

**Dott. Lorenzo Cadrobbi
Dott. Michele Nobile
Dott. Stefano Paternoster
Dott. Claudio Valle**

**PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA 04 "PU04" –
REALIZZAZIONE DEL NUOVO CAMPEGGIO IN LOC. ALBA DI
CANAZEI (TN)**

RELAZIONE GEOTECNICA
SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Committente:

RECA3 srl

Rel. 4077/2/23

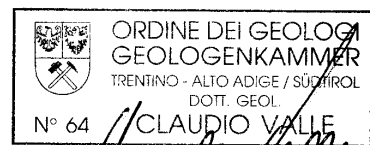


RECA3 srl

PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA 04 "PU04" –
REALIZZAZIONE DEL NUOVO CAMPEGGIO IN LOC. ALBA DI
CANAZEI (TN)

RELAZIONE GEOTECNICA
SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

REL. 4077/2/23



CV-JP/MAGGIO 2023

"Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto dello Studio "GEOLOGIA APPLICATA" (legge 22 aprile 1941 nr. 633, art. 2575 e segg. c.c.)"

RECA 3 Srl

PIANO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA 04 "PU04" – REALIZZAZIONE DEL NUOVO CAMPEGGIO IN LOC. ALBA DI CANAZEI (TN)

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

CAPITOLI

1.	PREMESSE	2
1.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
1.2.	SOFTWARE UTILIZZATI.....	3
2.	INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE.....	3
3.	RISPOSTA SISMICA LOCALE	3
3.1.	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	3
3.2.	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	4
3.3.	ACCELERAZIONE A_{MAX} SUL SUOLO DI CAT. A (BEDROCK SISMICO)	5
3.4.	EFFETTI STRATIGRAFICI E TOPOGRAFICI E PARAMETRI DI SITO	6
3.5.	VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	8
4.	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA	9
4.1.	PREMESSE	9
4.2.	INTERPRETAZIONE PROVE SPT	9
5.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	14
5.1.	UNITA' GEOTECNICHE OMOGENEE.....	14
5.2.	REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE	15
6.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI INDIRIZZO	15
6.1.	PROFILATURA ED ESECUZIONE DEGLI SCAVI	15
6.2.	SCELTA TIPOLOGIA FONDAZIONALE.....	17
7.	CONCLUSIONI	20

1. PREMESSE

Su incarico e per conto di RECA 3 s.r.l., viene redatta la presente relazione geotecnica a supporto del progetto del nuovo campeggio in loc. Alba di Canazei (TN) che prevede la realizzazione di un centro servizi, chalet e suite con piani semi-interrati e interrati. Il presente documento fa espresso riferimento alle indagini e al modello geologico di riferimento riportati nella relazione geologica. Il presente elaborato si basa quindi su dati ricavati da indagini geognostiche e geofisiche realizzate nell'intorno dell'areale di studio dai quali è stata definita la parametrizzazione geotecnica del volume significativo di sottosuolo e ricostruito il modello geotecnico.

Di seguito si riportano delle sezioni relative agli edifici in progetto

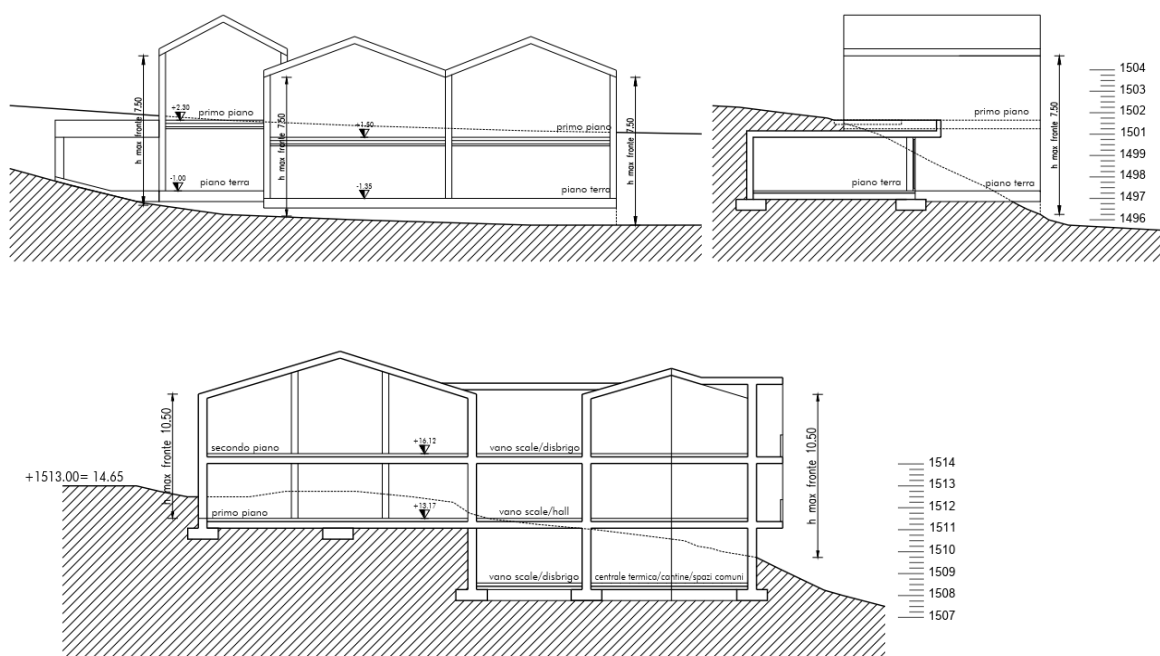


Figura 1: sezioni di progetto

1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il presente elaborato viene redatto in ottemperanza a:

- D.m. 17 GENNAIO 2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17/1/18 (Circolare applicativa NTC18)
- UNI ENV 1997-1 – Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica.
- A.G.I. 1977 – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini

1.2. SOFTWARE UTILIZZATI

Per le elaborazioni geotecniche:

Fogli excel (GSS Flaccovio, Geospin s.r.l., K-Geo della ProgramGeo)

2. INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

Per quanto concerne le indagini geognostiche dirette e indirette realizzate per la definizione del modello geologico e la caratterizzazione del volume significativo in ambito geotecnico, si rimanda ad ogni dettaglio al capitolo 4 della relazione geologica.

3. RISPOSTA SISMICA LOCALE

3.1. CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA

In accordo a quanto previsto dalle NTC la vita di riferimento (V_R) dell'opera viene definita (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_U) come di seguito indicato: $V_R = V_N \times C_U$

La vita nominale dell'opera viene definita con riferimento alla tabella 3.1.a in funzione delle caratteristiche della stessa.

Tabella 1 – tipo e vita nominale dell'opera (DM 17/01/2018 – tabella 2.4.I)

Opera	Tipo	V_N
Parti d'opera provvisionali con $V_N \leq 2$ anni	1	≤ 2
Parti d'opera provvisionali con $2\text{anni} < V_N \leq 10\text{anni}$	1	≤ 10
Opere ordinarie	2	≥ 50
Grandi opere	3	≥ 100

Il coefficiente d'uso dell'opera viene definito in relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma in accordo a quanto riportato in tabella 3.1.b

Tabella 2 – Classi e coefficienti d'uso (DM 17/01/2018 – tabella 2.4.II)

Classe d'uso	I	II	III	IV
C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Con riferimento a quanto sopra illustrato, nel caso specifico in studio in accordo con i dati di progetto si assume quanto segue:

Tipo della costruzione = 2 (opera ordinaria)

V_N = vita nominale dell'opera = 50 anni

Classe d'uso = II

C_U = coefficiente d'uso = 1.0

Si ottiene pertanto il valore di riferimento della vita dell'opera: $V_R = V_N \times C_U = \mathbf{50 \text{ anni}}$

3.2. TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO

Si assume (in accordo con la Normativa vigente) come indicatore del grado di pericolosità sismica l'accelerazione orizzontale massima su *bedrock sismico* ($V_s > 800 \text{ m/s}$). Il valore di progetto di tale parametro viene definito in funzione della "probabilità di superamento" per un dato "tempo di ritorno". E' noto che il "tempo di ritorno" e la "probabilità di superamento" sono due grandezze tra loro correlate come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove:

T_R = tempo di ritorno

$V_R = 50 \text{ anni}$ = periodo di riferimento dell'opera (cfr. paragrafo 3.1)

P_{VR} = probabilità di superamento

In tabella 5.3.a sono riassunti i valori del tempo di ritorno (T_R) in funzione del periodo di riferimento (V_R) e delle probabilità di superamento (P_{VR}) definite dalle Norma per gli stati limite ultimi di servizio (SLO, **SLD**) e ultimi (**SLV**, SLC), e in grassetto quelli da considerarsi nelle verifiche sismiche.

Tabella 3 – Tempi di ritorno per analisi allo stato limite

STATI LIMITE	V_R (anni)	P_{VR}	T_R (anni)
SLO	50	81%	30
SLD		63%	50
SLV		10%	475
SLC		5%	975

3.3. ACCELERAZIONE a_{max} SUL SUOLO DI CAT. A (bedrock sismico)

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse viene determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda. In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento viene adottato per gli altri parametri sismici [F0 e T*c]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

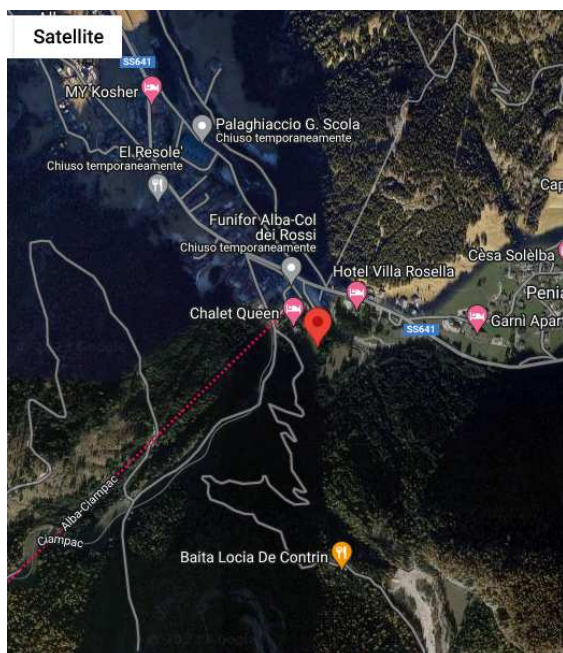
dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Di seguito si riporta l'ubicazione dei nodi del reticolo di riferimento ed una tabella con i parametri sismici relativi ai diversi stati limite, su suolo di categoria A in condizioni di campo libero. I valori di riferimento dei parametri a_g (g) F_0 (adimensionale) e T^*_c (espresso in secondi) sono calcolati utilizzando il codice di calcolo della Geostru e di seguito riportati.



Stati limite



Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

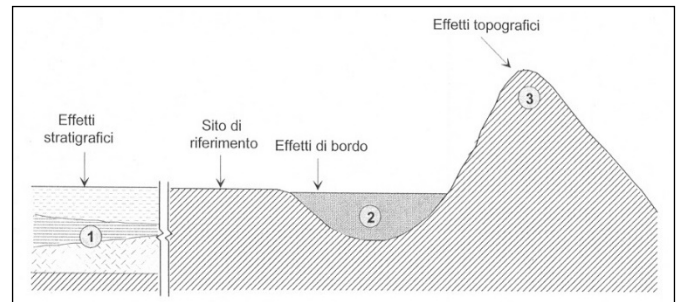
Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.025	2.515	0.191
Danno (SLD)	50	0.031	2.536	0.216
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.070	2.613	0.372
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.089	2.643	0.407
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Le verifiche verranno condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

3.4. EFFETTI STRATIGRAFICI E TOPOGRAFICI E PARAMETRI DI SITO

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

- **Parametro S_s: Effetti stratigrafici**
- **Parametro S_T: Effetti topografici**



Il parametro di risentimento in superficie legato agli effetti stratigrafici (S_s) viene valutato con riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), è definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del *bedrock* sismico superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Con riferimento alle indagini geofisiche descritte al cap. 4 della relazione geologica, per il sito in esame si individua una categoria di sottosuolo di tipo B.

B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
---	---



Tabella 5 – Categorie topografica (NTC 2018)

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	S_T
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30°	In corrispondenza della cresta	1.4
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30°	In corrispondenza della cresta	1.2
T2	Pendii con inclinazione media superiore a 15°	In corrispondenza della sommità	1.2
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	--	1.0

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia, facendo riferimento ai contenuti della tabella 5, si ottiene:

Categoria T2 – $S_T = 1.2$ per la stazione di valle e i sostegni

Di seguito si riportano i coefficienti sismici K_h , K_v , A_{max} e β ed i parametri per la costruzione degli spettri di risposta sismica locale in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali per le fondazioni.

Coefficienti sismici

Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

1

us (m)

0.1

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Cat. Sottosuolo

B

Cat. Topografica

T2

SLO

SLD

SLV

SLC

SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,53	1,49	1,34	1,32
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.009	0.020	0.026
kv	0.004	0.005	0.010	0.013
Amax [m/s²]	0.354	0.441	0.989	1.257
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

3.5. VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche alla liquefazione con riferimento al DM 17/1/2018 in condizioni sismiche, facendo riferimento alle accelerazioni sismiche previste per un'opera in classe II, con vita nominale della struttura pari a 50 anni per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita. La verifica a liquefazione, secondo il DM 17/1/2018 può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g per un T_r atteso pari a 475 anni;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 4.5.9 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 4.5.10 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

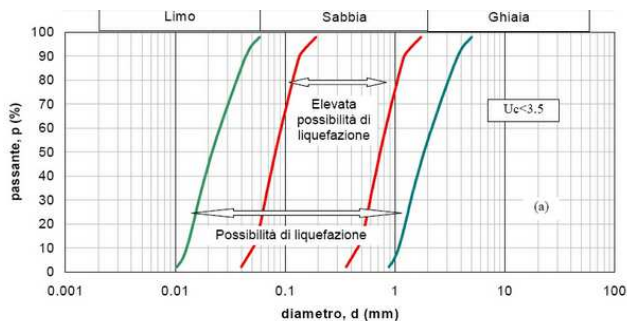


Figura 4.5.9 - Fasce granulometriche critiche $U_c < 3,5$

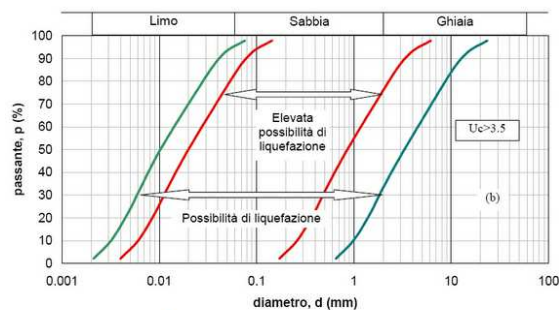


Figura 4.5.10 - Fasce granulometriche critiche $U_c > 3,5$

$a_g \times SS < 0,1 \text{ g}$ (T_r 475 anni)	Soggiacenza falda $S > 15 \text{ m}$	$(N_1)_{60}$ > 30	Fuso granulometrico	Possibilità Liquefazione
No	Si	Si	-	No

Come si osserva dalla tabella, per le opere non sussiste rischio di liquefazione con specifico riferimento alla condizione 2-3.



4. PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

4.1. PREMESSE

In funzione dei riscontri diretti di sondaggio realizzato in prossimità dell'area di studio e in relazione al volume significativo di terreno di sottosuolo, vengono distinte e parametrate, su base geotecnica, due differenti unità.

4.2. INTERPRETAZIONE PROVE SPT

La prova SPT (standard penetration test) è codificata dalla norma A.S.T.M. *Designation D 1586-67*. Il valore della densità relativa è calcolato sulla base dei valori di N_{SPT} e della pressione geostatica verticale efficace σ'_{v0} . I valori di N_{SPT} per terreni sotto-falda sono corretti mediante l'espressione $N_{SPT} = 15 + 0.5(N_{SPT} - 15)$ (Terzaghi, 1948). La resistenza al taglio di picco in condizioni drenate ϕ' è stata determinata con le seguenti correlazioni:

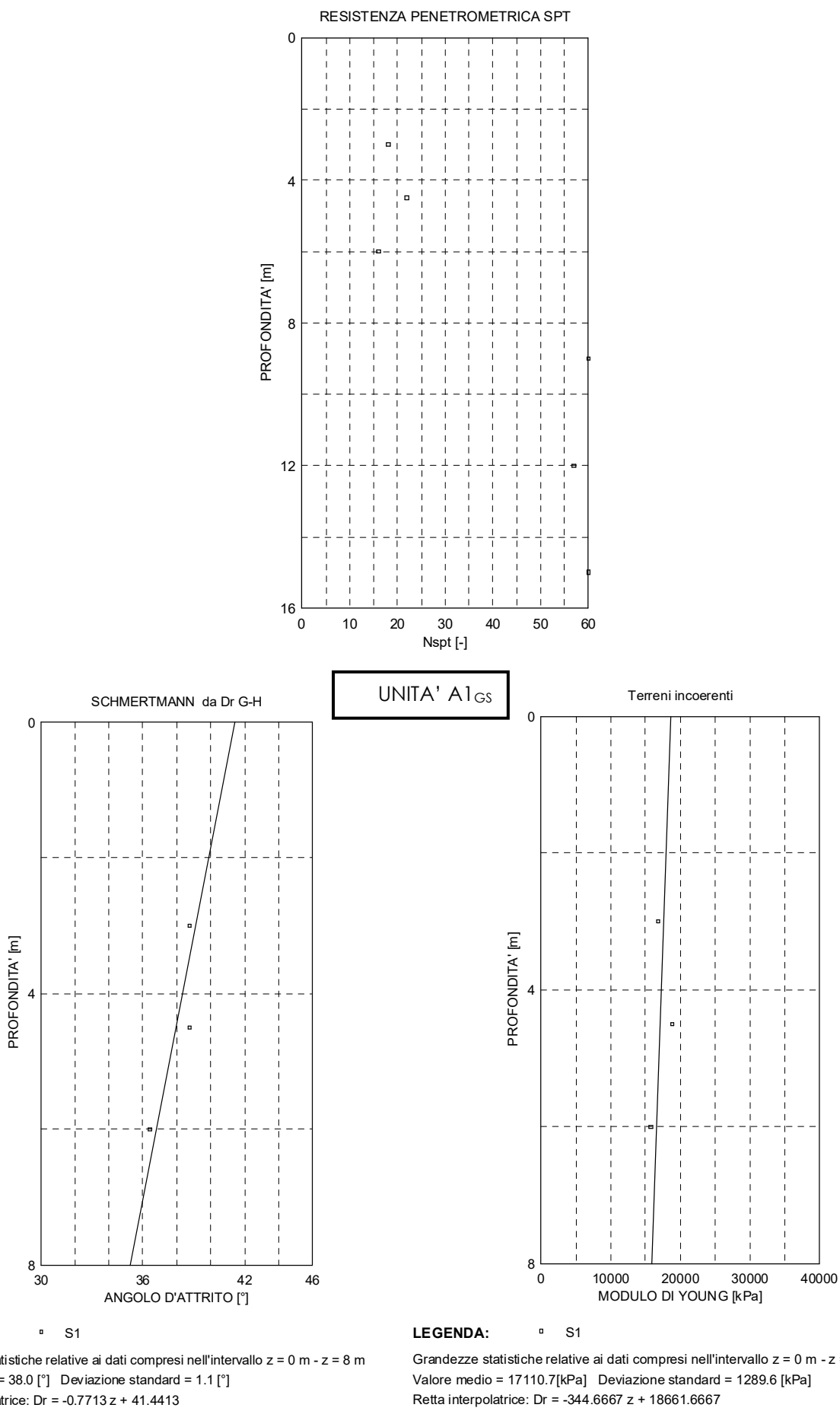
- *Schmertmann*: Questa correlazione lega l'angolo di attrito efficace alla densità relativa D_R del terreno, con espressioni diverse in funzione della composizione granulometrica del terreno.
- *De Mello (1971)*: Sulla base dei risultati di Gibbs e Holtz (1957), De Mello (1971) ha proposto una correlazione empirica del tipo: $\phi' = f(D_R, \sigma'_{v0})$, con le espressioni di approssimazione delle curve sperimentali proposte da Schmertmann (1975).

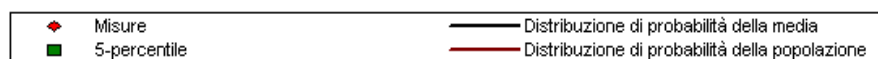
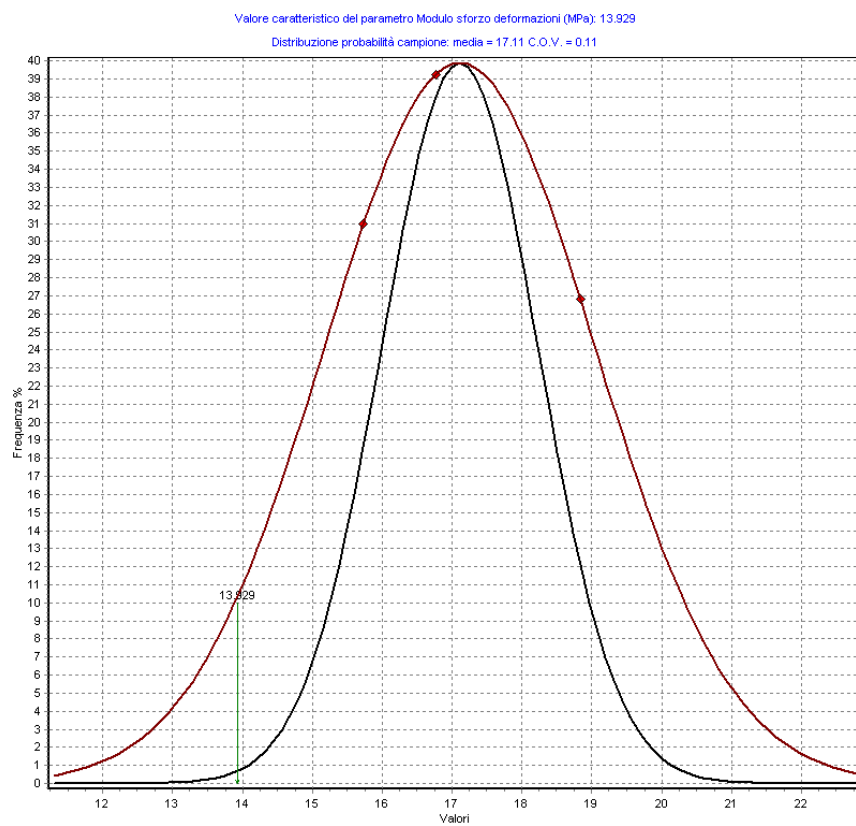
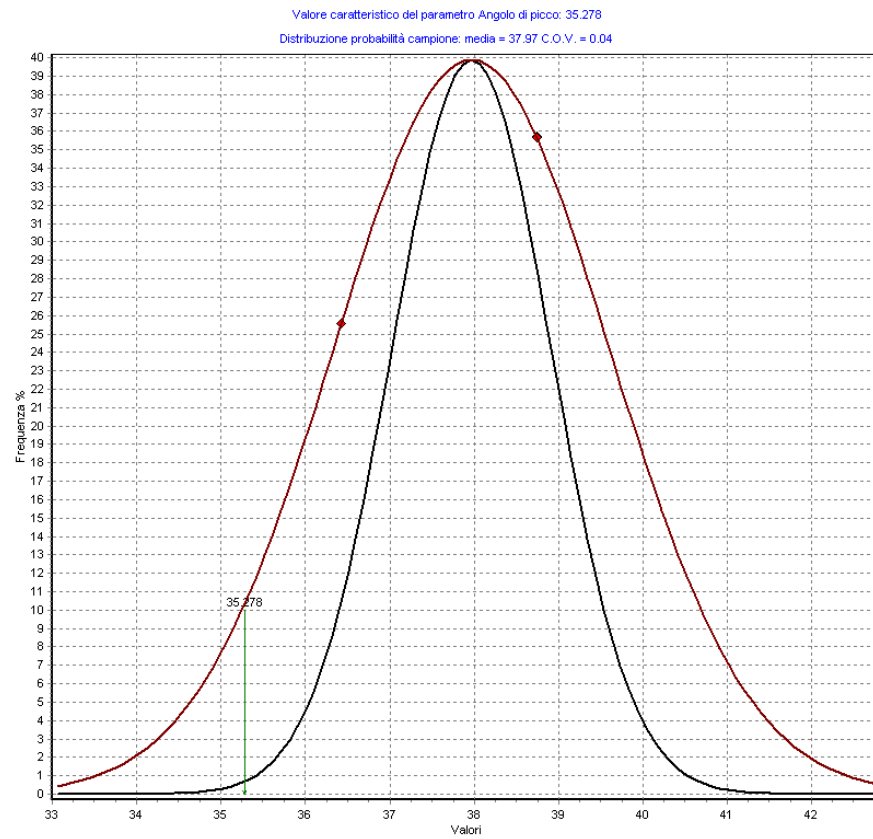
Per il modulo di Young sono proposte in letteratura numerose correlazioni; nelle elaborazioni effettuate ci si riferisce a quelle più comunemente usate che hanno un'espressione del tipo:

$$E = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$$

utilizzando i parametri proposti da D'Appolonia et Al. (1970) e Schulze e Menzebach (1961).

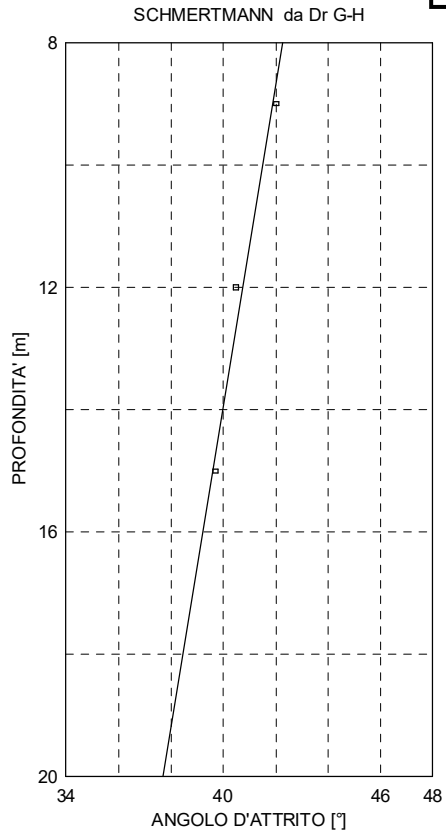
Di seguito si riportano le elaborazioni eseguite sulle prove SPT





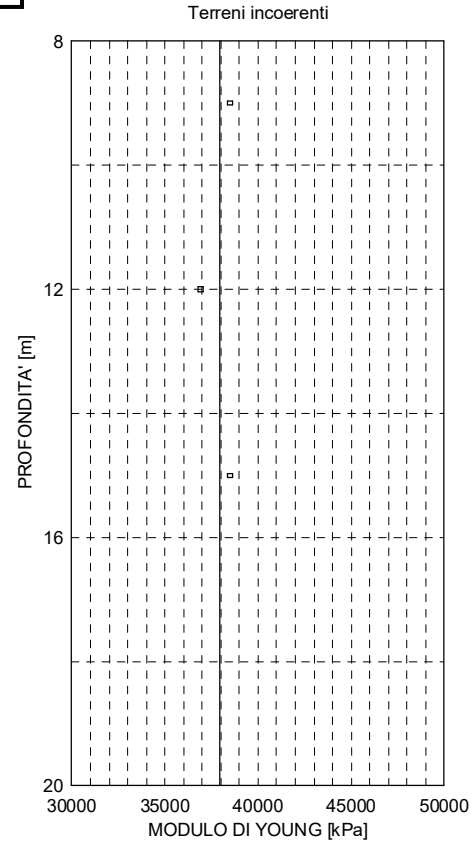


UNITA' A2_{Gs}



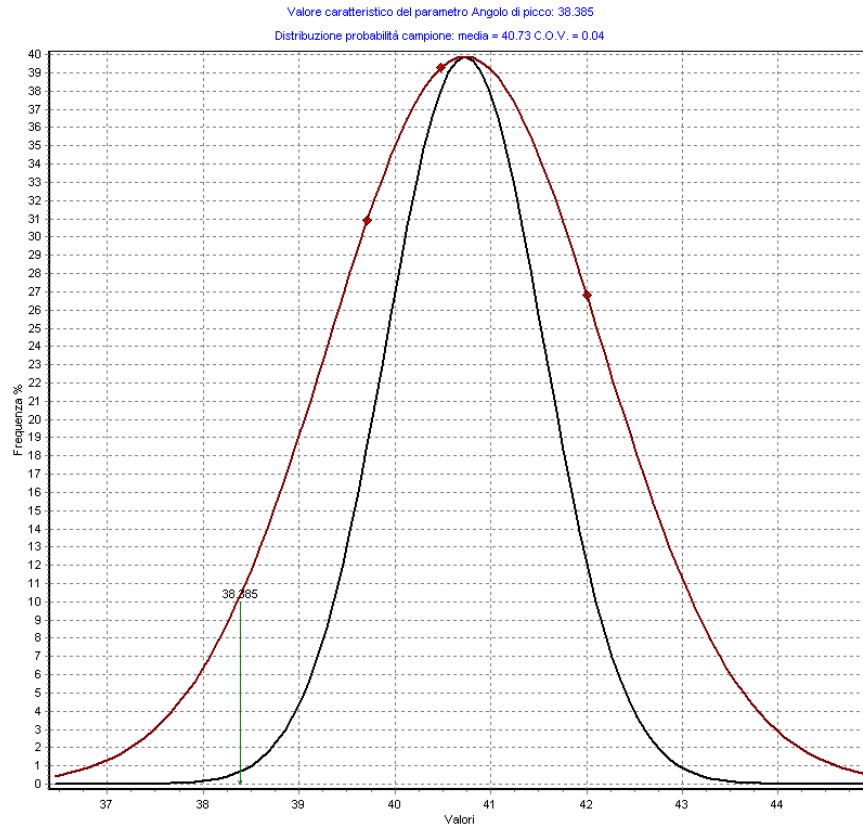
LEGENDA: □ S1

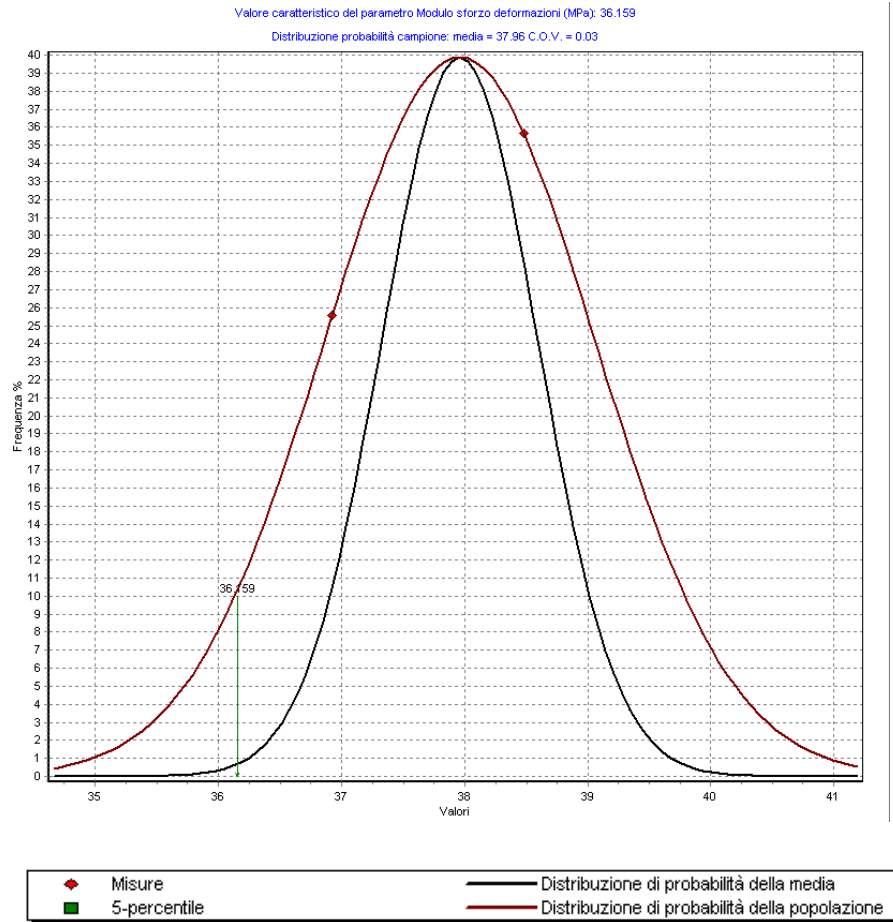
Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo $z = 8 \text{ m} - z = 20 \text{ m}$
 Valore medio = 40.7 [°] Deviazione standard = 1.0 [°]
 Retta interpolatrice: $Dr = -0.3811 z + 45.3031$



LEGENDA: □ S1

Grandezze statistiche relative ai dati compresi nell'intervallo $z = 8 \text{ m} - z = 20 \text{ m}$
 Valore medio = 37963.0[kPa] Deviazione standard = 731.1 [kPa]
 Retta interpolatrice: $Dr = 0.0000 z + 37963.0000$





5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

5.1. UNITA' GEOTECNICHE OMOGENEE

Sulla base della parametrizzazione geotecnica definita al capitolo precedente e con riferimento all'assetto litostratigrafico descritto al capitolo 5 della relazione geologica, si riporta il modello geotecnico di riferimento per l'area di progetto.

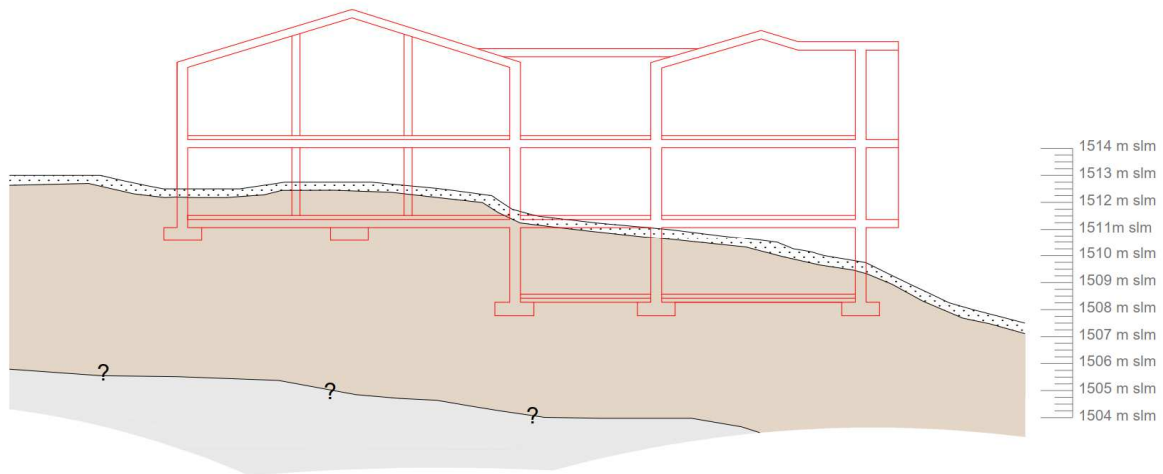


Figura 2: Modello geotecnico di riferimento

UNITA' A1_{Gs} – CONOIDE DA DEBRIS FLOW: ghiaie prevalentemente calcaree con locali clasti vulcanici da subspigolosi a subarrotondate in abbondante matrice sabbiosa. Poco addensate. Colore nocciola

peso di volume	γ	= 19.0	kN/m ³
angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	= 35.0°	
coesione efficace	C'	= 0	kPa
modulo di Young secante	E_{25}	= 13.0	MPa

UNITA' A2_{Gs} – CONOIDE DA DEBRIS FLOW: ghiaie prevalentemente calcaree con locali clasti vulcanici da subspigolosi a subarrotondate in abbondante matrice sabbiosa, debolmente limose. Da mediamente addensate ad addensate. Presenza di singole lenti prevalentemente sabbiose. Colore grigio.

peso di volume	γ	= 19.0	kN/m ³
angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	= 38.0°	
coesione efficace	C'	= 0 – 2	kPa
modulo di Young secante	E_{25}	= 36.0	MPa

5.2. REGIME DELLE PRESSIONI NEUTRE

Per le considerazioni specifiche sullo schema della circolazione superficiale ed ipogea si rimanda a quanto definito al capitolo 5.2 della relazione geologica.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE DI INDIRIZZO

6.1. PROFILATURA ED ESECUZIONE DEGLI SCAVI

I parametri geotecnici d'ingresso per le verifiche di stabilità delle pareti di scavo sono quelli riportati al capitolo 5.1, ed in particolare quelli dell'UNITA' A1_{GS}. Trattandosi di fronti di scavo a breve termine, di durata inferiore a 2 anni, le verifiche in condizioni sismiche possono essere omesse.

Secondo la normativa nazionale (D.M.17 gennaio 2018) deve essere rispettata la seguente condizione: $E_d < R_d$

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni.

R_d = valore di progetto della resistenza del terreno.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio1-Combinazione2: (A2+M2+R2). La normativa prevede che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile vada applicato il coefficiente A2 $\gamma_{G1} = 1.0$. I parametri fisico-meccanici vanno ridotti secondo la tabella di seguito riportata.

PARAMETRO	GRANDEZZA DA RIDURRE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
<i>Peso di volume</i>	γ	γ_γ	1.0

Per le verifiche di sicurezza dei fronti scavo il coefficiente $R2 = \gamma_R = 1.1$

Le verifiche vengono eseguite utilizzando l'abaco di HOECK e BRAY schema n°1 di seguito, specifico per valutazioni di stabilità di fronti scavo, con estradosso sub-pianeggiante, in assenza di filtrazione ed in assenza di sovraccarichi al contorno. Nell'abaco sono introdotti i parametri fisico-meccanici ridotti ed il coefficiente F assume il valore R2.



L'angolo di profilatura cautelativo dei fronti di scavo a breve termine, per altezze massime pari a circa $H \leq 4.0\text{m}$, ricavato per via grafica, risulta pari a circa $\beta \leq 45^\circ$.

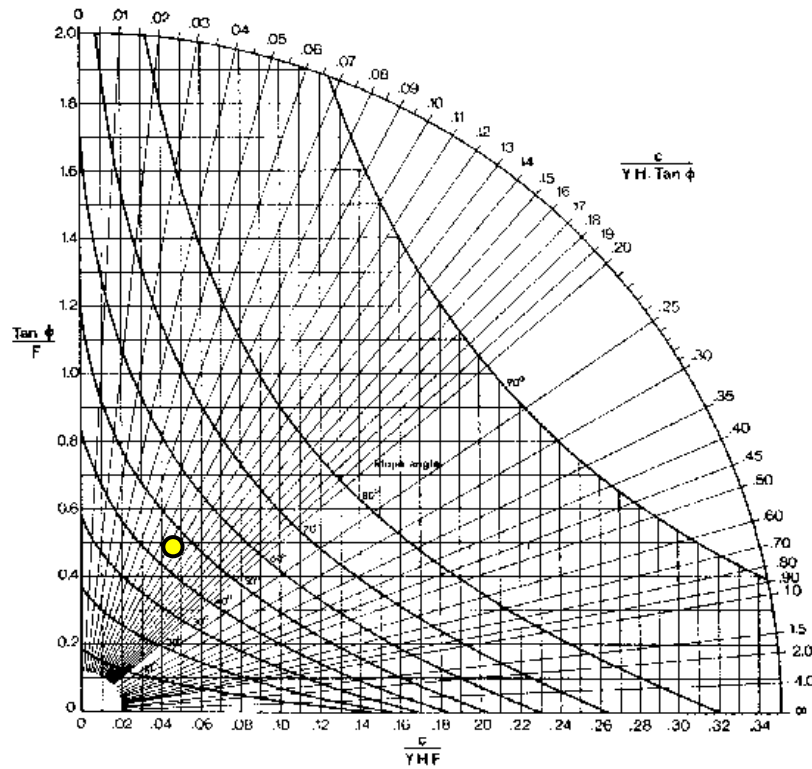


Figura 3: Schema di Hoeck e Bray n°1



6.2. SCELTA TIPOLOGIA FONDAZIONALE

Sulla base del modello geologico e geotecnico ricostruito si evidenzia che le fondazioni andranno ad interessare i depositi di conoide dell'Unità A1_{GS}.

Considerata la tipologia di struttura in progetto ed i modelli geologico, idrogeologico e geotecnico del sottosuolo di seguito di riporta la verifica di indirizzo della capacità portante delle fondazioni.

Verifica in condizioni drenate			
$q_{lim} = 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N_γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + (N_q / N_c) (B' / L')$	Vesic (1973-1975)
	s_γ	$1 - 0.4 (B' / L')$	"
	s_q	$1 + \tan(\phi') (B' / L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q - [(1 - d_q) / (N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q - [(1 - i_q) / (N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1 - (0.7 H/N)]^5$	Brinch-Hansen (1970)
	i_q	$[1 - (0.5 H/N)]^5$	"
	inclinazione fondazione		
	b_q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)
	b_γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"
	b_c	$b_q - [(1 - b_q) / (N_c \tan \phi')]$	"
	inclinazione piano campagna		
	g_q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)
	g_γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"
	g_c	$g_q - [(1 - g_q) / (N_c \tan \phi')]$	"

La verifica è eseguita per fondazione superficiale di larghezza: $B = 1.2 \div 1.5m$, rapporto $L/B = 1 \div 2 \div 4 \div 8$, incassamento minimo $D = 0.7$.

In virtù della presenza a quota fondazionale di

materiali granulari, la condizione di verifica geotecnicamente risulta esclusivamente quella in condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci, dove l'equazione *trinomia* per la valutazione carico limite in fondazione q_{lim} e le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s , i , b , g), assumono la forma riportata nella tabella a lato.

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO), riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. Si forniscono valutazioni di indirizzo della capacità portante condotte delle fondazioni con verifiche allo SLU secondo l'Approccio 1 Combinazione (GEO) A1+M1+R3 delle NTC 2018.

Simbologia adottata

- $\gamma_{\tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito*	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

Tabella 6.2.a – coefficienti parziali γ_R (DM 17/01/2018 – tabella 6.4.I)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è la resistenza limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Definita A' la superficie della fondazione equivalente, per le condizioni di verifica avremo

$$R_d = q_{SLU(M1+R3)} \cdot A'$$



In questa fase progettuale, non essendo ancora note le azioni in fondazione (il documento verrà aggiornato a cura del progettista statico in fase di progettazione esecutiva anche a seguito delle nuove indagini eseguite), le verifiche condotte sono di indirizzo, ed è omessa la verifica per collasso allo scorrimento che verrà integrata dal progettista statico.

VERIFICA SLU Approccio 2 Combinazione GEO A1+M1+R3

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9,807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19,0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	20,0	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	35,0	(°)
c'	coesione drenata	0,0	(kPa)
B	larghezza della fondazione	1,00	(m)
ΔB	passo di incremento della larghezza	0,50	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	valore minimo tra sinistra e a destra della fondazione.		
	(nella valutazione dell'effetto dell'approfondimento è opportuno essere conservativi, vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico" al foglio D.1.1.1.; a tal fine si introduce il coefficiente " δ ")		
		0,60	(m)
ΔD	passo di incremento dell'approfondimento	0,00	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento adottata nel calcolo	85	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	5,00	(m)
α	inclinazione fondazione		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	0,0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	(valore positivo: vedi foglio "figura")	5,0	(°)
H/N	rapporto tra azione orizzontale e verticale		
	(suggerito: 0,10-0,15)	0,100	(-)
R3	coefficiente di sicurezza	2,30	(-)

RISULTATI: **Rd/A** (kPa)

B = 1,00 (m)	L	1,00	2,00	4,00	8,00
	D				
	0,60	302	262	242	232
	0,60	302	262	242	232
	0,60	302	262	242	232
B = 1,50 (m)	L	1,50	3,00	6,00	12,00
	D				
	0,60	375	326	301	288
	0,60	375	326	301	288
	0,60	375	326	301	288
B = 2,00 (m)	L	2,00	4,00	8,00	16,00
	D				
	0,60	451	391	361	346
	0,60	451	391	361	346
	0,60	451	391	361	346



7. CONCLUSIONI

La presente sezione geotecnica della relazione ha fornito il modello geotecnico di riferimento progettuale e le indicazioni per il trattamento del suolo fondazionale.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del D.M. 17/01/18 "Aggiornamenti delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", fa riferimento alla relazione geologica del progetto e costituisce documento progettuale idoneo per il rilascio della concessione a edificare. La presente relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno riguarda la fase di progetto definitivo e dovrà essere integrata in fase esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al Cap. 6.2.3 delle NTC.

In corso d'opera si dovrà controllare la rispondenza tra il modello geologico di riferimento assunto in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza la caratterizzazione geotecnica ed il progetto esecutivo, così come previsto dalla normativa di settore.

Mezzocorona, maggio 2023