

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

L 5 8

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

b

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 2

CATEGORIA
OPERA

I G

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

SARONNO CITY HUB

Progetto Definitivo

RELAZIONE GEOTECNICA

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1	LUG 2023	revisione elaborati		
	0	mag 2023	prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Andrea Lucia Passarelli

Progettista



PROVINCIA DELLA PROVINCIA
DOTT. ING.
ERBA LUCA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639
LECCO

Collaborazione

REDATTO CONTROLLATO APPROVATO DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DEL TERRENO	4
3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA.....	8
4. MODELLO GEOTECNICO	21
5. VERIFICA DELLA STABILITA' DELLO SCAVO	22
6. RESISTENZA DEL TERRENO, CEDIMENTI E COEFFICIENTE DI WINKLER.....	23
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	24

ALLEGATI

ALL.1: VERIFICA DI STABILITA' DELLO SCAVO

ALL.2 : SCHEMA DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica preliminare è redatta su incarico della società Nord Ing s.r.l., a corredo del progetto per la realizzazione un nuovo Polo infrastrutturale tecnologico manutentivo e riqualificazione della Stazione di Saronno e aree limitrofe.

L'intervento ricade nel territorio comunale di Saronno (Va) e si ubica come da stralcio seguente nel quale sono riportate anche le ubicazioni delle indagini eseguite.



Figura 1-1 Stralcio planimetrico (da Google Earth)

E' stata eseguita in Febbraio 2021 una campagna di indagine geognostica consistente in quattro sondaggi geotecnici ed ambientali a carotaggio continuo spinti a -12÷20 m p.c. con esecuzione di prove SPT e Lefranc, prelievo ed esame in laboratorio di campioni rimaneggiati e prelievo di campioni ambientali; in più sono stati eseguiti uno stendimento MASW e quattro prove penetrometriche dinamiche DPSH in prossimità dei sondaggi (le prove sono andate a "rifiuto" a profondità di circa 4,7 m.

Le modalità di esecuzione delle indagini e l'ubicazione delle stesse sono riportate nelle relazioni specifiche, così come i risultati delle analisi di laboratorio chimico e geotecnico.

L'intervento nella sua globalità è piuttosto complesso e consiste nella riqualificazione dell'intera area (di circa 36.400 m², compresa fra via Griffanti, Viale delle Rimembranze e la Ferrovia) con ricostruzione parziale o totale degli edifici ora presenti, alcuni dei quali risalgono a fine '800. Il masterplan di progetto è rappresentato nella seguente figura:



In dettaglio (sinteticamente):

L'edificio 1 sarà ubicato nella posizione attualmente occupata dall'edificio Sdf 1.

Stante lo stato attuale delle strutture di quest'ultimo, infatti, si è ritenuto di prevederne la demolizione.

Il nuovo edificio, che sarà realizzato con il metodo della prefabbricazione al fine di contenere costi e tempi realizzativi, ha una pianta rettangolare di dimensioni 68,70 m x 26 m ed è suddiviso in quattro livelli fuori terra e uno interrato.

Al piano terra saranno collocati la hall, le sale conferenze e un bar a servizio del polo.

Nei tre piani superiori saranno collocati gli uffici. Al piano interrato, infine, sarà realizzato un parcheggio interrato a servizio del Polo.

L'edificio 2 e 3 di nuova costruzione viene situato in posizione baricentrica rispetto all'area del Polo; Realizzato anch'esso con il sistema della prefabbricazione, presenta una pianta rettangolare di dimensioni 60 m x 72 m.

L'edificio è distribuito su tre livelli fuori terra e prevede al piano terra il magazzino, a doppia altezza, che verrà centralizzato rispetto alla situazione attuale, laboratori e spogliatoi.

Al piano privo saranno collocati gli uffici tecnici, la medicina preventiva e alcuni locali tecnici a servizio della SOU, che sarà invece collocata al secondo piano.

L'edificio delle Officine meccaniche per gli interventi di manutenzione dei treni viene ampliato sul fronte nord-ovest. L'ampliamento, destinato ad accogliere spazi legati alla Logistica e Deposito sarà condotto tramite un recupero conservativo al fine di preservare quanto più possibile l'edificio esistente.

A quanto sopra si aggiunge il rifacimento della viabilità e la creazione di aree verdi.

2. DESCRIZIONE DEL TERRENO

Il sottosuolo dell'area in esame si può schematizzare come segue in base alle indagini eseguite che, in relazione all'estensione e alla complessità dell'opera, si devono ritenere preliminari.

La quota di piano campagna nelle indagini varia di poco, da +211.56 m (S2) a +211.86 (DPSH1) m slm, perciò si ritiene costante.

ID PUNTO	Coordinata Nord	Coordinata Est	Quota assoluta p.c. (m s.l.m.)
S1	5052729,982	502245,667	211,812
S2	5052699,854	502188,674	211,559
S3	5052537,684	502279,58	211,588
S4	5052630,196	502277,268	211,674
DPSH1	5052724,078	502245,149	211,858
DPSH2	5052703,322	502187,136	211,631
DPSH3	5052540,341	502279,748	211,564
DPSH4	5052633,504	502277,934	211,631

-strato n 1: da 0.00 a una quota variabile fra -2.20 e -3.20 m p.c.: il terreno presenta una certa variabilità nei primi 2÷3 m. A partire dal piano campagna si trovano asfalto e terreno superficiale di riporto (spessore variabile fra 10cm e 150 cm nel sondaggio S1) seguito da sabbia limosa ed argillosa con ghiaia e ciottoli (sondaggi S1 e S2) passante a ciottoli e ghiaia con sabbia (S3) e ghiaia con sabbia (S2) con ciottoli da -2.00; quindi la granulometria è più grossolana passando da Nord a Sud.

Tale strato è caratterizzato in tutte le prove da valori bassi di NDPSH da -1 a -2 (-3 m nella DPSH4 nonostante la stratigrafia indichi prevalenza di ghiaia e ciottoli) pari a 2÷4 colpi nelle DPSH 1,2,4; nella DPSH3 il numero minimo di colpi è 6 a -1.2 m p.c. con uno spessore minore.

La quota dove il numero di colpi comincia a risalire nelle varie prove (tetto dello strato più addensato), varia fra +209.13 m slmm a +210.058 m slmm in accordo alla seguente tabella

prova	quota assoluta (mslmm)	tetto strato addensato	quota assoluta tetto strato addensato
DPSH1	211,858	1,8	210,058
DPSH2	211,631	2,2	209,431
DPSH3	211,564	1,6	209,964
DPSH4	211,631	2,5	209,131

-strato n.2: da fra -2.20 e -3.20 m p.c. a -12.0 ÷ 20.0 m p.c.: vi è una difformità stratigrafica fra i sondaggi eseguiti nella parte Nord (S1 e S2) e quelli eseguiti nella parte Sud, pur essendo la natura del suolo essenzialmente granulare (netta prevalenza di sabbie, ghiaie e ciottoli).

Nella parte Nord fino a -20 m p.c. una ipotetica sezione Est-Ovest comprendente i sondaggi S1 e S2 mostra una situazione molto omogenea, ovvero una alternanza irregolare di strati in prevalenza costituiti da sabbia fine a tratti medio fine limosa a tratti limo-argillosa con ghiaia e presenza più o meno accentuata di ciottoli di diametro variabile fra 3 e 20 cm (le dimensioni maggiori sono segnalate nel sondaggio S2)

Nella parte Sud una ipotetica sezione Nord-Sud comprendente i sondaggi S4 e S3 indica la presenza prevalente di ghiaia, secondariamente sabbia più o meno limosa e ciottoli fino a -3.50 ÷ 4.60 m p.c.; oltre tale quota vi è una alternanza irregolare di strati sabbioso-limosi con ghiaia e ciottoli di diametro massimo 11 cm

In questo strato le prove SPT indicano valori mediamente elevati di NSPT, con una media (considerata nei 4 sondaggi relativamente alle profondità indagate) compresa fra 32 e 36 colpi/30 cm.

Fanno eccezione le prove a -6 nel sondaggio S1 con NSPT=15, a -7.50 nel sondaggio S2 con NSPT =19 e soprattutto a -7.50 nel sondaggio 4 con NSPT =12 e N3 (ultimi 15 cm)=1, probabilmente dovuto alla presenza di uno strato più sciolto e/o limo-argilloso a quella quota.

Riguardo la stratigrafia quanto precedentemente asserito trova riscontro nelle analisi granulometriche dei campioni prelevati che, oltre a confermare la classificazione stratigrafica di campagna, indicano le differenze sopra riportate fra i sondaggi eseguiti nella zona Nord e quelli eseguiti in quella Sud.

Si riporta la tabella:

Prove di laboratorio su campioni rimaneggiati								
Sigla campione	Sigla di laboratorio	Profondità di prelievo (m)		Distribuzione granulometrica (%)				
		da	a	Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	Ciottol i
S1-CR1	T.044/21	2,50	3,00	12,00		19,20	64,80	4,00
S1-CR2	T.045/21	5,50	6,00	10,00	15,00	42,50	32,50	0,00
S1-CR3	T.046/21	8,50	9,00	14,50	26,00	37,50	22,00	0,00
S1-CR4	T.047/21	15,50	16,00	12,50	17,00	59,50	11,00	4,00
S2-CR1	T.048/21	6,00	7,00	6,00	10,50	41,00	42,50	0,00
S2-CR2	T.049/21	11,00	12,00	9,50	14,00	45,50	31,00	0,00
S2-CR3	T.050/21	13,00	14,00	5,00	11,00	41,50	42,50	0,00
S2-CR4	T.051/21	17,00	18,00	4,50	20,50	57,50	17,50	0,00
S3-CR1	T.053/21	4,00	4,50	1,00	8,50	37,00	53,50	0,00
S3-CR2	T.054/21	8,50	9,00	3,50	19,00	55,50	22,00	0,00
S3-CR3	T.055/21	11,50	12,00	1,00	12,00	71,50	15,50	0,00
S4-CR1	T.056/21	3,50	4,00	9,00		25,50	62,00	3,50
S4-CR2	T.057/21	7,50	8,00	0,00	21,00	52,50	26,50	0,00
S4-CR3	T.058/21	11,50	12,00	0,50	18,00	52,00	29,50	0,00

La permeabilità come calcolata dalle prove Lefranc eseguite a fondo foro nei sondaggi S1 e S2 nei primi 6 metri di profondità è comunque piuttosto bassa dell'ordine (mediamente) di $2.13 \cdot 10^{-5}$ m/s , probabilmente in seguito alla presenza non trascurabile della matrice limosa e localmente argillosa (es LFT3 S2) , per quanto le prove Lefranc abbiano una affidabilità intrinsecamente ridotta se eseguite fuori falda nella zona insatura.

ID sondaggio	ID prova	Tratto di prova	K (m/s)	Litologia
S1	LFT1	2,00-2,50	$2,6 \times 10^{-5}$	Sabbia limosa con ghiaia
S1	LFT2	4,00-4,50	$2,0 \times 10^{-5}$	Sabbia da limoso-argillosa con ghiaia
S1	LFT3	5,50-6,00	$2,5 \times 10^{-5}$	Sabbia limoso-argillosa con ghiaia
S2	LFT1	2,00-2,50	$1,3 \times 10^{-5}$	Sabbia fine limosa con ghiaia e ciottoli
S2	LFT2	4,00-4,50	$3,9 \times 10^{-5}$	Sabbia fine limosa con ghiaia
S2	LFT3	5,50-6,00	$5,5 \times 10^{-6}$	Sabbia fine argilloso-limosa, con ghiaia e ciottoli

I fori di sondaggio sono stati ritombati, comunque non riscontrando presenza di acqua all'interno di essi.

3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

In terreni "penetrabili" granulari (sabbie, ghiaie, limi, ciottoli) difficilmente campionabili in condizioni indisturbate quali quelli in oggetto, la caratterizzazione meccanica è svolta essenzialmente mediante correlazioni con i risultati di prove in sito, in particolare prove dinamiche SPT (Standard Penetration Test), ben descritte nel Report sulle indagini e prove dinamiche continue (DPSH: penetrometro dinamico superpesante).

Le prove DPSH consistono nella penetrazione di una punta conica, contando il numero di colpi necessari per l'avanzamento di 20 cm di una punta conica di area 20 cm².

E' sempre utile ricordare che, a differenza delle prove dinamiche in foro (SPT), non esistono in letteratura, correlazioni affidabili tra il numero di colpi misurato con prove tipo DPSH ed i parametri geotecnici; infatti le prove dinamiche continue come ad esempio la DPSH sono eseguite con attrezzature differenti e con modalità talvolta non standard, diversamente dalle prove SPT. Tuttavia essendo che le prove DPSH forniscono un dato "continuo" (a differenza delle SPT che sono prove discontinue) sono molto usate, quindi (in mancanza di correlazioni) i dati delle prove DPSH vengono quasi sempre "convertiti" in dati di prove SPT, per poi ricavare i parametri geotecnici con le usuali e ben comprovate correlazioni.

In base alle indicazioni di letteratura (valide per terreni GRANULARI, non coesivi) si può assumere normalmente

$NSPT = N_{dpsH} * C_{spt-dpsH}$, con $C_{spt-dpsH} = 1,30 \div 2,10$

Il rapporto tra il numero di colpi misurati nelle prove DPSH e SPT risulta essere tuttavia variabile in particolare in funzione della natura del materiale (contenuto di argilla o limo, contenuto d'acqua, presenza di ciottoli, presenza di tratti di conglomerato), efficienza delle attrezzature impiegate, presenza di falda, profondità di prova.

Inoltre si deve tener conto del fatto che le prove SPT sono eseguite a fondo foro con un campionatore aperto tipo "Raymond" mentre le prove DPSH sono eseguite in continuo infiggendo una punta conica, sia pure con un valore di energia apparentemente simile.

Pertanto, nei limiti di quanto sopra esposto, applicando i relativi coefficienti alle prove DPSH si ricavano dei grafici pressoché continuo dei valori teorici di N_{spt} (teorico) in funzione della profondità per ogni 20 cm di infissione (nei grafici si ritrovano anche i valori di SPT).

Nel caso specifico di Saronno i valori di N_{DPSH} sono stati confrontati con quelli di N_{SPT} negli stessi ambiti di profondità (quindi entro i primi 4.7 metri), cercando di ricavare in forma analitica i coefficienti di correlazione pur essendo che le prove DPSH sono andate a "rifiuto" a modesta profondità (quindi senza un riscontro statistico sufficientemente valido in quanto si hanno pochi valori a disposizione per il confronto)

Si trova che

Sondaggio S1 $C_{spt-dpsH} = 0.65$

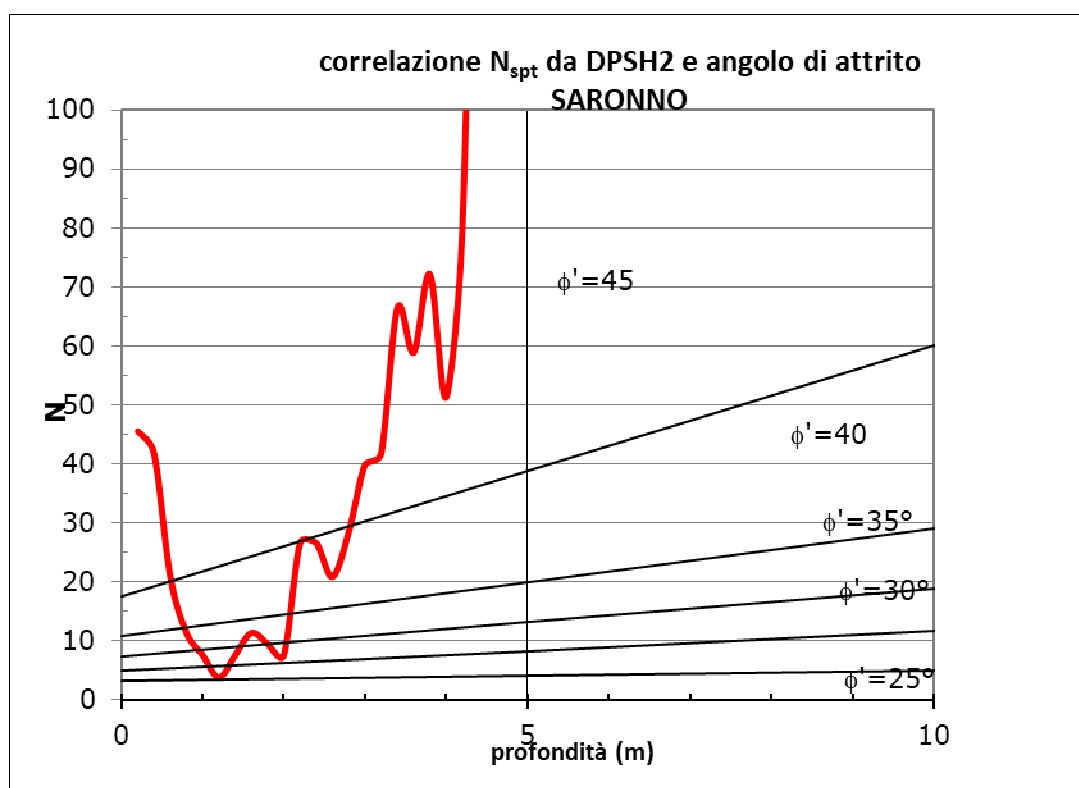
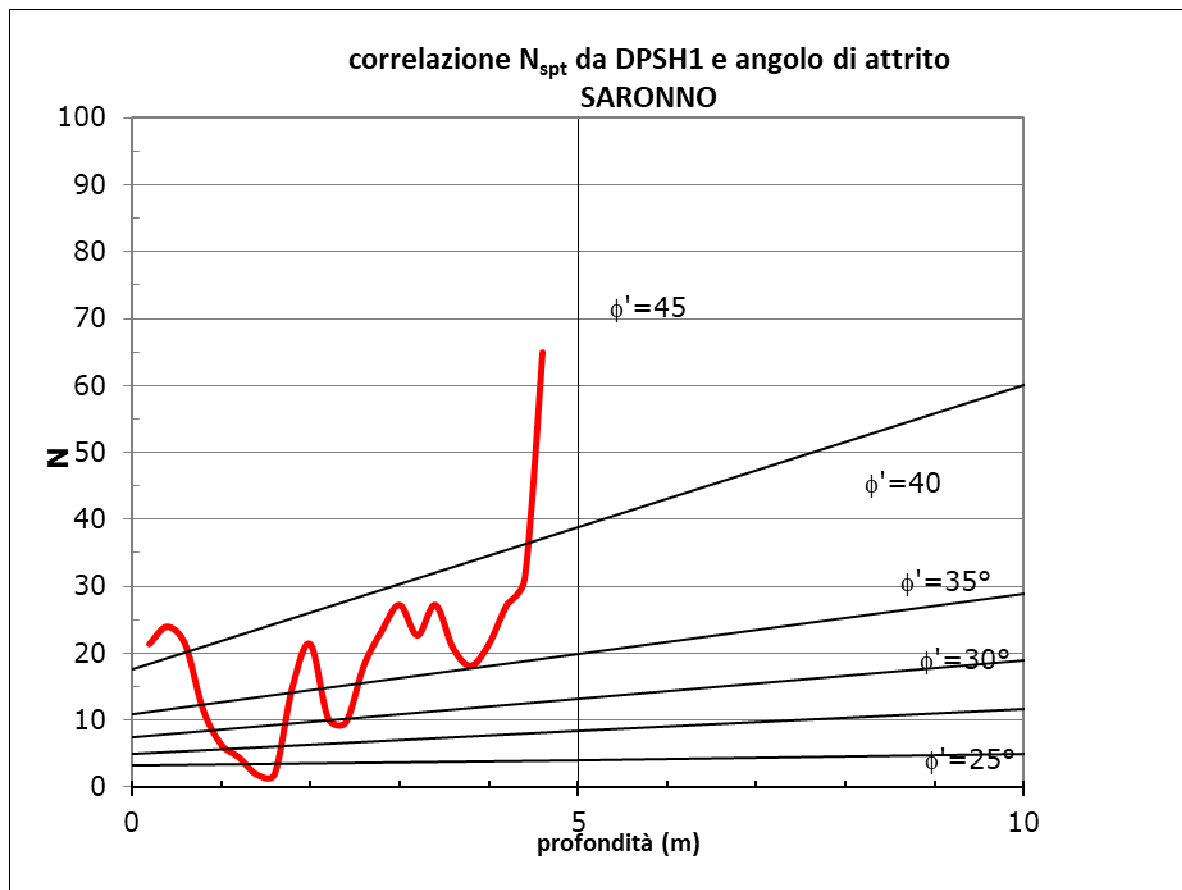
Sondaggio S2 $C_{spt-dpsH} = 1.90$

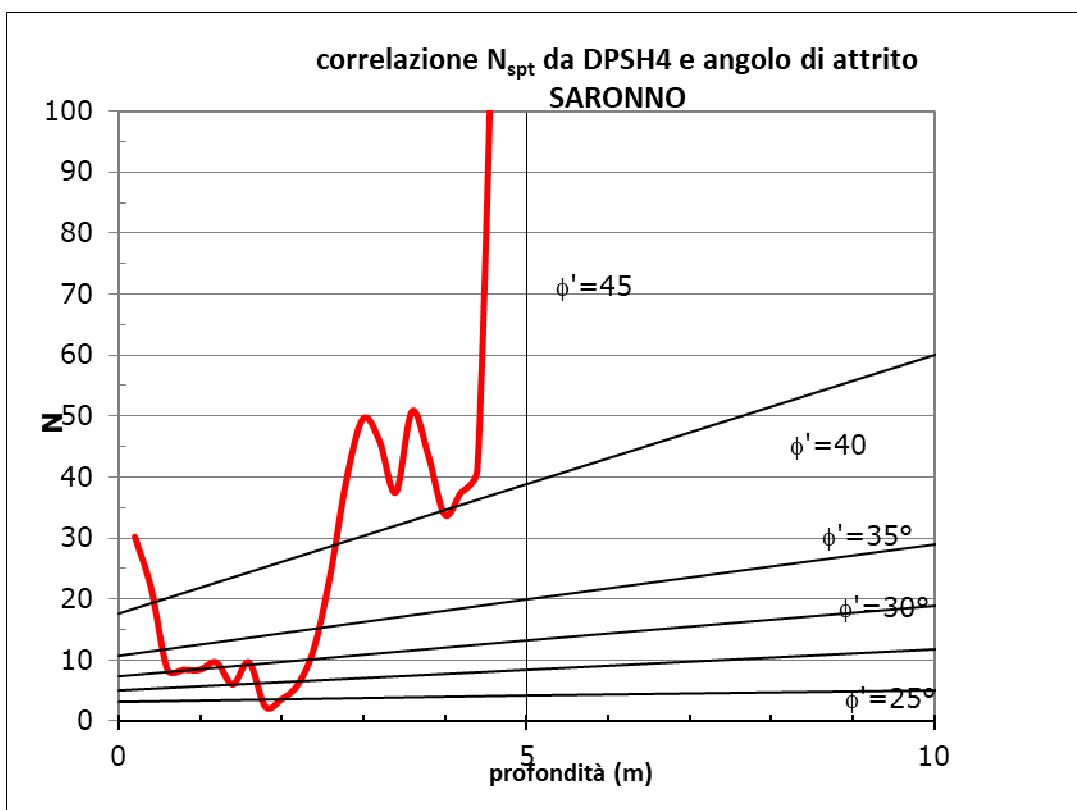
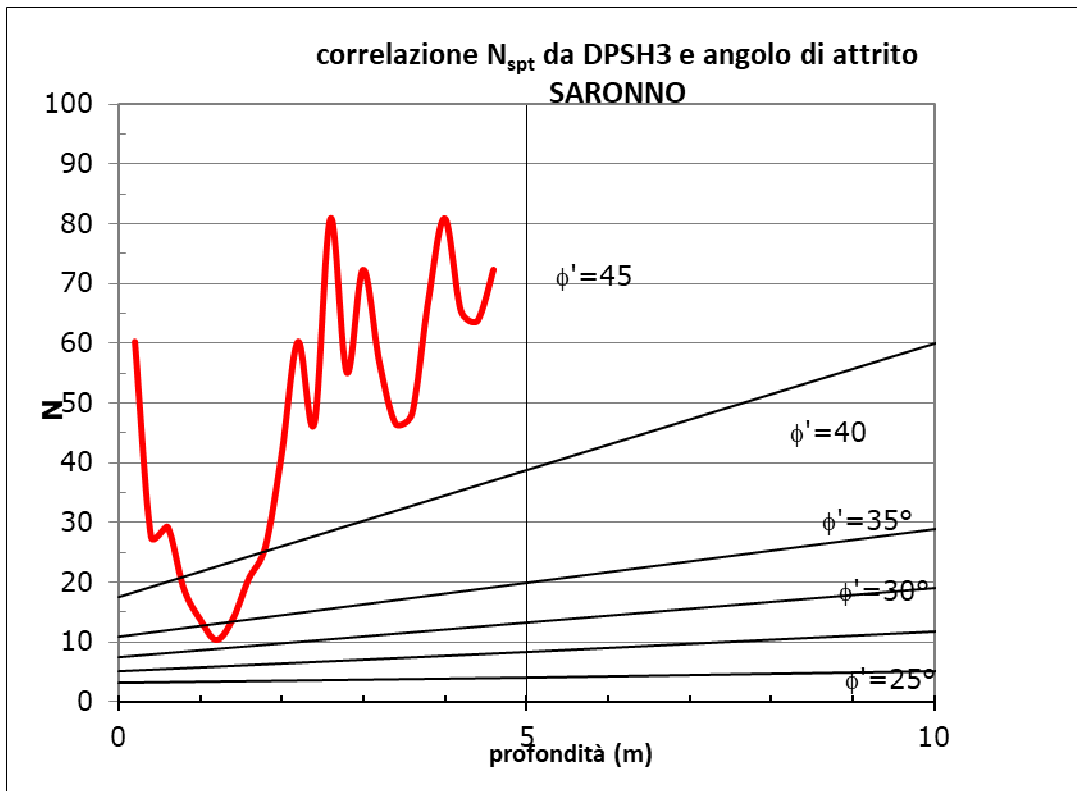
Sondaggio S3 $C_{spt-dpsH} = 1.72$

Sondaggio S1 $C_{spt-dpsH} = 1.21$

L'unica eccezione riscontrata al fatto che il coefficiente di correlazione varia da 1.3 a 2.1 è il sondaggio S1, dovuto al fatto che la prima prova SPT da -3.0 a -3.45 ha fornito un valore piuttosto basso con $N_{SPT} = 15$ a fronte di valori più elevati di N_{DPSH} alla stessa profondità.

Ancora una volta ciò può essere attribuito alla eterogeneità stratigrafica nei primi metri, oltre che alla presenza di lenti più argilloso-limose (e quindi meno dense) o -per contro- ciottoli che alterano la resistenza espressa in numero di colpi SPT o DPSH.





I valori degli SPT sono stati riportati nei grafici seguenti, che riportano in ordinata i valori di NSPT normalizzati per tener conto dell'influenza del valore della tensione verticale efficace alla quota di esecuzione della prova, mediante il fattore di correzione CN, calcolato secondo la formula di Liao e Whitman (1986):

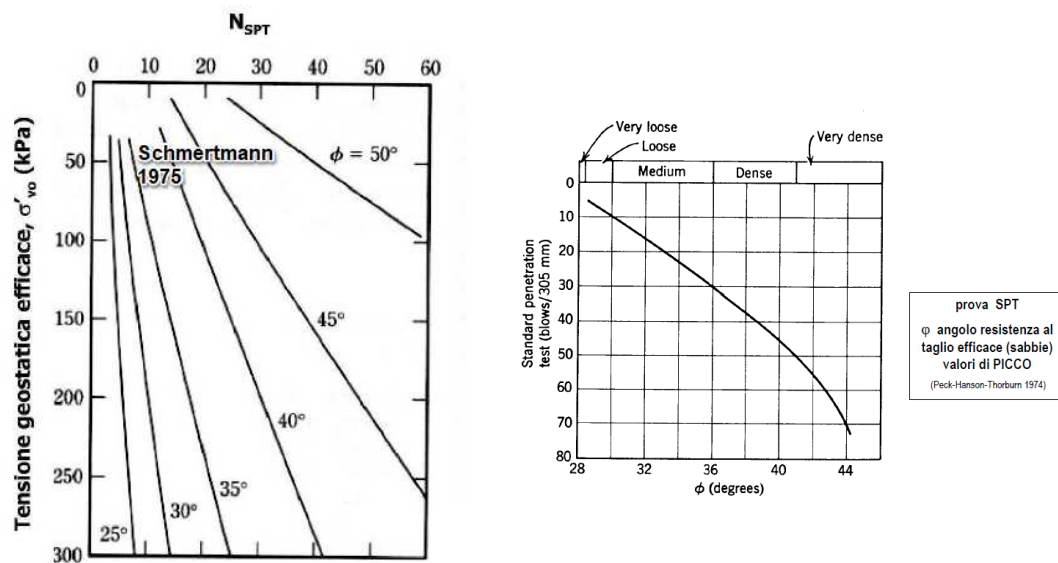
$$C_N = \left[\frac{\sigma'_0}{\sigma'_{v0}} \right]^{0.5}$$

dove: σ'_0 è la pressione litostatica di riferimento, assunta pari a 100 kPa; σ'_{v0} è la pressione verticale efficace alla quota della prova.

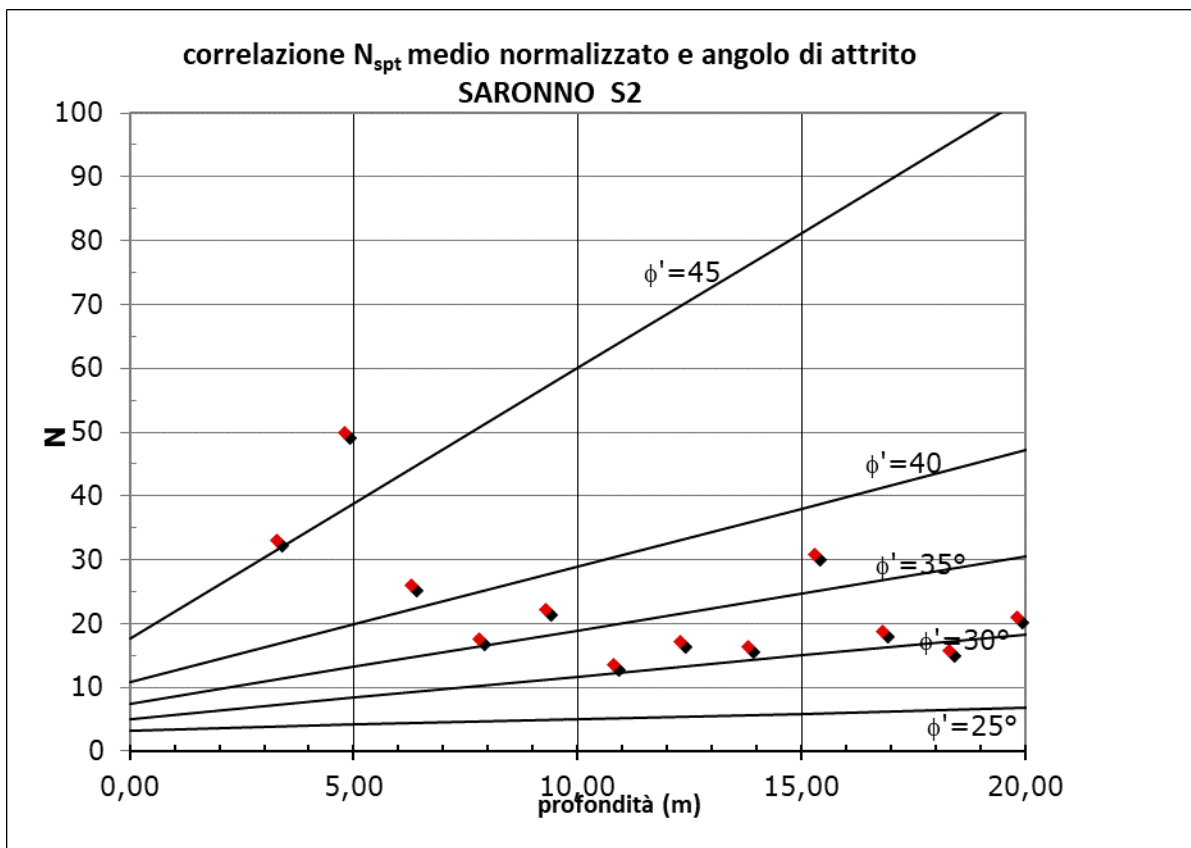
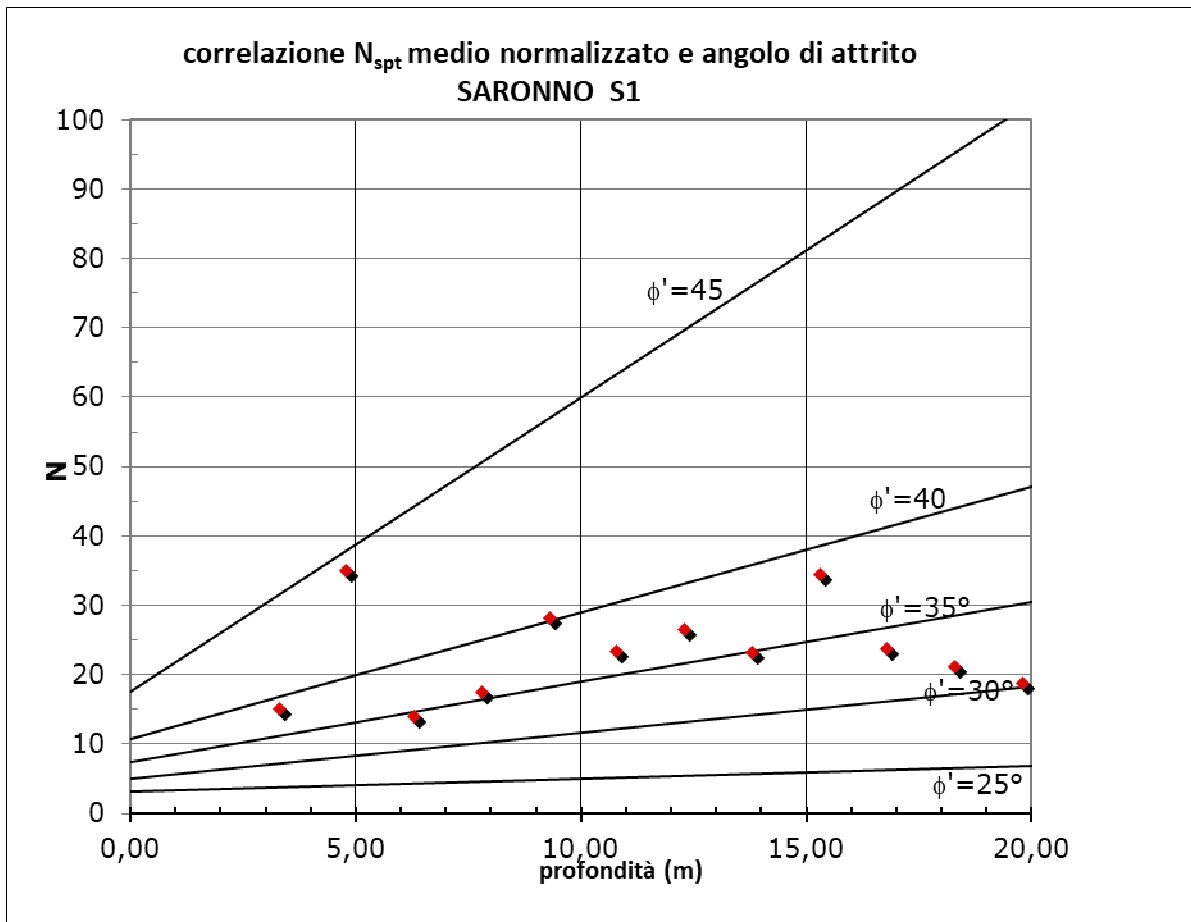
la normalizzazione dei valori SPT è condotta quindi secondo la seguente formula:

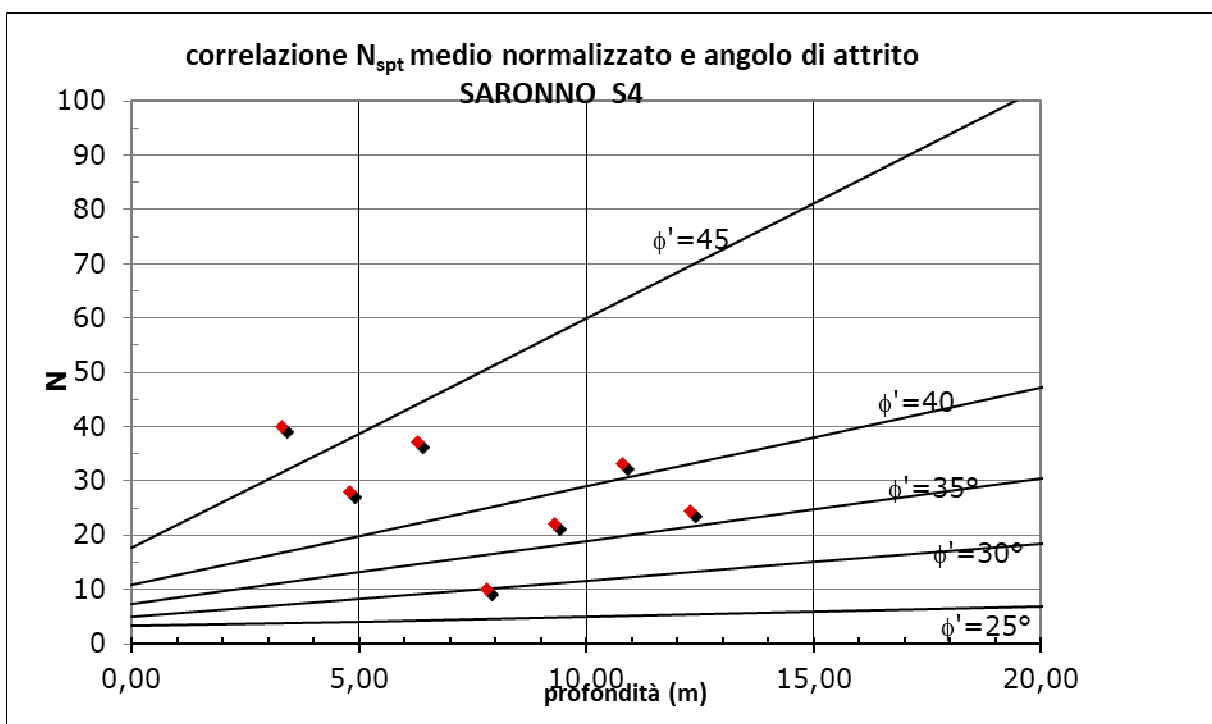
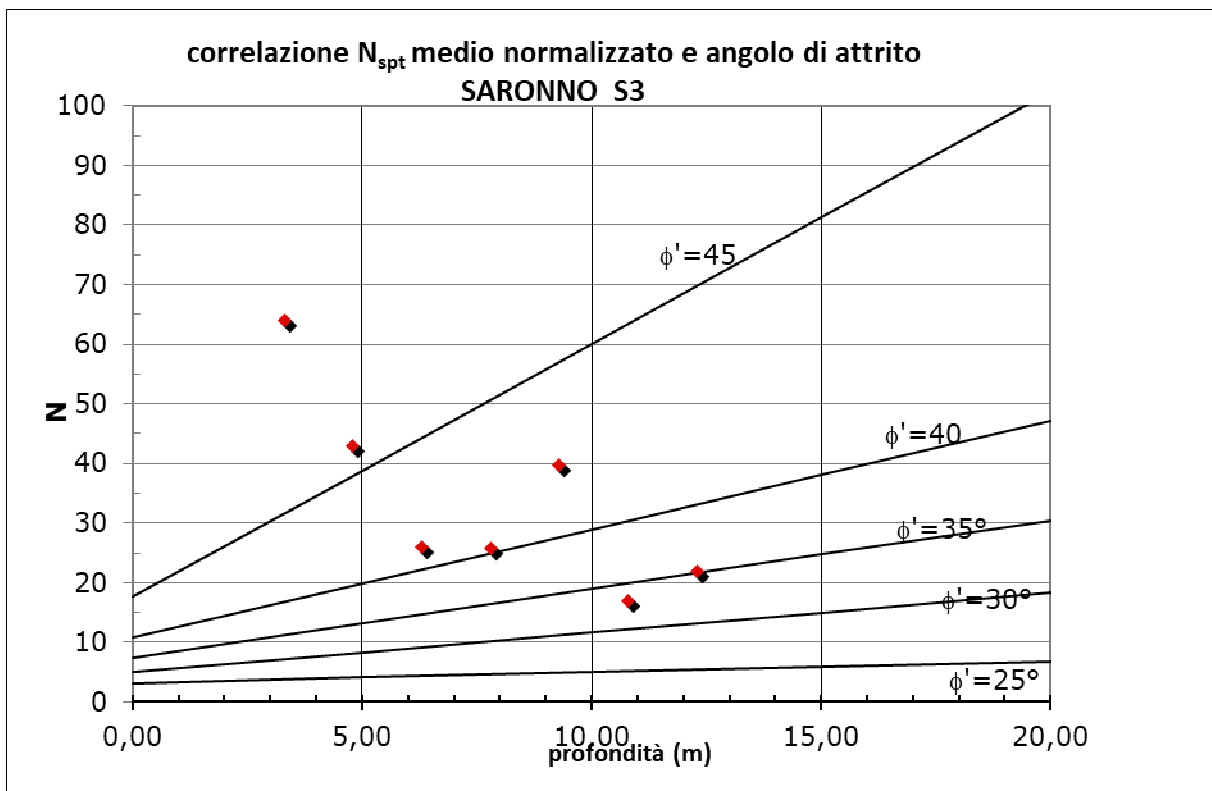
$$N_{norm} = C_N * N_{SPT}$$

Quindi per i valori SPT, una volta elaborati, si possono ricavare i valori dell'angolo di attrito ϕ in funzione della profondità o secondo Peck-Hanson-Thoburn (1974), come da figura seguente.



Tali correlazioni sono state ricavate in modo empirico e quindi potrebbero non essere valide universalmente.





E' utile ricordare che le prove SPT (come le DPSH) sono prove DINAMICHE, quindi forniscono risultati accettabili solamente in caso di terreni GRANULARI (sabbie, ghiaie); negli strati dove siano presenti ciottoli, roccia o viceversa alti contenuti di argilla e limo i risultati possono essere falsati. Per quanto riguarda il peso di volume si usa la formula di Terzaghi (1964) che correla direttamente il peso di volume γ al numero di colpi NSPT corretto (quindi legato alla pressione efficace) con i coefficienti "a" e "b" che dipendono a loro volta da NSPT corretto:

$$\gamma = a + b \cdot NSPT \text{ corretto}$$

Per quanto riguarda il modulo di elasticità E' una stima attendibile in base a prove SPT, si ottiene con la relazione citata nel testo Bowles – “Fondazioni” – Mc Graw- Hill, 1991:

$$E' = C1 * (N' + C2) + C3 \quad [\text{kPa}]$$

dove

$C1$ $C2$ e $C3$ sono coefficienti variabili in funzione del tipo di terreno

N' (normalizzato e corretto) si ricava a partire dal valore NSPT, con la seguente relazione:

$$N' = CN * NSPT * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

η_1 , η_2 , η_3 , η_4 sono fattori correttivi che dipendono rispettivamente dal tipo di maglio, dalla lunghezza della fune, dal tipo di punta e dal diametro del foro, considerati pari tutti all'unità, essendo state eseguite prove rigorosamente standard a profondità non elevata e in un foro di piccolo diametro accuratamente rivestito.

I risultati sono riportati di seguito:

S.P.T.								
CLIENTE:	NORD ING							
PROGETTO	SARONNO							
SITO	SARONNO							
sondaggio	S1							
livello falda:	20	m						
depth		N1	N2	N3	NSPT	NSPT corr	E (kPa)	γ (KN/m ³)
start (-m)	end (-m)	blows/15cm	blows/15cm	(blows/15cm)	(N2+N3)			
3,00	3,45	7	6	9	15	19,6	30156	19,4
4,50	4,95	5	12	23	35	37,8	51579	20,5
6,00	6,45	6	9	6	15	14,1	23685	19,1
7,50	7,95	17	8	13	21	17,7	27952	19,3
9,00	9,45	13	17	20	37	28,6	40743	19,9
10,50	10,95	12	17	16	33	23,7	34922	19,6
12,00	12,45	13	21	19	40	26,9	38692	19,8
13,50	13,95	11	18	19	37	23,5	34675	19,6
15,00	15,45	16	27	31	58	34,9	48159	20,3
16,50	16,95	22	22	20	42	24,1	35457	19,7
18,00	18,45	15	13	26	39	21,5	32320	19,5
19,50	19,95	9	19	17	36	19,0	29473	19,4

S.P.T.								
CLIENTE:	NORD ING							
PROGETTO	SARONNO							
SITO	SARONNO							
sondaggio	S2							
livello falda:	20	m						
depth		N1	N2	N3	NSPT	NSPT corr	E (kPa)	γ (KN/m ³)
start (-m)	end (-m)	blows/15cm	blows/15cm	(blows/15cm)	(N2+N3)			
3,00	3,45	4	11	22	33	43,2	57867	20,8
4,50	4,95	10	18	32	50	54,0	70658	21,5
6,00	6,45	12	18	10	28	26,4	38090	19,8
7,50	7,95	9	11	10	21	17,7	27952	19,3
9,00	9,45	10	16	13	29	22,4	33461	19,6
10,50	10,95	6	9	10	19	13,6	23103	19,0
12,00	12,45	7	10	16	26	17,5	27622	19,3
13,50	13,95	9	12	14	26	16,5	26466	19,2
15,00	15,45	11	15	37	52	31,3	43908	20,1
16,50	16,95	13	18	15	33	19,0	29372	19,4
18,00	18,45	11	13	16	29	16,0	25844	19,2
19,50	19,95	7	20	20	40	21,2	31963	19,5

S.P.T.								
CLIENTE:	NORD ING							
PROGETTO	SARONNO							
SITO	SARONNO							
sondaggio	S3							
livello falda:	20	m						
depth		N1	N2	N3	NSPT	NSPT corr	E (kPa)	γ (KN/m ³)
start (-m)	end (-m)	blows/15cm	blows/15cm	(blows/15cm)	(N2+N3)			
3,00	3,45	18	25	39	64	83,7	105593	23,3
4,50	4,95	11	27	16	43	46,5	61755	21,0
6,00	6,45	10	13	15	28	26,4	38090	19,8
7,50	7,95	12	16	15	31	26,2	37900	19,8
9,00	9,45	7	24	28	52	40,2	54397	20,7
10,50	10,95	9	12	12	24	17,2	27324	19,3
12,00	12,45	10	17	16	33	22,2	33157	19,6

S.P.T.								
CLIENTE:	NORD ING							
PROGETTO	SARONNO							
SITO	SARONNO							
sondaggio	S4							
livello falda:	20	m						
depth		N1	N2	N3	NSPT	NSPT corr	E (kPa)	γ (KN/m ³)
start (-m)	end (-m)	blows/15cm	blows/15cm	(blows/15cm)	(N2+N3)			
3,00	3,45	7	19	21	40	52,3	68644	21,4
4,50	4,95	17	15	13	28	30,3	42676	20,0
6,00	6,45	13	21	19	40	37,7	51387	20,5
7,50	7,95	9	11	1	12	10,1	19000	18,8
9,00	9,45	11	14	15	29	22,4	33461	19,6
10,50	10,95	8	23	24	47	33,7	46741	20,3
12,00	12,45	13	19	18	37	24,9	36320	19,7

La profondità di falda è stata considerata maggiore della profondità di esecuzione delle prove SPT. Allo stesso modo sono state elaborate le prove DPSH ricavando tabelle di E e γ in funzione della profondità:

DPSH1 SARONNO

prof. (-m)	N _{DPSH}	E da SPT (Bowles, kPa)	γ (KN/m ³)	
0,2	33	18225,00	19,51	FALDA NON PRESENTE
0,4	37	19525,00	19,67	valori di N _{SPT} ottenuti da N _{DPSH}
0,6	33	18225,00	19,51	
0,8	18	13350,00	18,92	modulo E ottenuto con la formula
1	10	10750,00	18,60	di Bowles (1982)
1,2	7	9775,00	18,48	$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$
1,4	3	8475,00	18,32	
1,6	3	8475,00	18,32	
1,8	23	14975,00	19,12	peso specifico ottenuto con la formula
2	33	18225,00	19,51	di Terzaghi (67) valida per terreni
2,2	16	12700,00	18,84	incoerenti e N _{SPT} < 50
2,4	15	12375,00	18,80	$\gamma = a + b \cdot NSPT_{corr}$
2,6	28	16600,00	19,31	
2,8	36	19200,00	19,63	
3	42	21150,00	19,87	
3,2	35	18875,00	19,59	
3,4	42	21150,00	19,87	
3,6	32	17900,00	19,47	
3,8	28	16600,00	19,31	
4	33	18225,00	19,51	
4,2	42	21150,00	19,87	
4,4	48	23100,00	20,10	
4,6	100	n.d.	n.d.	

DPSH2 SARONNO

prof. (-m)	N _{DPSH}	E da SPT (Bowles, kPa)	γ (KN/m ³)	
0,2	24	30300,00	20,98	FALDA NON PRESENTE
0,4	22	28400,00	20,75	valori di N _{SPT} ottenuti da N _{DPSH}
0,6	11	17950,00	19,48	
0,8	6	13200,00	18,90	modulo E ottenuto con la formula
1	4	11300,00	18,67	di Bowles (1982)
1,2	2	9400,00	18,44	$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$
1,4	4	11300,00	18,67	
1,6	6	13200,00	18,90	
1,8	5	12250,00	18,78	peso specifico ottenuto con la formula
2	4	11300,00	18,67	di Terzaghi (67) valida per terreni
2,2	14	20800,00	19,82	incoerenti e N _{SPT} <50
2,4	14	20800,00	19,82	$\gamma = a + b \cdot NSPT_{corr}$
2,6	11	17950,00	19,48	
2,8	15	21750,00	19,94	
3	21	27450,00	20,63	
3,2	22	28400,00	20,75	
3,4	35	40750,00	22,25	
3,6	31	36950,00	21,79	
3,8	38	43600,00	22,60	
4	27	33150,00	21,33	
4,2	42	47400,00	23,06	
4,4	100	n.d.	n.d.	

DPSH3 SARONNO

prof. (-m)	N _{DPSH}	E da SPT (Bowles, kPa)	γ (KN/m ³)	
0,2	35	37600,00	21,87	FALDA NON PRESENTE
0,4	16	21260,00	19,88	valori di N _{SPT} ottenuti da N _{DPSH}
0,6	17	22120,00	19,98	
0,8	11	16960,00	19,36	modulo E ottenuto con la formula
1	8	14380,00	19,04	di Bowles (1982)
1,2	6	12660,00	18,83	$E_y = a \cdot (NSPT_{corr} + b)$
1,4	8	14380,00	19,04	
1,6	12	17820,00	19,46	
1,8	15	20400,00	19,78	peso specifico ottenuto con la formula
2	24	28140,00	20,72	di Terzaghi (67) valida per terreni
2,2	35	37600,00	21,87	incoerenti e N _{SPT} < 50
2,4	27	30720,00	21,03	$\gamma = a + b \cdot NSPT_{corr}$
2,6	47	47920,00	23,12	
2,8	32	35020,00	21,55	
3	42	43620,00	22,60	
3,2	33	35880,00	21,66	
3,4	27	30720,00	21,03	
3,6	28	31580,00	21,14	
3,8	39	41040,00	22,29	
4	47	47920,00	23,12	
4,2	38	40180,00	22,18	
4,4	37	39320,00	22,08	
4,6	42	43620,00	22,60	
4,8	100	n.d.	n.d.	

DPSH4 SARONNO

prof. (-m)	N _{DPSH}	E da SPT (Bowles, kPa)	γ (KN/m ³)	
0,2	25	22625,00	20,05	FALDA NON PRESENTE
0,4	18	18390,00	19,53	valori di N _{SPT} ottenuti da N _{DPSH}
0,6	7	11735,00	18,72	
0,8	7	11735,00	18,72	modulo E ottenuto con la formula
1	7	11735,00	18,72	di Bowles (1982)
1,2	8	12340,00	18,80	$E_y = a \cdot (N_{SPT_{corr}} + b)$
1,4	5	10525,00	18,57	
1,6	8	12340,00	18,80	
1,8	2	8710,00	18,35	peso specifico ottenuto con la formula
2	3	9315,00	18,43	di Terzaghi (67) valida per terreni
2,2	5	10525,00	18,57	incoerenti e N _{SPT} < 50
2,4	10	13550,00	18,94	$\gamma = a + b \cdot N_{SPT_{corr}}$
2,6	20	19600,00	19,68	
2,8	33	27465,00	20,64	
3	41	32305,00	21,22	
3,2	38	30490,00	21,00	
3,4	31	26255,00	20,49	
3,6	42	32910,00	21,30	
3,8	36	29280,00	20,86	
4	28	24440,00	20,27	
4,2	31	26255,00	20,49	
4,4	34	28070,00	20,71	
4,6	100	n.d.	n.d.	

4. MODELLO GEOTECNICO

In base a quanto sopra esposto il modello geotecnico semplificato può essere così strutturato.

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -1.6 ÷ -2.5	Asfalto seguito da sabbia con ghiaia (S1, S2) e ghiaia con ciottoli (S3 e S4) con resistenze DPSH molto basse	24° ÷ 30°	<i>non determinabile</i>
2	Da -1.6 ÷ -2.5 a -3.20	S1 e S2= sabbia limosa con ghiaia e ciottoli; S3 e S4 = ghiaia con sabbia e ciottoli	>35°	<i>non determinabile</i>
3	da -3.20 a -20	Alternanza di sabbia limosa a tratti argillosa con ghiaia e ciottoli e ghiaia con sabbia limosa e ciottoli; la densità diminuisce da -15 (S1 e S2)	30° ÷ 35°	<i>non determinabile</i>

Non è stata rilevata falda nei fori di sondaggio.

5. VERIFICA DELLA STABILITA' DELLO SCAVO

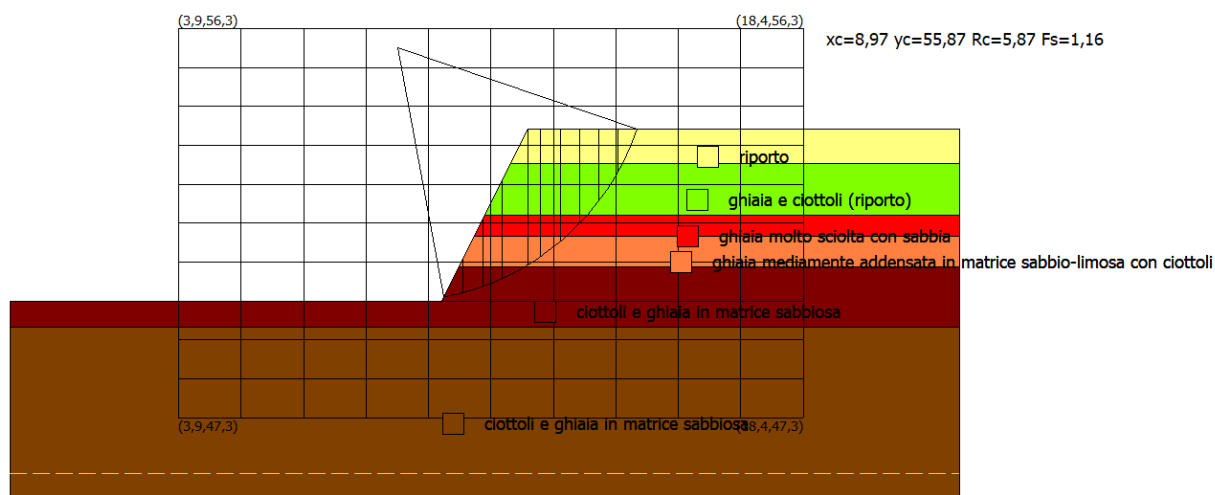
Secondo le indicazioni progettuali l'edificio 3 ha un piano interrato adibito a parcheggio di 250 auto.

Lo scavo in adiacenza ad altre strutture o strade dovrà necessariamente essere eseguito con l'ausilio di adeguate strutture di contenimento (palancole, diaframmi, paratie di pali eventualmente tirantati, ecc), mentre in zone dove non ci sono strutture o strade è possibile eseguire lo scavo senza contenimento.

A titolo del tutto indicativo è stata svolta una analisi di stabilità del fronte scavo con pendenza 1:2. Le verifiche della stabilità sono state eseguite con software Slope di Geostru, considerando una situazione stratigrafica corrispondente al sondaggio S4+DPSH4.

Il software permette di valutare la stabilità secondo diverse teorie (Fellenius, Jambu, ecc) , le cui basi teoriche sono riportate in allegato come pure le rappresentazioni grafiche dettagliate (di seguito si riporta solo la schermata dell'analisi secondo Fellenius).

Per uno scavo a -4, pendenza dello scavo 1:2 (2 metri di base per uno scavo di altezza 4 m) e in totale assenza di falda si è ottenuto un coefficiente minimo di 1.16 (metodo di Jambu) il quale, pur essendo maggiore di 1, potrebbe essere insufficiente in relazione alla presenza di strati molto sciolti localizzati da -1 a -3 e alla variabilità stratigrafica (presenza di terreno di riporto), per cui è preferibile mantenere pendenze dello scavo maggiori (ad es. 45°) in assenza di strutture di contenimento, salvo verifiche più restrittive derivanti da una analisi più approfondita del terreno nell'area di scavo in relazione all'interazione con strutture adiacenti o nello stesso sedime dell'interrato.



6. RESISTENZA DEL TERRENO, CEDIMENTI E COEFFICIENTE DI WINKLER

Non è possibile in questa sede di analisi preliminare esprimere dei valori circostanziati della resistenza del terreno o dei cedimenti, trattandosi di un progetto complesso che si sviluppa parzialmente nel sedime di edifici esistenti e presenta fondazioni a differenti quote interagenti fra di loro.

In base a tutte le prove è stato individuato uno strato molto sciolto a profondità massima di 1.6÷2.5 m p.c. che andrà attentamente caratterizzato in fase di progetto esecutivo sia in termini di profondità, estensione e natura; è tuttavia consigliabile che le fondazioni di nuova costruzione siano posate al di sotto di questo strato.

Al solo scopo di dare un ordine di grandezza del coefficiente di Winkler è stato eseguito il calcolo di cedimenti teorici di nuove fondazioni.

Il calcolo dei cedimenti viene condotto secondo la formula generale:

$$H = \sum (h * mv * \Delta p)$$

dove:

h = spessore del singolo strato [cm]

mv = coefficiente di compressibilità volumetrica

Δp = incremento di pressione nello strato indotto dalla pressione sul terreno, secondo le teorie di Boussinesq e l'ipotesi di fondazione "flessibile" distribuzione del carico sui terreni di fondazione secondo gli abachi di Steinbrenner.

Nel calcolo i valori di mv adottati sono dedotti dalla DPSH e dalle prove SPT, considerando una situazione media fra quelle evidenziate dai sondaggi e prove; il calcolo è stato svolto con software GEOTEC C®; l'area viene suddivisa in "zone stratigrafiche", tante quante sono le indagini a disposizione e per ogni corpo di carico (rigido o flessibile) possono essere calcolati i cedimenti per un certo numero di punti significativi.

Le fondazioni sono state schematizzate da una platea flessibile di dimensioni 40*40 m impostata a -4.0 e da una fondazione continua posta a -2 (considerata a quota inferiore rispetto a quella dello strato sciolto) con pressioni nette sul terreno pari rispettivamente a 10 kPa e 100 kPa

Si ottengono valori dei cedimenti teorici bassi e pari a circa 0.31 e 0.76 cm; data la natura del terreno si esauriranno in fase di costruzione.

I cedimenti reali saranno dipendenti dalla situazione stratigrafica e dalla reale distribuzione dei carichi nonché dall'interazione fra le strutture di fondazione.

In questo caso è possibile valutare indicativamente il modulo di Winkler (che non è una proprietà del terreno bensì esprime un rapporto fra il carico applicato da una determinata fondazione e il cedimento indotto da tale carico).

Da quanto calcolato si può ricavare per una platea generica (flessibile) impostata a -4:

$$K_{\text{winkler}} = 3.1 \text{ kg/cm}^3 \cong 310 \text{ kPa/cm}$$

Per fondazioni continue generiche, flessibili, impostate a -2.0 (sotto lo strato poco addensato):

$$K_{\text{winkler}} = 0.76 \text{ kg/cm}^3 \cong 76 \text{ kPa/cm}$$

Si ribadisce ancora una volta che le precedenti valutazioni sono solo indicative.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel sito in esame è presente da quota 0.00 m p.c. a -2.5 m p.c. (+209,13 ÷ +210.05 m slmm) uno strato caratterizzato da addensamento molto basso, dato il numero di colpi NDPSH, seguito da uno strato molto più addensato (NPDSH>100), tant'è che tutte le prove sono andate a rifiuto a profondità compresa fra 4.5 e 4.8 m p.c.)

I sondaggi indicano una certa variabilità stratigrafica andando da Sud a Nord, in quanto i terreni a Sud presentano una granulometria mediamente più grossolana (nell'ambito dei primi 12 m) mentre a Nord (S1 e S2) la granulometria è mediamente più fine.

Nei sondaggi S1 e S2 a partire da -15 m p.c. l'addensamento è minore con un NSPT mediamente più basso, e conseguentemente con un angolo di attrito di circa 30° (mediamente).

Non è stata rilevata falda nei fori di sondaggio e di prova.

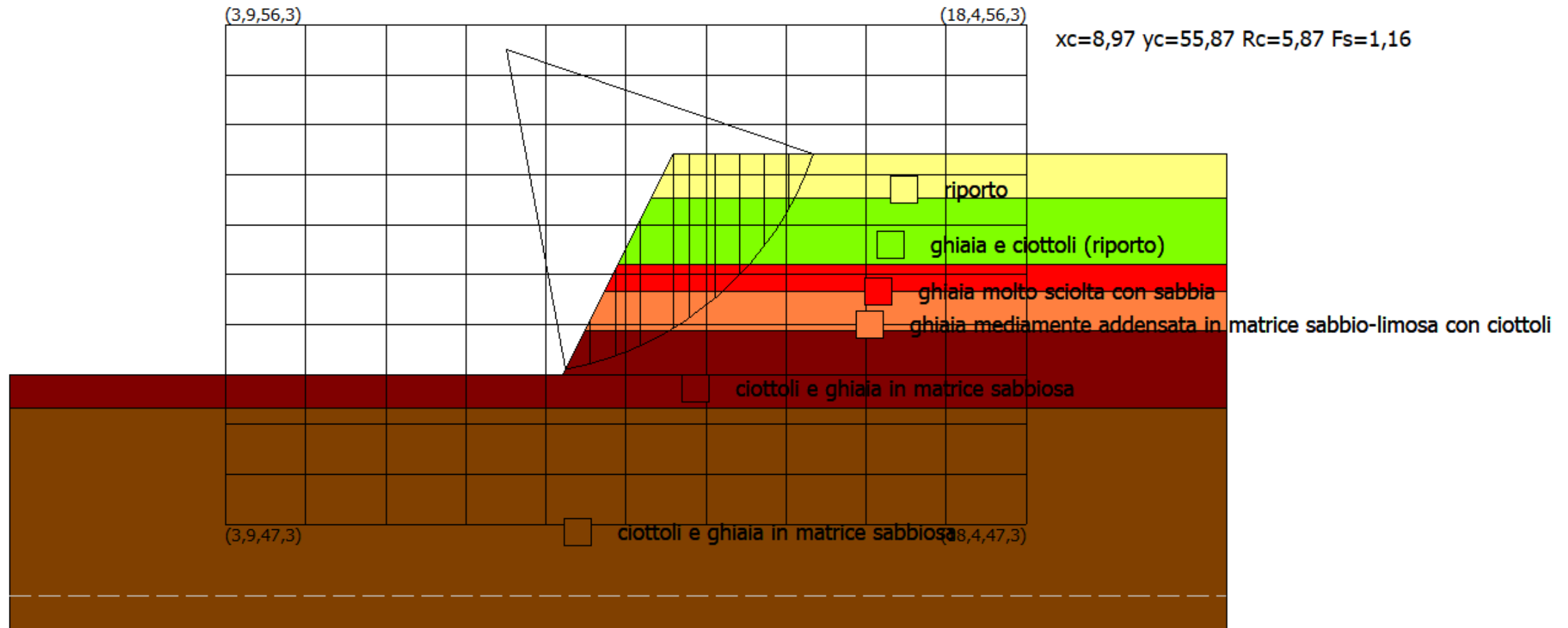
Sarà necessario in ogni caso approfondire la campagna geognostica con ulteriori sondaggi e prove DPSH al fine di caratterizzare compiutamente il primo strato superficiale e quindi ottenere parametri affidabili per il calcolo geotecnico delle fondazioni.

San Donato M.se (MI), Febbraio 2021

Tecno In S.p.A.
Dott. Ing. Massimo Sacchetto



ALLEGATO 1: VERIFICA DI STABILITA' DELLO SCAVO



Verifica stabilità scavo 1:2 profondità 4 m. Riferimento : S4+DPSH4
 Metodo di Jambu

ALLEGATO ALLA RELAZIONE GEOTECNICA

SARONNO

Relazione di calcolo

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

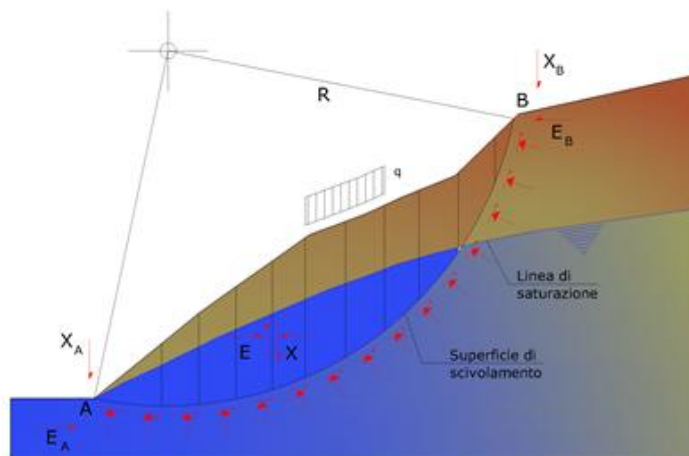
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

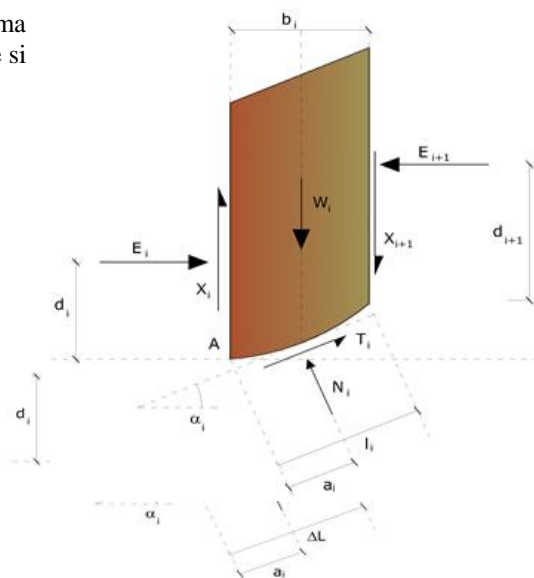
- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

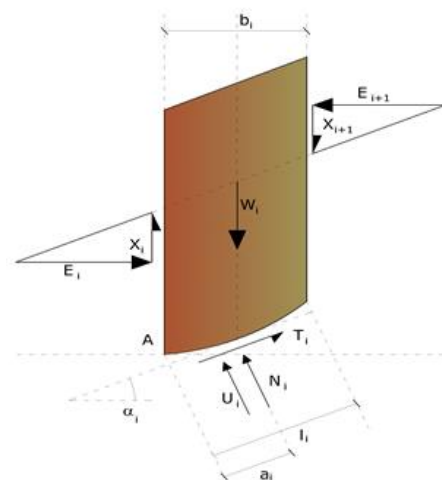
Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

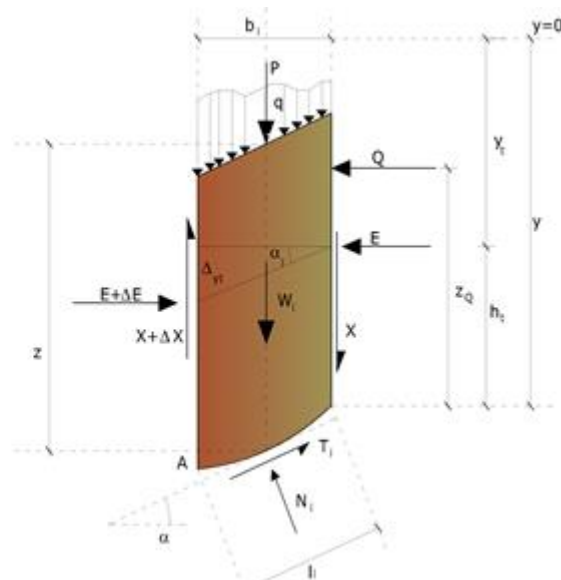
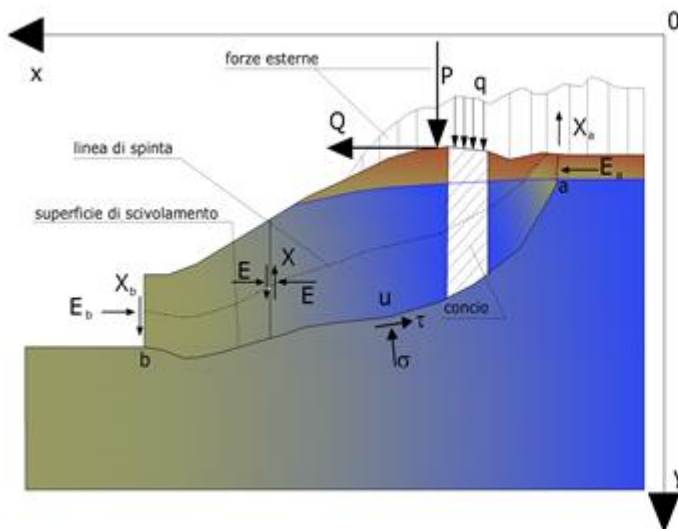


Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

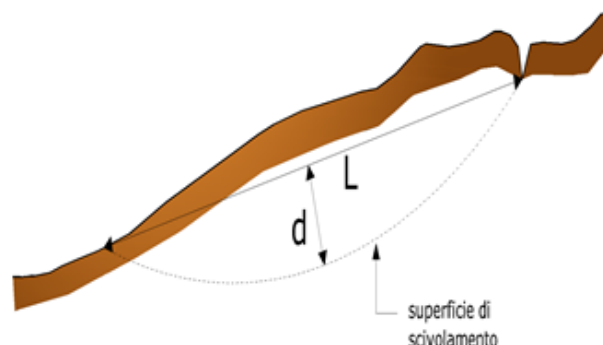
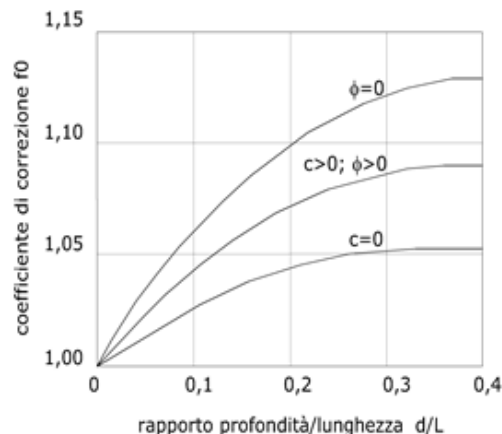


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

Φ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

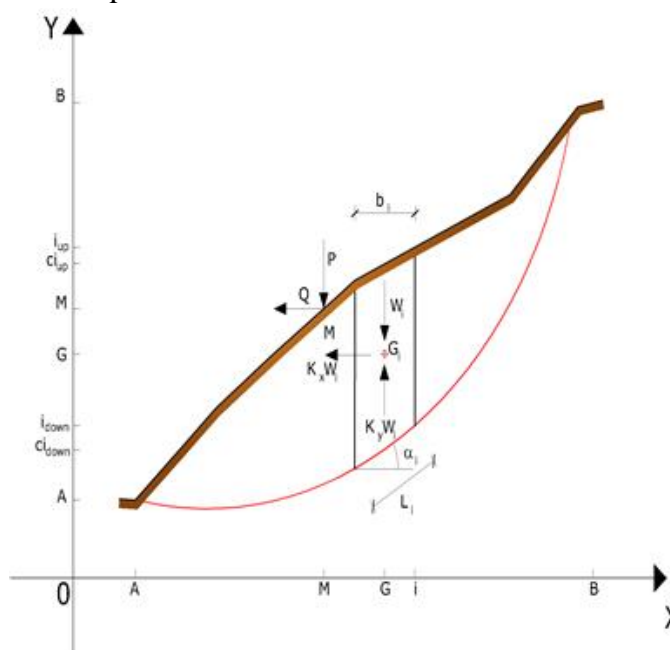
L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$



in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

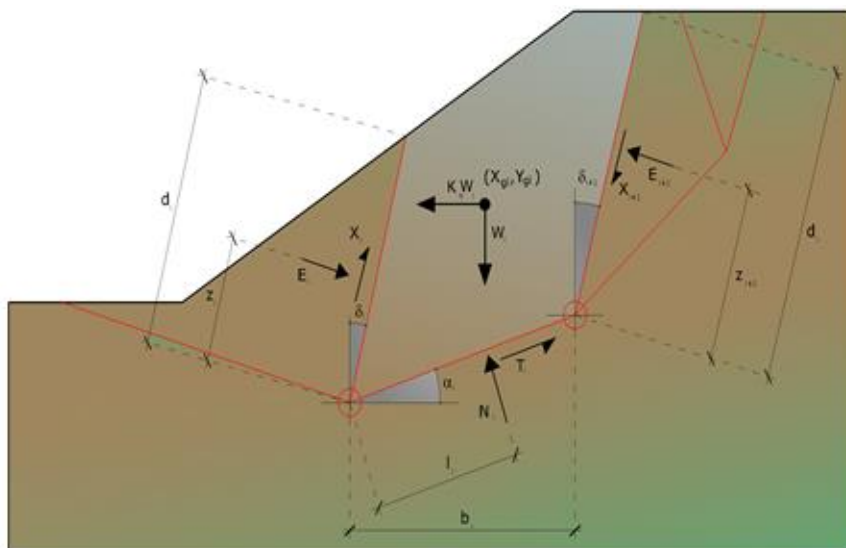
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta E_i &= 0 \\ \Sigma \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$\begin{aligned} K &= K_c & \text{Accelerazione critica se } F=1 \\ F &= F_s & \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0 \end{aligned}$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli concetti sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

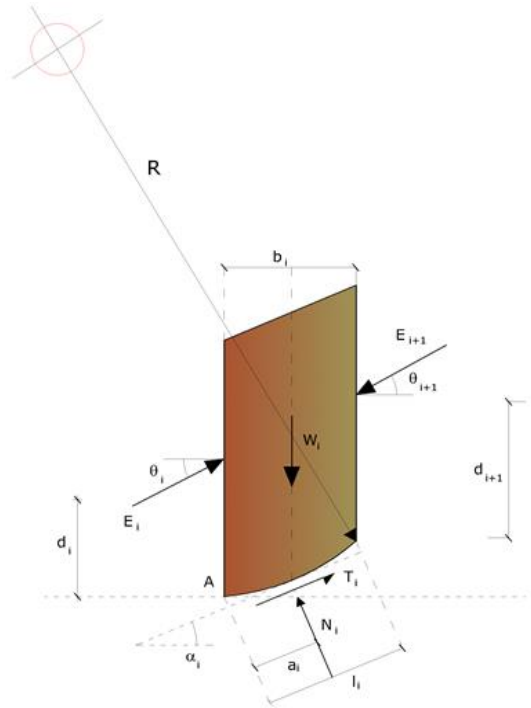
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

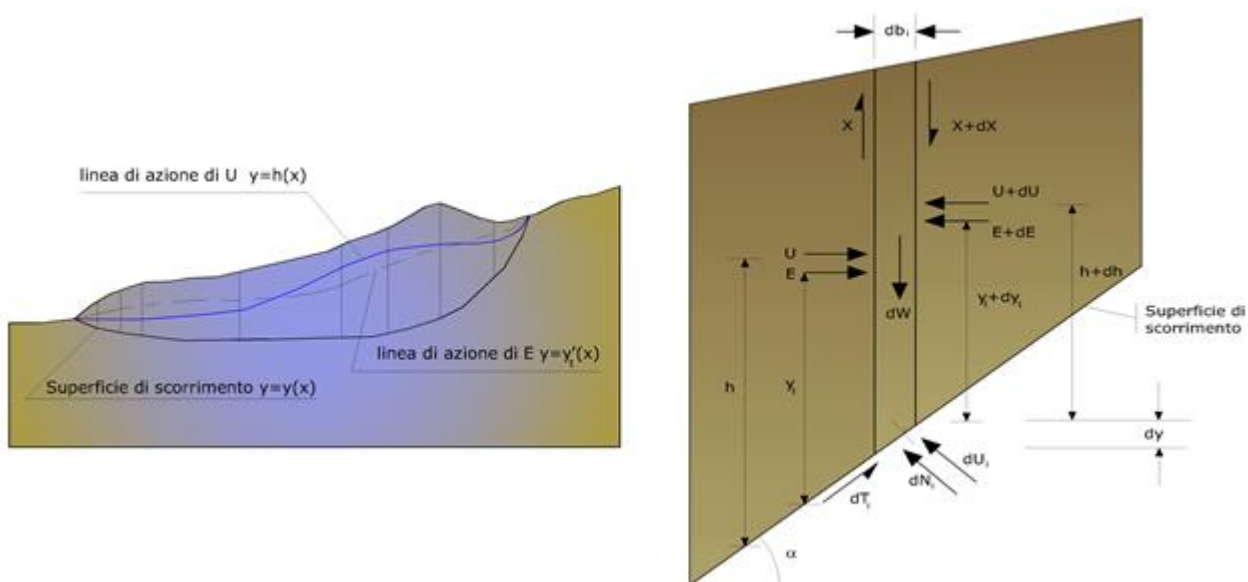
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, senoide, semisenoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \\ = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$





Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

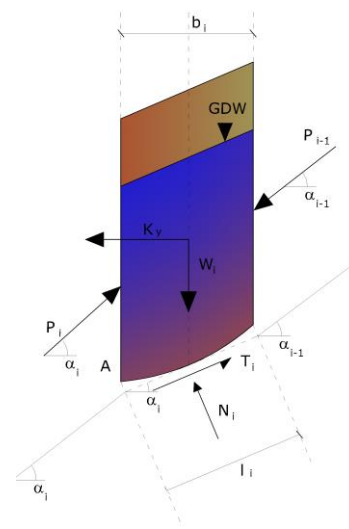
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;



Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

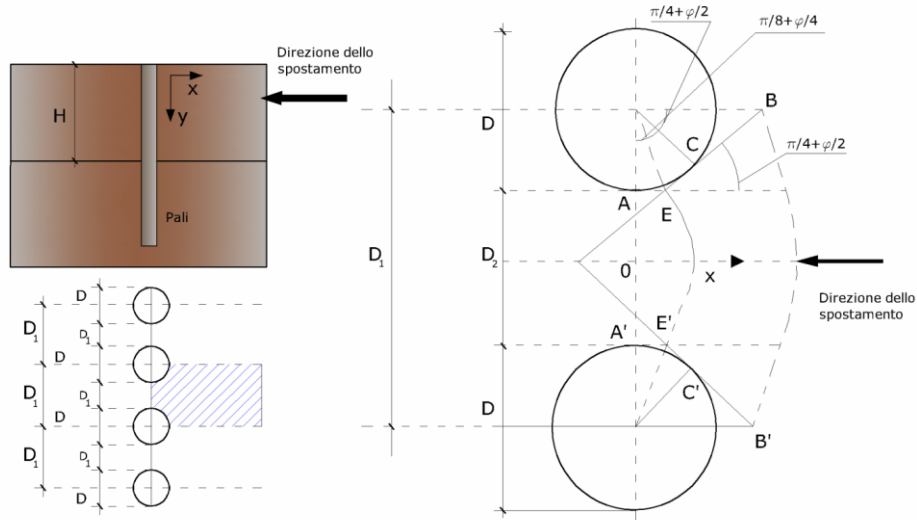
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima

consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D₁ = interasse tra i pali;

D₂ = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $c \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{\text{Pullout}} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_h	Coefficiente di <i>Pullout</i> ;
-------	----------------------------------

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

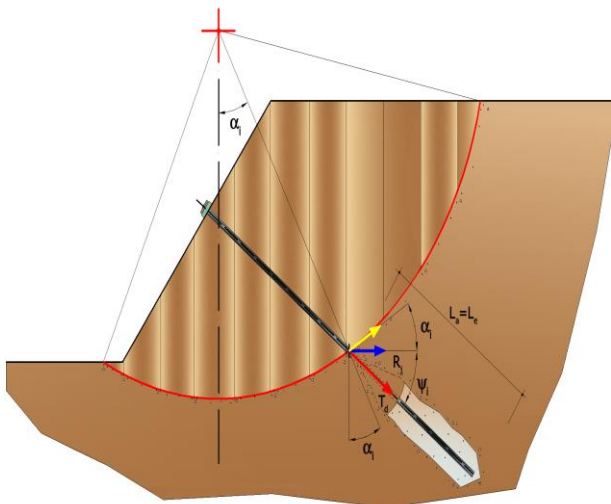
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

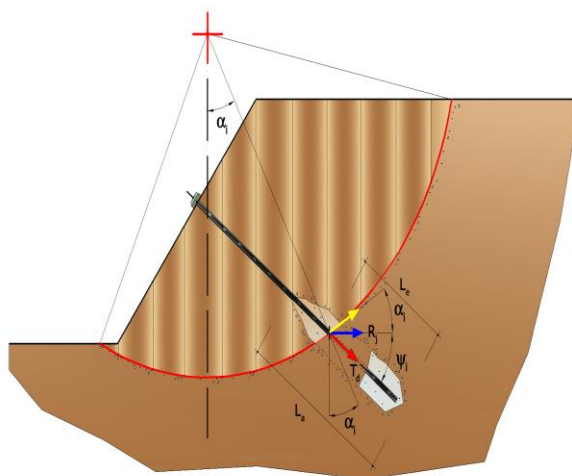
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i *chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

Calcolo eseguito secondo

Numero di strati	6,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3,9 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	47,29 m
Ascissa vertice destro superiore xs	18,38 m
Ordinata vertice destro superiore ys	56,33 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,0	50,0
2	10,0	50,0
3	12,0	54,0
4	22,0	54,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	50,0
2	10,0	50,0
3	11,6	53,2
4	22,0	53,2

Vertici strato2

N	X	y
---	---	---

	(m)	(m)
1	0,0	50,0
2	10,0	50,0
3	11,0	52,0
4	22,0	52,0

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	0,0	50,0
2	10,0	50,0
3	10,75	51,5
4	22,0	51,5

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	0,0	50,0
2	10,0	50,0
3	10,4	50,8
4	22,0	50,8

Vertici strato5

N	X (m)	y (m)
1	0,0	49,4
2	22,0	49,4

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coesione efficace	1,0
Coesione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		32	1800,00	2100,00	riporto	
2	0,05		28	1800	2100	ghiaia e ciottoli (riporto)	
3	0,1		23	1800	2100	ghiaia molto sciolta con sabbia	
4	0,05		31	1900	2200	ghiaia mediamente addensata in matrice sabbio-limosa con ciottoli	

5	0,05		35	1900	2200	ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa	
6	0,05		36	1900	2200	ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa	

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,16
Ascissa centro superficie	8,97 m
Ordinata centro superficie	55,87 m
Raggio superficie	5,87 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 8,97 yc = 55,874 Rc = 5,874 Fs=1,159

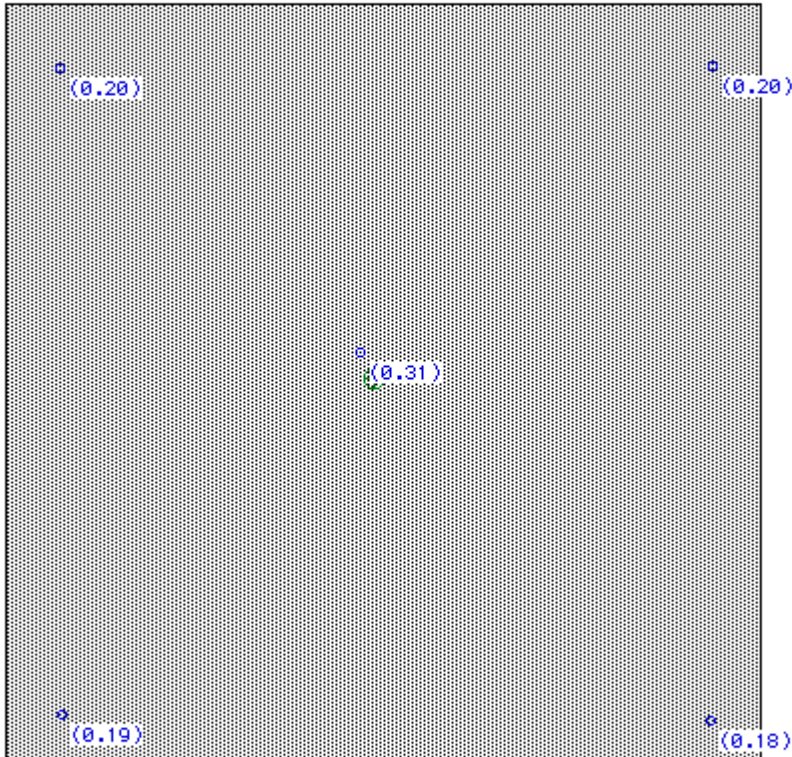
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,45	12,8	0,46	342,9	0,0	0,0	0,05	35,0	0,0	269,4	370,3
2	0,45	17,4	0,47	1004,75	0,0	0,0	0,05	35,0	0,0	832,2	738,7
3	0,45	22,0	0,48	1595,06	0,0	0,0	0,05	35,0	0,0	1315,0	1081,5
4	0,6	27,7	0,68	3011,19	0,0	0,0	0,05	35,0	0,0	2465,1	2013,3
5	0,29	32,8	0,35	1637,06	0,0	0,0	0,05	31,0	0,0	1387,4	1033,5
6	0,45	37,2	0,56	2281,37	0,0	0,0	0,05	31,0	0,0	1923,5	1556,0
7	0,45	42,9	0,61	1963,33	0,0	0,0	0,1	23,0	0,0	1633,8	1538,8
8	0,45	49,3	0,69	1587,71	0,0	0,0	0,05	28,0	0,0	1363,3	1413,0
9	0,45	56,6	0,82	1110,23	0,0	0,0	0,05	28,0	0,0	875,3	1369,0
10	0,45	66,0	1,1	458,21	0,0	0,0	0,0	32,0	0,0	509,8	675,5

Indice

1.Dati generali	14
2.Vertici profilo	15
3.Vertici strato1	15
4.Vertici strato2	15
5.Vertici strato3	15
6.Vertici strato4	15
7.Vertici strato5	15
8.Coefficienti parziali azioni	16
9.Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno	16
10.Stratigrafia	16
11.Risultati analisi pendio	16
Indice	18

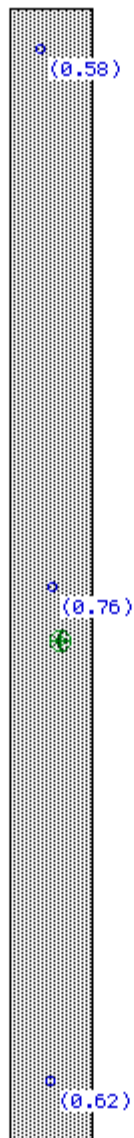
ALLEGATO 2: SCHEMA DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

Calcolo cedimenti teorici platea di fondazione flessibile
40*40 m impostata a -4
Pressione netta sul terreno 10 kPa



ALLEGATO ALLA RELAZIONE GEOTECNICA

SARONNO



Calcolo cedimenti teorici fondazione nastriforme flessibile
Larghezza 1,5 m impostata a -2
Pressione netta sul terreno 100 kPa

ALLEGATO ALLA RELAZIONE GEOTECNICA

SARONNO