifero confinato di sabbie. Il livello piezometrico si colloca alla quota -1.50 m s.l.m. Si è pertanto in presenza di un moto di falda diretto dall'acquifero freatico superiore all'acquifero confinato inferiore. Le dissipazioni si localizzano nel complesso B, in quanto caratterizzato da depositi argillosi con bassa conducibilità idraulica; il gradiente idraulico è dato dal rapporto tra il carico da dissipare – differenza di livello piezometrico tra complesso A e C – e la lunghezza ove avviene tale dissipazione – rappresentata dall'estensione del complesso B a cui si sottrae la lunghezza del tratto B6 (2.40 m):

$$i = \frac{1.8 - (-1.5)}{37 - 7.40 - 2.40} = 0.12.$$

Il complesso C non è tuttavia tenuto attivamente in conto per il calcolo del cedimento, in ragione della modesta compressibilità e del ridotto incremento dello stato di sforzo.

La fondazione della torre ha raggio pari a 9.78 m ed il peso complessivo della torre è pari a 141.75 MN. Il piano di posa originario della fondazione è a quota +0.00 m.s.l.m.

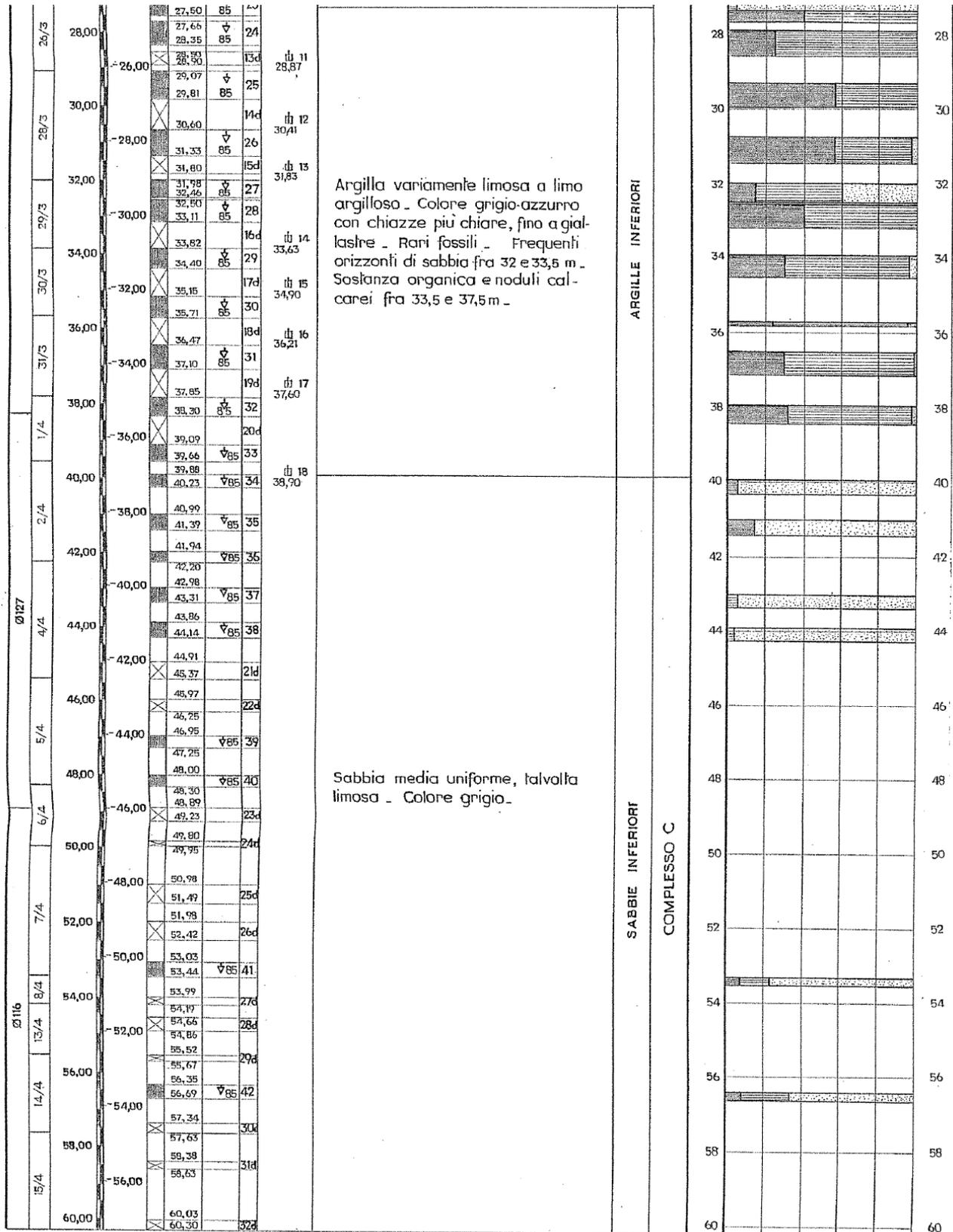


Figura 2: risultati del sondaggio.

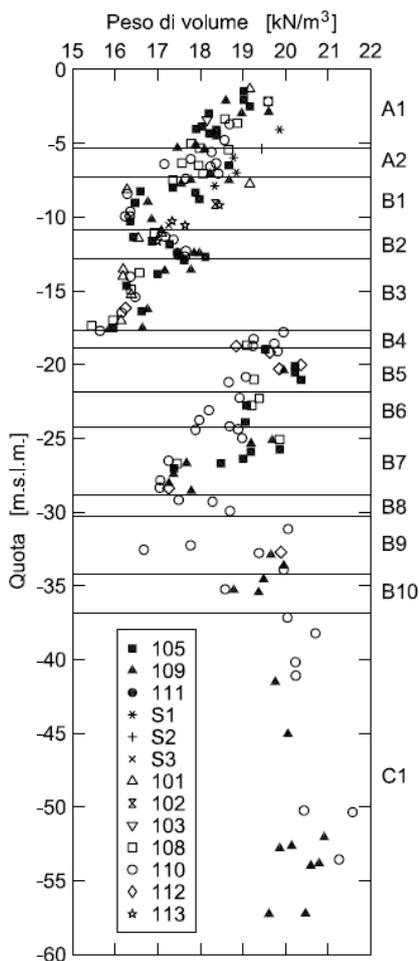


Figura 4: peso dell'unità di volume.

- *Indice dei vuoti* e_0 , ricavato dalla relazione $S * e = G_s * w$.
- Parametri meccanici relativi alla storia tensionale del deposito (σ'_p , σ'_{v0} , OCR). La *tensione verticale efficace* è calcolata facendo riferimento ai vari orizzonti del deposito, con particolare riguardo al peso specifico, oltre che all'altezza e alle condizioni di moto di falda. La *tensione di sovraconsolidazione* si determina sperimentalmente attraverso la prova edometrica (il procedimento è analogo a quello illustrato nella prima parte del presente elaborato). Si calcola quindi il *grado di sovraconsolidazione*. Sempre attraverso la prova edometrica si determinano i *coefficienti di compressibilità* C_c , C_R , E_{ED} .

Si ribadisce nuovamente che la tensione di sovraconsolidazione è dedotta sperimentalmente per mezzo della prova edometrica. È invece bene illustrare dettagliatamente il procedimento che consente di ricavare le tensioni verticali efficaci geostatiche (σ'_{v0}).

La suddivisione degli strati omogenei viene ulteriormente infittita (si motiverà nel seguito questa scelta); alla mezzeria di ogni strato è quindi attribuito un peso specifico sulla base della figura 4. Si calcola la tensione verticale totale del complesso A, ove si possono trascurare le perdite di carico dovute al moto di filtrazione:

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma z = 18 * 3 + \sum \gamma(z - D)$$

B6	-22	-23.2	-22.6	25.6	20	464.48	222.28	242.19
B6	-23.2	-24.4	-23.8	26.8	19.4	488.12	234.06	254.06
B7	-24.4	-25.4	-24.9	27.9	19	509.24	243.54	265.70
B7	-25.4	-26.4	-25.9	28.9	18.8	528.14	252.16	275.98
B7	-26.4	-27.7	-27.05	30.05	18.7	549.70	262.07	287.63
B7	-27.7	-29	-28.35	31.35	18.7	574.01	273.28	300.73
B8	-29	-30.4	-29.7	32.7	19	599.46	284.91	314.54
B9	-30.4	-32.4	-31.4	34.4	19.2	631.93	299.57	332.36
B9	-32.4	-34.4	-33.4	36.4	19.2	670.33	316.81	353.52
B10	-34.4	-35.7	-35.05	38.05	19.2	702.01	331.03	370.98
B10	-35.7	-37	-36.35	39.35	19.2	726.97	342.24	384.73

Tabella 2: tensioni verticali efficaci geostatiche.

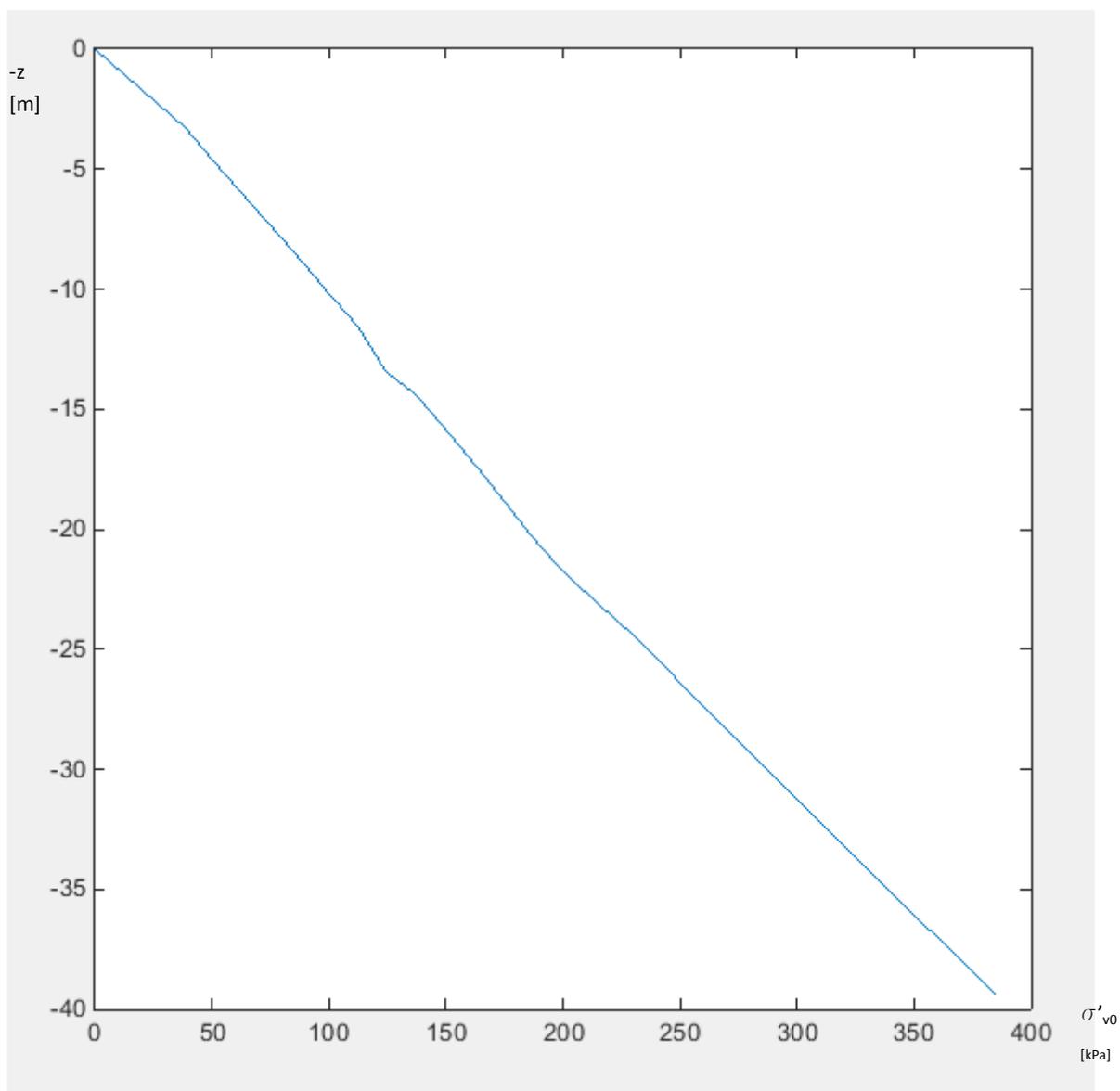


Figura 5: tensioni verticali efficaci geostatiche.

Strato	inizio strato [m slm]	fine strato [m slm]	Baricentro strato [m slm]	z [m]	σ'_{v0} [kPa]	OCR	σ'_p [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	σ'_{vf} [kPa]
A1	0	-0.6	-0.3	3.3	38.86	5.4	209.84	417.72	456.58
A1	-0.6	-1.2	-0.9	3.9	43.95	5.3	232.95	417.41	461.36
A1	-1.2	-1.8	-1.5	4.5	49.17	5.2	255.67	416.28	465.44
A1	-1.8	-2.4	-2.1	5.1	54.50	5.1	277.96	413.87	468.37
A1	-2.4	-3	-2.7	5.7	59.93	5	299.63	409.86	469.78
A1	-3	-3.6	-3.3	6.3	65.38	4.5	294.21	404.08	469.46
A1	-3.6	-4.2	-3.9	6.9	70.83	4	283.33	396.50	467.34
A1	-4.2	-4.8	-4.5	7.5	76.29	3.5	267.00	387.22	463.51
A1	-4.8	-5.4	-5.1	8.1	81.74	3	245.22	376.44	458.18
A2	-5.4	-5.9	-5.65	8.65	86.69	2.8	242.72	365.44	452.13
A2	-5.9	-6.4	-6.15	9.15	91.08	2.6	236.81	354.72	445.80
A2	-6.4	-6.9	-6.65	9.65	95.38	2.3	219.36	343.47	438.84
A2	-6.9	-7.4	-7.15	10.15	99.60	2	199.19	331.86	431.45
B1	-7.4	-8.2	-7.8	10.8	105.56	2.5	263.91	316.47	422.03
B1	-8.2	-9	-8.6	11.6	112.59	2.5	281.47	297.44	410.03
B1	-10	-10.9	-10.45	13.45	124.44	1.7	211.55	266.21	390.65
B2	-10.9	-11.9	-11.4	14.4	137.17	1.5	205.76	235.10	372.27
B2	-11.9	-12.9	-12.4	15.4	145.95	1.3	189.74	215.53	361.48
B3	-12.9	-13.9	-13.4	16.4	154.63	1.2	185.56	197.58	352.21
B3	-13.9	-14.9	-14.4	17.4	163.11	1.2	195.73	181.25	344.36
B3	-14.9	-15.9	-15.4	18.4	171.34	1.2	205.61	166.45	337.79
B3	-15.9	-16.9	-16.4	19.4	179.42	1.2	215.31	153.07	332.49
B3	-16.9	-17.8	-17.35	20.35	187.10	1.2	224.52	141.58	328.68
B4	-17.8	-19	-18.4	21.4	196.53	2	393.06	130.12	326.65
B5	-19	-20	-19.5	22.5	208.17	2.5	520.41	119.38	327.54
B5	-20	-21	-20.5	23.5	219.50	2.5	548.74	110.61	330.10
B5	-21	-22	-21.5	24.5	230.93	2.5	577.32	102.68	333.61
B6	-22	-23.2	-22.6	25.6	242.19	1	242.19	94.83	337.02
B6	-23.2	-24.4	-23.8	26.8	254.06	1	254.06	87.17	341.23
B7	-24.4	-25.4	-24.9	27.9	265.70	1	265.70	80.88	346.58
B7	-25.4	-26.4	-25.9	28.9	275.98	1	275.98	75.70	351.68
B7	-26.4	-27.7	-27.05	30.05	287.63	1	287.63	70.30	357.93
B7	-27.7	-29	-28.35	31.35	300.73	1	300.73	64.83	365.56
B8	-29	-30.4	-29.7	32.7	314.54	1	314.54	59.77	374.31
B9	-30.4	-32.4	-31.4	34.4	332.36	1	332.36	54.17	386.52
B9	-32.4	-34.4	-33.4	36.4	353.52	1	353.52	48.49	402.01
B10	-34.4	-35.7	-35.05	38.05	370.98	1	370.98	44.43	415.41
B10	-35.7	-37	-36.35	39.35	384.73	1	384.73	41.57	426.30

Tabella 3: tensione di sovraconsolidazione; incremento di tensione verticale; tensione verticale efficace post consolidazione.

Strato	inizio strato [m slm]	fine strato [m slm]	Baricentro strato [m slm]	z [m]	C _R	C _C	e ₀	E _{ed} [MPa]	ΔH [m]
A1	0	-0.6	-0.3	3.3	0.035	0.35	0.8		0.0479
A1	-0.6	-1.2	-0.9	3.9	0.035	0.35	0.8		0.0431
A1	-1.2	-1.8	-1.5	4.5	0.035	0.35	0.8		0.0387
A1	-1.8	-2.4	-2.1	5.1	0.035	0.35	0.8		0.0347
A1	-2.4	-3	-2.7	5.7	0.035	0.35	1		0.0278
A1	-3	-3.6	-3.3	6.3	0.035	0.35	1		0.0282
A1	-3.6	-4.2	-3.9	6.9	0.035	0.35	1		0.0291
A1	-4.2	-4.8	-4.5	7.5	0.035	0.35	1		0.0309
A1	-4.8	-5.4	-5.1	8.1	0.035	0.35	1		0.0335
A2	-5.4	-5.9	-5.65	8.65				16	0.0114
A2	-5.9	-6.4	-6.15	9.15				16	0.0111
A2	-6.4	-6.9	-6.65	9.65				16	0.0107
A2	-6.9	-7.4	-7.15	10.15				16	0.0104
B1	-7.4	-8.2	-7.8	10.8	0.16	0.95	1.6		0.0792
B1	-8.2	-9	-8.6	11.6	0.16	0.95	1.6		0.0674
B1	-10	-10.9	-10.45	13.45	0.16	0.95	1.6		0.2119
B2	-10.9	-11.9	-11.4	14.4	0.13	0.8	1.4		0.0954
B2	-11.9	-12.9	-12.4	15.4	0.13	0.8	1.4		0.0995
B3	-12.9	-13.9	-13.4	16.4	0.18	0.8	1.5		0.0948
B3	-13.9	-14.9	-14.4	17.4	0.18	0.8	1.5		0.0842
B3	-14.9	-15.9	-15.4	18.4	0.13	0.7	1.5		0.0645
B3	-15.9	-16.9	-16.4	19.4	0.13	0.7	1.5		0.0570
B3	-16.9	-17.8	-17.35	20.35	0.13	0.7	1.5		0.0454
B4	-17.8	-19	-18.4	21.4	0.065	0.25	0.6		0.0108
B5	-19	-20	-19.5	22.5	0.06	0.3	0.7		0.0069
B5	-20	-21	-20.5	23.5	0.06	0.3	0.7		0.0063
B5	-21	-22	-21.5	24.5	0.06	0.3	0.7		0.0056
B6	-22	-23.2	-22.6	25.6				60	0.0019
B6	-23.2	-24.4	-23.8	26.8				60	0.0017
B7	-24.4	-25.4	-24.9	27.9	0.1	0.7	1.2		0.0367
B7	-25.4	-26.4	-25.9	28.9	0.1	0.7	1.2		0.0335
B7	-26.4	-27.7	-27.05	30.05	0.1	0.7	1.2		0.0393
B7	-27.7	-29	-28.35	31.35	0.1	0.7	1.2		0.0351
B8	-29	-30.4	-29.7	32.7	0.08	0.35	0.9		0.0195
B9	-30.4	-32.4	-31.4	34.4	0.08	0.35	0.9		0.0242
B9	-32.4	-34.4	-33.4	36.4	0.08	0.35	0.7		0.0230
B10	-34.4	-35.7	-35.05	38.05	0.08	0.35	0.8		0.0124
B10	-35.7	-37	-36.35	39.35	0.08	0.35	0.8		0.0113

Tabella 4: parametri di compressibilità e calcolo del cedimento di ogni strato. In giallo si è evidenziato il caso A (comportamento elastico e plastico); in azzurro il caso B (comportamento elastico); in rosso il caso C (comportamento plastico).

Il cedimento totale è la somma degli accorciamenti dei vari strati: $\Delta H = 1.52 m$.

Tale cedimento non comprende quello dovuto al creep.

$$M = \frac{6\sin(\phi')}{2 - \sin(\phi')}$$

Da cui si ricava: $\phi' = 24.96^\circ$.

Si vuole ora determinare il cerchio di Mohr corrispondente a ciascuna coppia (p',q) .

Ricordando le definizioni degli invarianti:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

si ricava:

$$\sigma'_1 = p' + \frac{2}{3}q \quad \sigma'_3 = p' - \frac{q}{3}$$

I punti di rottura, espressi tramite le tensioni principali, sono i seguenti:

prova	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)
1	247.33	101.33
2	330.00	135.00
3	422.67	172.67
4	471.67	191.67
5	660.00	270.00
6	992.00	404.00

Si possono quindi disegnare i sei cerchi di Mohr:

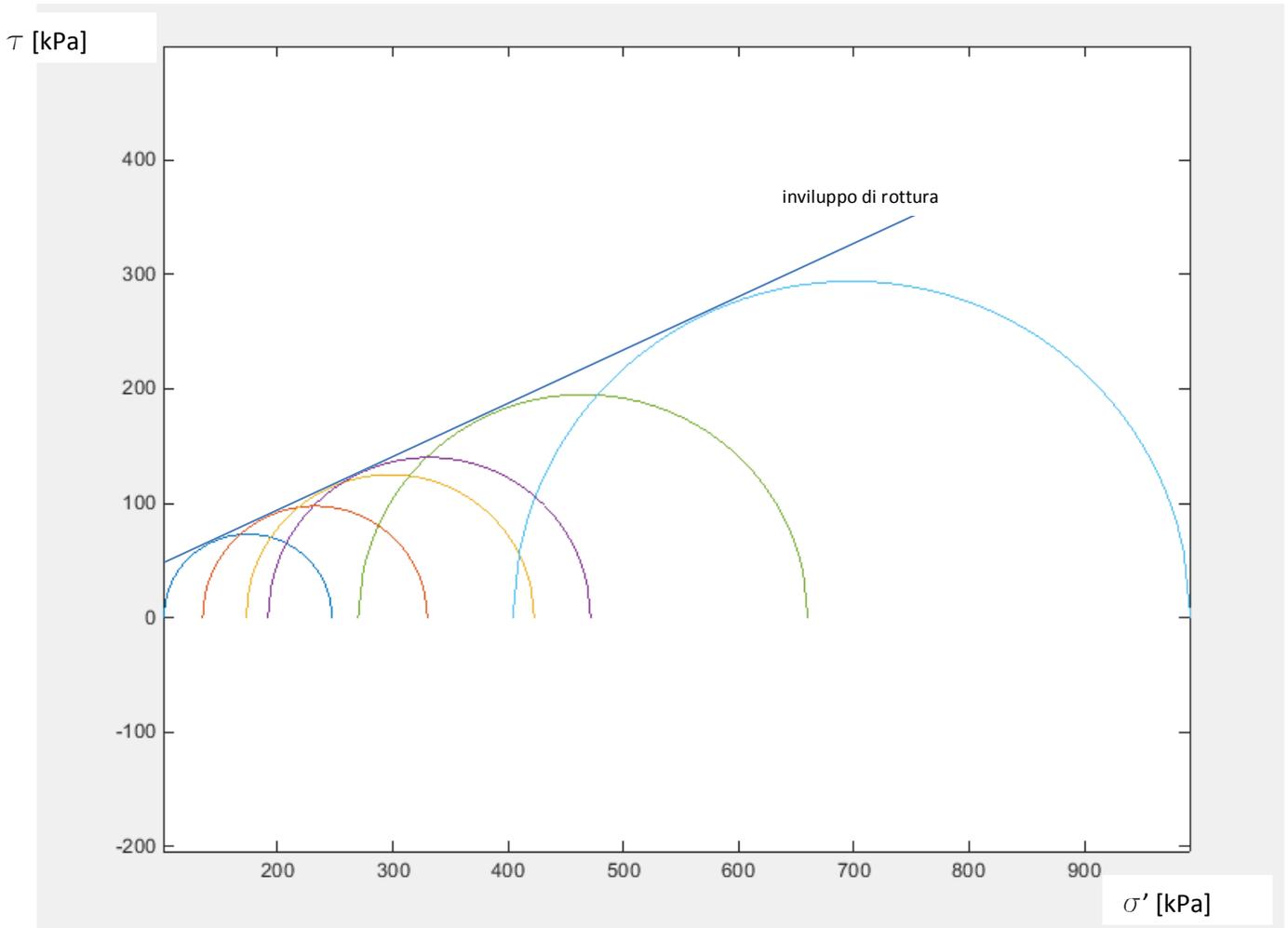


Figura 3

$$\Delta u_2 = p_2 - p'_2 = 616.2 - 592 = 24.2 \text{ kPa}$$

Si ottengono i seguenti risultati:

Incrementi di carico	p'_f [kPa]	q_f [kPa]	p_f [kPa]	Δu [kPa]
1	600	0	600.0	0.0
2	592	50	616.7	24.7
3	567	100	633.3	66.3
4	525	150	650.0	125.0
5	467	200	666.7	199.7
6	392	250	683.3	291.3
7	300	300	700.0	400.0

Alla rottura la sovrappressione interstiziale vale: $\Delta u = 400 \text{ kPa}$.

Se ne deduce che il materiale è **normalconsolidato (OCR=1)** e si esclude quindi che il campione possa essere un'argilla consistente (il campione potrebbe invece essere una sabbia sciolta o un'argilla tenera).

La rottura avviene allo stato critico e l'involuppo di rottura è rettilineo e passante per l'origine; la sua pendenza è pari a:

$$M = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{3 - \sin \phi'_{cv}} = 1$$

e, di conseguenza l'angolo di stato critico vale:

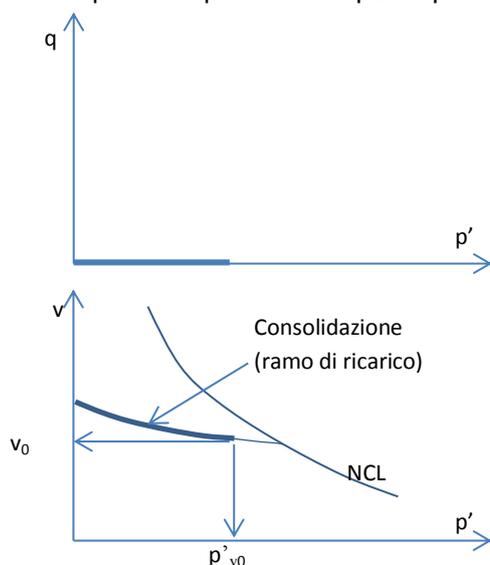
$$\phi'_{cv} = 25.4^\circ$$

Gli stress path possono essere rappresentati graficamente:

Per dedurre la resistenza al taglio non drenata, si ricorda la relazione:

$$s_u = \frac{1}{2} q_{cs} = \frac{1}{2} 300 = 150 \text{ kPa}$$

Affinché tale assunzione possa rivelarsi corretta, al termine della fase di consolidazione della prova CIU, si dovrà avere un contenuto d'acqua pari a quello naturale w_N . In altri termini la riconsolidazione deve terminare quando la tensione normale media p' coincide con la tensione normale media corrispondente allo stato in sito: $p'_0 = \frac{1+2k_0}{3} \sigma'_{v0}$, in modo tale che il volume specifico, e quindi il contenuto d'acqua, corrisponda a quello in sito per il quale viene eseguita la prova UU.



Per stimare il grado di sovraconsolidazione è anzitutto necessario dedurre la tensione verticale efficace: si osserva che la riconsolidazione del provino è eseguita isotropicamente e pertanto, al termine di tale fase, la tensione verticale efficace coincide con quella orizzontale. La tensione verticale efficace, al termine della fase CI, ossia alla profondità di prelievo del campione, è uguale alla tensione normale media a fine consolidazione:

$$\sigma'_{v0} = p'_0 = 600 \text{ kPa}$$

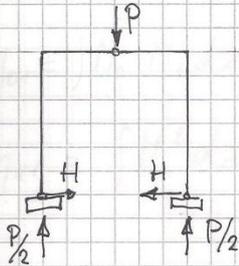
La stima del grado di sovraconsolidazione si effettua utilizzando la relazione:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = 0.22 * OCR^{0.8}$$

Da cui si ricava $OCR = 1.17$, da cui si deriva che il materiale è poco sovraconsolidato.

a)

Risolve la struttura:



$$H = \frac{P}{4} \cdot \frac{l}{h}$$

Sul pilastro agiscono le seguenti forze:

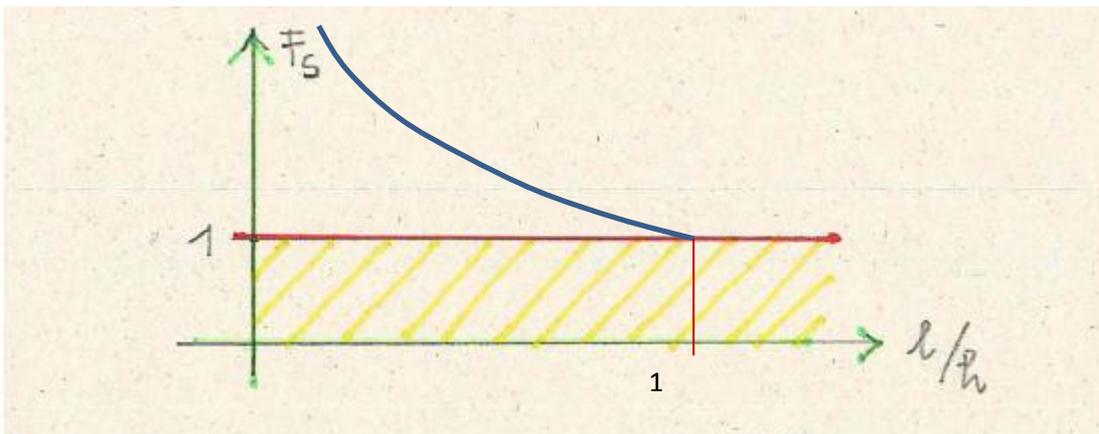


Agisce, inoltre la resistenza al taglio T_R :

$$T_R = \mu N = 0.5 \cdot \frac{P}{2} = \frac{P}{4}$$

Il fattore di sicurezza nei confronti dello scorrimento è dato da:

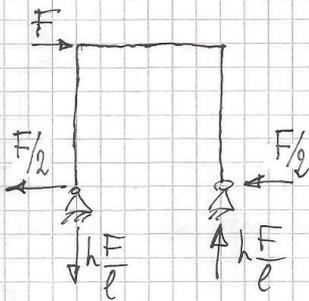
$$F_S = \frac{T_R}{H} = \frac{P/4}{P/4 \cdot l/h} = \frac{1}{l/h}$$



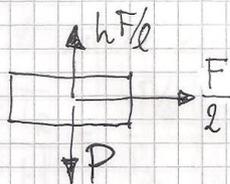
PLV: $y_{VE} = 0 = y_{v1} = \int_{Str.} M_1 \cdot \frac{M_0 + M_1 X}{EI} dz$
 $\Rightarrow X = - \frac{m_{01}}{m_{11}}$

$\rightarrow m_{01} = \int M_0 M_1 dz = -\frac{l}{2} F h^2 - \frac{F h^3}{3}$
 $\rightarrow m_{11} = \int M_1^2 dz = l h^2 + \frac{2}{3} h^3$ } $X = \frac{F}{l}$

Sistema reale:



Sul pinto di sinistra agiscono le seguenti forze:

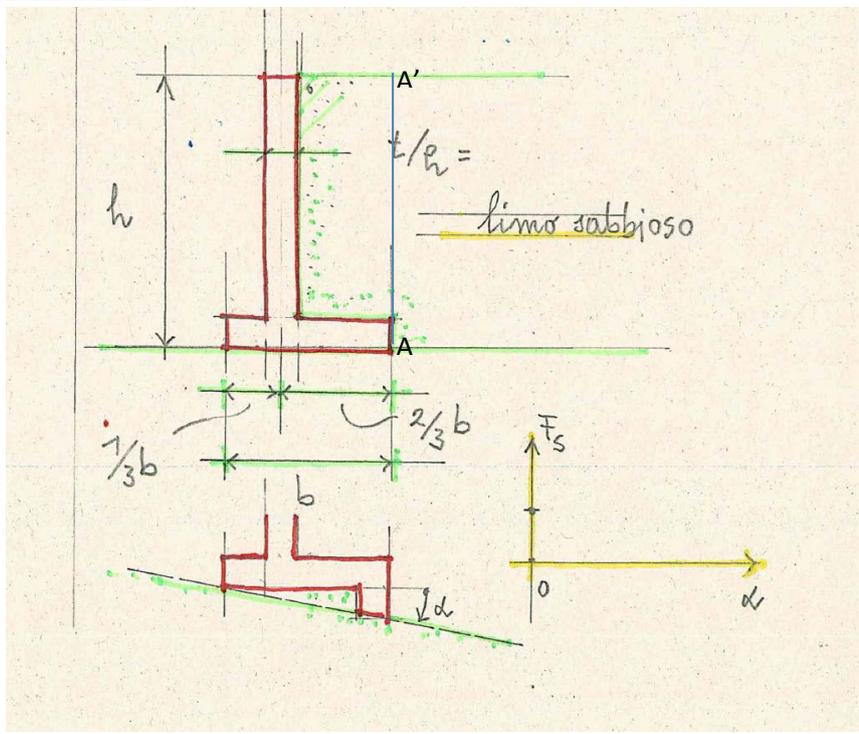


• VERIFICA AL SOLLEVAMENTO

$F_S = 1.5 = \frac{P}{\frac{h}{l} F} \Rightarrow P = 1.5 \cdot \frac{h}{l} \cdot F$

ESERCITAZIONE 6: spinte e opere di sostegno

ESERCIZIO 1



(a) Con riferimento alla sezione di scavo illustrata in Figura, di altezza $h = 4\text{ m}$, effettuare il predimensionamento del muro a mensola, utilizzando i criteri riportati nella Figura 8.22 del libro di testo.

Nota l'altezza del muro a mensola, si può ricavare la base b , assunta pari al 60% dell'altezza: $b = 0.6 * 4 = 2.4\text{ m}$; sono quindi note le dimensioni dei due lati della base ($\frac{b}{3}$ e $\frac{2b}{3}$).

Lo spessore della base e del paramento verticale è assunto pari a: $s = \frac{h}{10} = 0.4\text{ m}$.

(b) Determinare quindi il valore della spinta attiva, utilizzando la teoria di Rankine, con i seguenti parametri: $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$; $\phi' = 32^\circ$.

Per il calcolo della spinta attiva, agente sul piano A-A' indicato in figura, si fa riferimento alla soluzione di Rankine: la tensione limite attiva, agente su A-A', ad una generica profondità z dal piano campagna, ha la stessa inclinazione del piano campagna (in questo caso $i=0^\circ$), e in modulo vale:

$$\sigma'_a = \gamma * z * \cos(0^\circ) * k_a$$

dove il coefficiente di spinta attiva è pari a: $k_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = 0.31$.

Il valore della spinta attiva si ottiene integrando la tensione limite attiva sul piano A-A' su cui essa agisce, ottenendo il seguente risultato:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos(0^\circ) k_a = \frac{1}{2} 20 * 4^2 * 0.31 = 49.16\text{ kN}$$

(la soluzione è riferita ad un metro di profondità del muro).

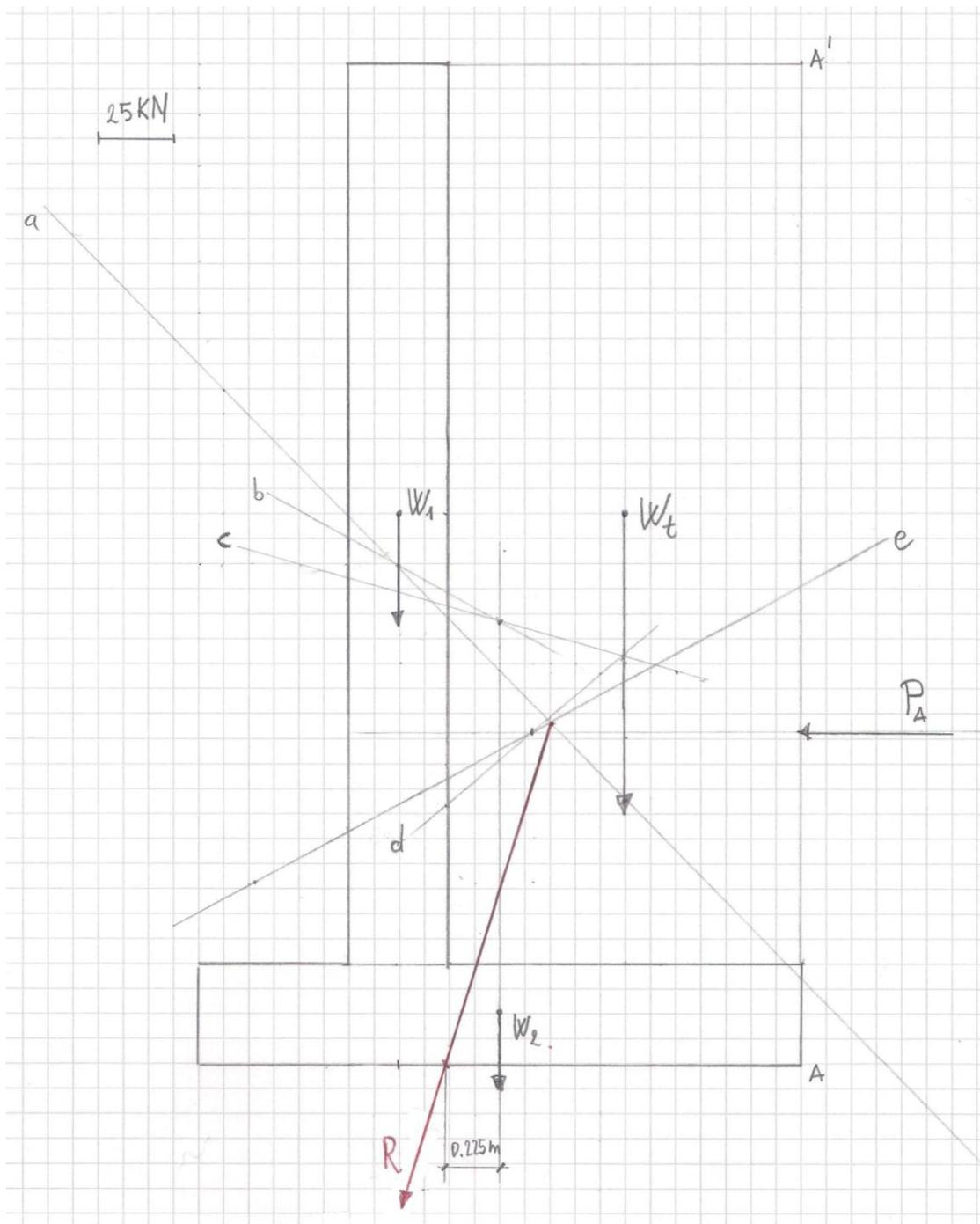


Figura: poligono funicolare

Il poligono funicolare consente di ricavare l'ascissa del punto in cui la retta d'azione della risultante R interseca il piano d'appoggio della fondazione: questo è posto a $d = 0.225 \text{ m}$ a sinistra del baricentro della base del muro.

(d) Eseguire la verifica allo scorrimento e al ribaltamento assumendo un valore di attrito muro-terreno $\delta = 0.9 \cdot \phi'$.

- **Verifica allo scorrimento:** occorre calcolare il coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scorrimento, dato dal rapporto delle azioni resistenti, parallele al piano di posa (valutate nelle condizioni limite ultime) e delle azioni tangenziali al piano di posa:

(f) Mostrare come varia il coefficiente di sicurezza allo scorrimento al variare dell'inclinazione del piano di posa.

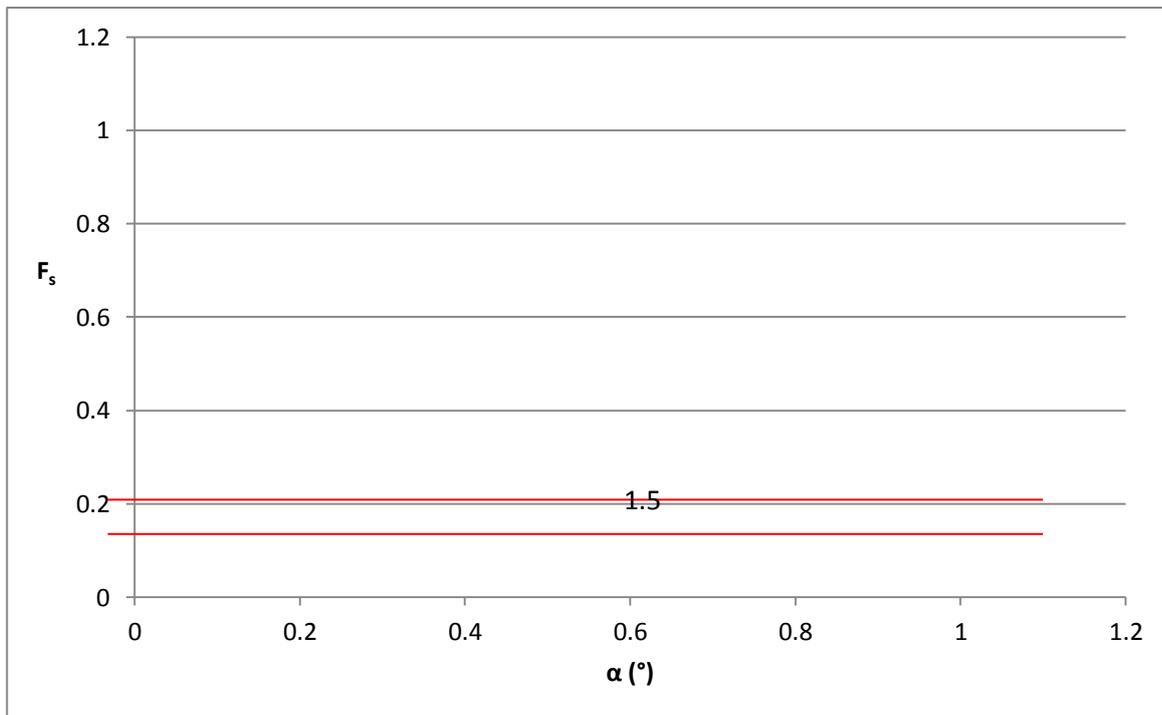
In questo caso, il coefficiente di sicurezza va calcolato con riferimento alle componenti normali e parallele alla superficie di scorrimento; in altri termini è necessario decomporre i vettori R_v e R_H :



Il coefficiente di sicurezza si scrive quindi come:

$$F_s = \frac{(\tan \delta_b)(R_v \cos \alpha + R_H \sin \alpha)}{R_H \cos \alpha - R_v \sin \alpha} = \frac{\tan(0.9 * 32^\circ) * (160.8 \cos \alpha + 49.16 \sin \alpha)}{49.16 \cos \alpha - 160.8 \sin \alpha}$$

La formula può ritenersi valida per valori dell'angolo α non troppo elevati, sicché non si debba tener conto dell'incremento di peso dell'opera e dell'aumento di spinta attiva, in virtù di una maggiore area di spinta.

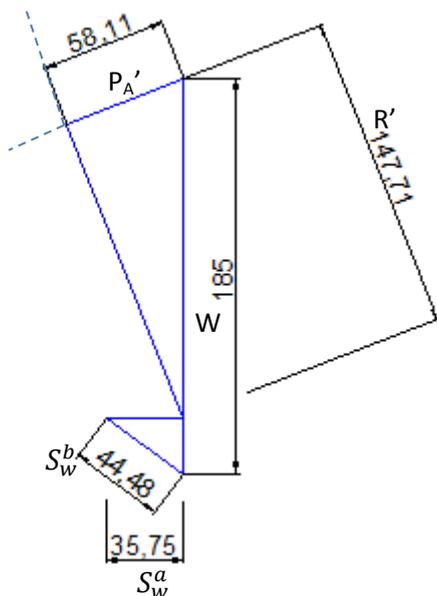


Dal grafico si denota un incremento del coefficiente di sicurezza allo scorrimento all'aumentare dell'inclinazione del piano di posa. Per angoli inferiori a -3° , il coefficiente di sicurezza è minore di 1.5; per angoli inferiori a -12° , il coefficiente di sicurezza è minore all'unità.

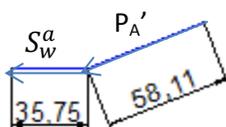
$$S_w^b = \gamma_w * \frac{2.70}{2} * \frac{2.70}{\cos(36.5^\circ)} = 9.81 * 1.35 * 3.359 = 44.48 \text{ kN}$$

Si calcola quindi la spinta attiva presente con differenti sistemi di drenaggio dell'acqua:

- *Spinta attiva in assenza di sistemi di drenaggio:* in tal caso compaiono entrambe le componenti di spinta dell'acqua S_w^a e S_w^b . Per determinare il valore di spinta attiva, è possibile costruire il poligono delle forze:



Le spinte complessivamente agenti sull'opera sono la spinta attiva e la spinta dell'acqua S_w^a :



In tal caso, il coefficiente di sicurezza nei riguardi dello scorrimento sul piano di posa vale:

$$F_S = \frac{\tan(0.9\phi') * (W + P'_A \sin(\frac{2}{3}\phi'))}{S_w^a + P'_A \cos(\frac{2}{3}\phi')} = \frac{\tan(0.9 * 32^\circ) * (185 + 58.11 \sin(21.33^\circ))}{35.75 + 58.11 \cos(21.33^\circ)} = 1.09$$

Il coefficiente di sicurezza è minore di 1.5; pertanto la verifica allo scorrimento sul piano di posa non è soddisfatta e per tale motivo si introducono sistemi di drenaggio, nel seguito illustrati.

- *Spinta attiva in presenza di dreno continuo a ridosso della parete interna del muro:* si realizza un riempimento in materiale a grana grossa a tergo dell'opera, protetto da uno strato di tessuto-non tessuto, con lo scopo di raccogliere l'acqua che sarà liberata alle estremità del muro. In questo caso la spinta dell'acqua S_w^a si annulla in quanto il paramento interno del muro è a pressione atmosferica; si assume, per semplicità che la spinta S_w^b non vari. Costruendo nuovamente il poligono delle forze, si ha:

$$F_s = \frac{\tan(0.9\phi') * (W + P'_A \sin(\frac{2}{3}\phi'))}{P'_A \cos(\frac{2}{3}\phi')} = \frac{\tan(0.9 * 32^\circ) * (185 + 67.8 \sin(21.33^\circ))}{67.8 \cos(21.33^\circ)} = 1.58$$

Il coefficiente di sicurezza è maggiore di 1.5; pertanto la verifica allo scorrimento sul piano di posa è soddisfatta.

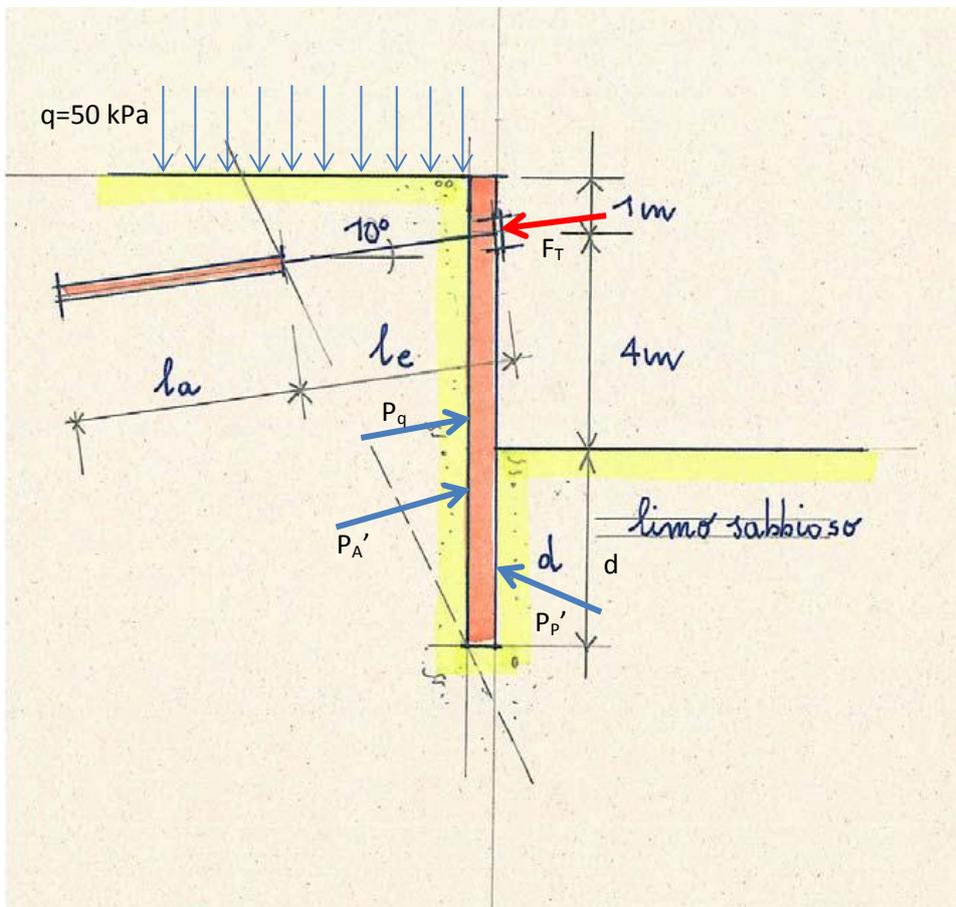
- Si cita un'ulteriore possibile soluzione: la costruzione di *fori di scarico nel corpo del muro*, i quali presentano però l'inconveniente di riversare l'acqua infiltrata nel terreno al piede della fondazione, con conseguente erosione.

ESERCIZIO 3

Dimensionare la paratia, assumendo per il limo sabbioso un peso specifico $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$, un angolo di resistenza al taglio di 32° , un angolo di attrito muro-terreno $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ (per il coefficiente di spinta attiva) e $\delta = \frac{1}{2}\phi'$ (per il coefficiente di spinta passiva) e ipotizzando la presenza di un sovraccarico q di intensità pari a 50 kPa.

Determinare inoltre la lunghezza libera l_e del tirante e lunghezza l_a del tratto di connessione, assumendo un diametro di perforazione $\phi = 127mm$, un valore della resistenza di connessione $\tau = 100kPa$ e un coefficiente di sicurezza globale pari a 2.5.

Calcolare infine il valore del momento flettente massimo.



Applicando l'equilibrio alla traslazione orizzontale, si ricava la forza che deve trasmettere il tirante su una porzione di muro larga 1 m:

$$F = P_{AH} + P_{AQ} - P_P = 142.60 + 95.57 - 146.72 = 91.45 \text{ kN/m}$$

Sul tirante deve quindi agire uno sforzo normale di trazione pari a:

$$F'_T = \frac{F}{\cos(10^\circ)} = 92.86 \text{ kN/m}$$

Per il dimensionamento del tirante, tale valore è moltiplicato per l'interasse tra due tiranti ($s=2$ m), in modo da ottenere la forza trasmessa dal tirante su una porzione larga 2 m:

$$F_T = F'_T * 2 = 185.72 \text{ kN}$$

Per calcolare la lunghezza del tratto d'infissione si suppone di eseguire un foro $\phi = 127 \text{ mm}$ con un valore della resistenza di connessione $\tau = 100 \text{ kPa}$, a cui si applica un coefficiente di sicurezza globale $F_{S, globale} = 2.5$, sicché:

$$\frac{\tau}{F_{S, globale}} * 2\pi * \frac{\phi}{2} * l_a = F_T$$

e quindi: $l_a = 11.64 \text{ m}$.

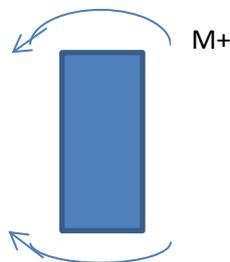
Si calcola infine la lunghezza libera del tirante, applicando il teorema dei seni:

$$\frac{l_e}{\sin\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{4 + d}{\sin\left(55^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

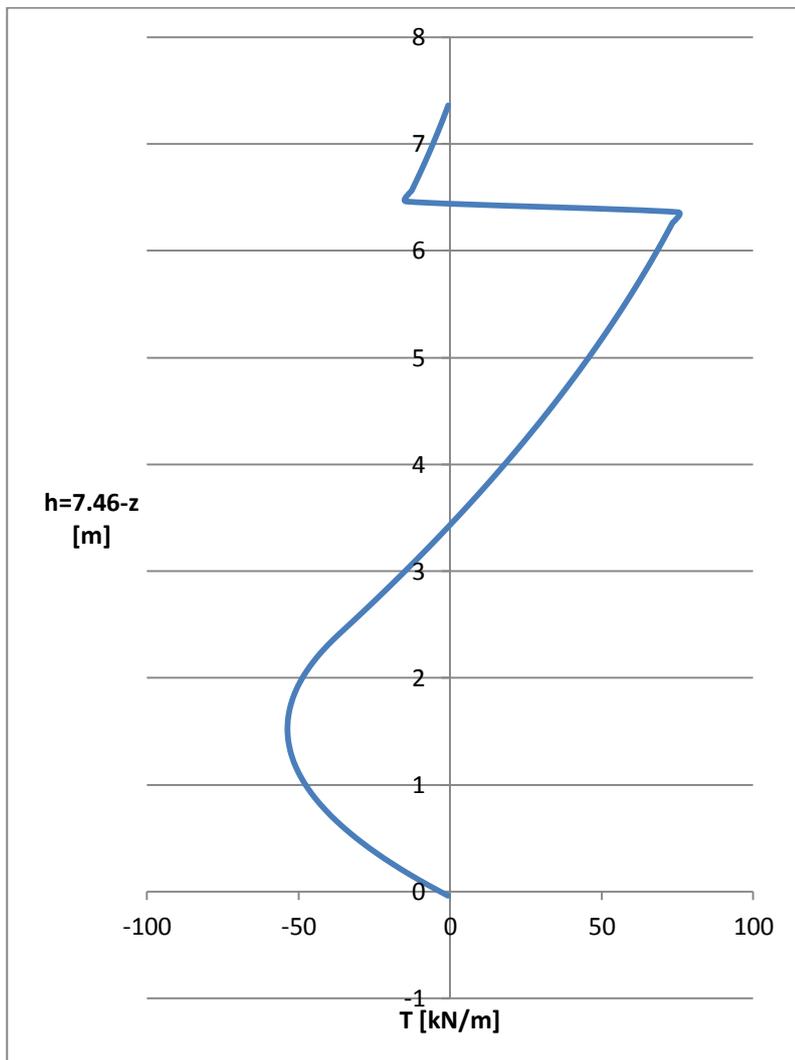
e quindi: $l_e = 3.31 \text{ m}$.

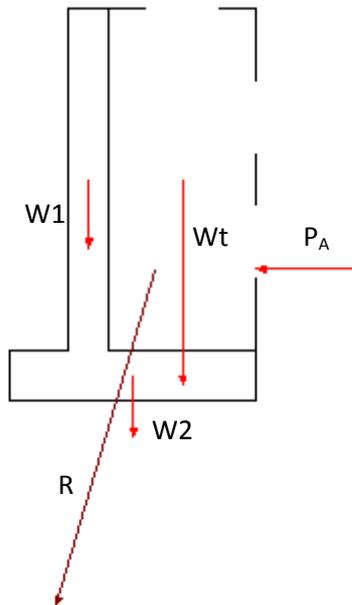
L'andamento del momento flettente in funzione di z (positiva verso il basso) si ottiene considerando le forze agenti moltiplicate per il relativo braccio:

- $0 \leq z \leq 1$ (m): $M(z) = -\frac{1}{2}k_a\gamma z^2 * \left(\frac{z}{3}\right) - k_a q z * \left(\frac{z}{2}\right)$;
- $1 < z \leq 5$ (m): $M(z) = -\frac{1}{2}k_a\gamma z^2 * \left(\frac{z}{3}\right) - k_a q z * \left(\frac{z}{2}\right) + F * (z - 1)$;
- $5 < z \leq 7.46$ (m): $M(z) = -\frac{1}{2}k_a\gamma z^2 * \left(\frac{z}{3}\right) - k_a q z * \left(\frac{z}{2}\right) + F * (z - 1) + \frac{1}{2}\frac{k_p}{F_S}\gamma(z - 5)^2 * \left(\frac{z-5}{3}\right)$.



Il diagramma di taglio si ottiene derivando il momento flettente rispetto a z.





È anzitutto necessario calcolare le forze agenti sul muro, ossia il peso del muro stesso (somma del peso del paramento verticale, W_1 , e del peso della base, W_2) e il peso del volume di terreno gravante sulla suola di fondazione W_t :

$$W_1 = \gamma_{cls} 7 * 0.8 = 25 * 7 * 0.8 = 140 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = \gamma_{cls} 5 * 1 = 25 * 5 * 1 = 125 \text{ kN/m}$$

$$W_t = \gamma * 3 * 7 = 20 * 3 * 7 = 420 \text{ kN/m}$$

Per il calcolo della spinta attiva, agente sul piano A-A' indicato in figura, si fa riferimento alla soluzione di Rankine: la tensione limite attiva, agente su A-A', ad una generica profondità z dal piano campagna, ha la stessa inclinazione del piano campagna (in questo caso $i=0^\circ$), e in modulo vale:

$$\sigma'_a = \gamma * z * \cos(0^\circ) * k_a$$

dove il coefficiente di spinta attiva è pari a: $k_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = 0.31$.

Il valore della spinta attiva si ottiene integrando la tensione limite attiva sul piano A-A' su cui essa agisce, ottenendo il seguente risultato:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos(0^\circ) k_a = \frac{1}{2} 20 * 8^2 * 0.31 = \mathbf{196.65 \text{ kN/m}}$$

(la soluzione è riferita ad un metro di profondità del muro).

Si esegue quindi la costruzione grafica del poligono delle forze e del poligono funicolare al fine di determinare, rispettivamente, risultante delle forze trasmesse al terreno di fondazione e retta d'azione di tale forza.

Il poligono funicolare consente di ricavare l'ascissa del punto in cui la retta d'azione della risultante R interseca il piano d'appoggio della fondazione: questo è posto a $d = 0.34 m$ a sinistra del baricentro della base del muro.

Essendo la fondazione dell'opera posata su un'argilla tenera, le cui caratteristiche meccaniche non garantiscono sufficiente affidabilità, è necessario prevedere l'inserimento di micropali. Per il calcolo del carico trasmesso ai pali si fa riferimento alla loro seguente disposizione:

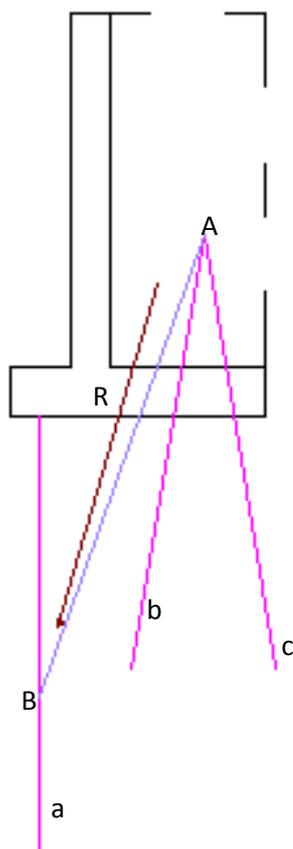


Figura: disposizione dei micropali a, b, c .

Si osserva che la risultante di b e c ($b+c$) deve passare per A , così come la risultante di a e R deve passare per B . La retta d'azione di $b+c$ è quindi AB .

Si scompone anzitutto R nelle componenti a e $b+c$:

In definitiva le forze trasmesse dal muro ai micropali sono le seguenti:

Forza	Intensità [kN/m]	Tipologia micropalo
a	128.15	Puntone
b	885.28	Puntone
c	320.7	Tirante

Le rette d'azione delle forze sono quelle rappresentate nelle figure precedenti; per il verso, si faccia riferimento alla tipologia del micropalo.

(c) terreno di fondazione costituito da sabbia sciolta.

Si ipotizzi che tra le pilastrate adiacenti si abbiano interassi pari a 4.8 m e 4.2 m.

Effettuato il predimensionamento, determinare il valore della capacità portante del sistema fondazione terreno e verificare che sussistano i previsti margini di sicurezza.

Per la stima dei parametri di resistenza al taglio si suggerisce di far riferimento alla Tabella 1.6 e alla Figura 8.61.

Predimensionamento

Si riporta, nel seguito, il predimensionamento del solo plinto centrale della costruzione. A tal fine, si deve valutare, seppur approssimativamente, il carico trasmesso dall'edificio a tale plinto. Per ogni piano (1-5), si considerano presenti i seguenti carichi:

- Peso proprio solaio: $q = 3 \text{ kN/m}^2$;
- Peso tramezzi interni: $q = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Carico utile: $q = 2 \text{ kN/m}^2$.

Il carico complessivo che spetta ad ogni piano è quindi pari a: $q = 7 \text{ kN/m}^2$.

Per il sesto piano e per il tetto si assume per ognuno un carico: $q = 5 \text{ kN/m}^2$.

Il carico complessivo è quindi pari a: $q = 7 * 5 + 5 * 2 = 45 \text{ kN/m}^2$. Considerando un'area di competenza del plinto centrale pari a: $A = \frac{4.80+4.20}{2} * \frac{(5.75+5.25)}{2} = 24.52 \text{ m}^2$, il carico normale gravante sul plinto centrale vale: $N = 45 * 24.52 = 1103 \text{ kN}$.

Il predimensionamento del plinto consiste nell'individuare la larghezza b (il plinto è supposto a pianta quadrata) e l'altezza h.

- Il criterio per determinare la larghezza del plinto si basa su una valutazione approssimativa del carico che il terreno è in grado di portare:

Valori orientativi del carico unitario ammissibile (CP 2004, 1972)	
tipo di terreno	carico unitario ammissibile (kN/m²)
argilla tenera e limi plastici teneri	<75
argilla consistente	75-150
argilla dura	150-300
sabbia sciolta	<100
sabbia mediamente addensata	100-300
sabbia molto densa	> 300

Si impone quindi:

$$\frac{N}{b^2} = q_{amm} \quad (1)$$

- Per determinare l'altezza si fa riferimento ad una rottura per punzonamento:

$$b = 3.30 \text{ m}$$

Dalla equazione (2) si ricava:

$$h = 0.35 \text{ m}$$

Verifica

Si procede quindi a verificare le dimensioni ottenute:

- a) Terreno di fondazione costituito da *sabbia densa*: trattandosi di un materiale a grana grossa la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali avviene contestualmente all'applicazione del carico, sicché si effettua la verifica in condizioni drenate. Si valuta il carico limite mediante la formulazione di Brinch Hansen:

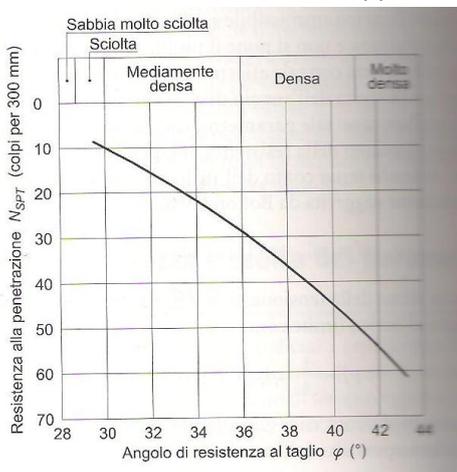
$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma b N_{\gamma} s_{\gamma} + q N_q s_q \quad (3)$$

Il sovraccarico q ai lati della fondazione viene trascurato in quanto non persistente: per motivi costruttivi può essere rimosso.

Prendendo in considerazione le oscillazioni stagionali e di lungo termine della falda, questa è supposta coincidente con il piano di posa della fondazione, ponendosi quindi nelle condizioni peggiori in termini di capacità portante. Nella (3) si deve quindi inserire il peso dell'unità di volume alleggerito γ' , in luogo di γ .

Si osserva che, rispetto alla formulazione originale, i coefficiente di Brinch Hansen b, g, d, i sono stati posti pari all'unità mentre è stato conservato il solo coefficiente $s_{\gamma} = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')}$ che tiene conto dell'incremento di capacità portante dovuto alla fondazione non nastriforme, sicché il meccanismo di collasso non è piano ma tridimensionale.

Trattandosi di sabbia densa, si suppone un angolo di resistenza al taglio: $\varphi' = 36^\circ$.



Si determina quindi il coefficiente di capacità portante: $N_{\gamma} = 56.31$.

Si suppone $\gamma = 20 \frac{kN}{m^3}$ e quindi $\gamma' = 10 \frac{kN}{m^3}$.

Si ricava $s_{\gamma} = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin(36)}{1 - \sin(36)} = 1.39$.

Il carico limite vale quindi: $q_{lim} = \frac{1}{2} * 10 * 2.4 * 56.31 * 1.39 = 939.25 \text{ kPa}$.

Il carico ammissibile si ottiene applicando al carico netto (che in questo caso coincide col carico limite) un coefficiente di sicurezza globale $F_S = 3$:

Il carico ammissibile si ottiene applicando al carico netto (che in questo caso coincide col carico limite) un coefficiente di sicurezza globale $F_S = 3$:

$$q_{AMM} = \frac{329.3}{3} = \mathbf{110\ kPa}$$

Il carico trasmesso dalla struttura al terreno, nell'ipotesi che questo sia centrato rispetto al plinto:

$$q_S = \frac{N}{b^2} = \frac{1103}{3.3^2} = 101\ kPa$$

Essendo $q_S < q_{AMM}$, la verifica di sicurezza è soddisfatta.