STUDIO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. MATTIA BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588/A

Casale Tabuloni, 32 – 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155 – cell. 349 1884498
e-mail: mattia.bertani@atdot.it
P.I. 01922860034
www.studiobertani.it

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI NOVARA

COMUNE DI BARENGO

Committente:	COMUNE DI BARENGO *Via Vittorio Emanuele, 39 – 28010 Barengo (No)*
Progetto:	Lavori di ampliamento del Cimitero Comunale internamente al perimetro dell'esistente
Elaborato:	RELAZIONE GEOTECNICA D.M. 14 gennaio 2008 – N.T.A. P.R.G.C.

Commessa rif.: 574-16		**File:** barengo_cimitero_geotecnica.pdf
Rev.	**Data emissione**	**Note**
00	Settembre 2016	Relazione geotecnica

Il tecnico:

Dott. Geol. Mattia BERTANI

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
MATTIA BERTANI GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 588
ALBO PROFESSIONALE

La proprietà dei lavori originali è riservata al Professionista che li ha redatti (art.9 D.M. 18.11.71 e s.m.i.).
E' vietata ogni riproduzione totale o parziale della presente documentazione senza autorizzazione scritta dell'Autore.

Indice

Premessa....2
1.UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO....3
2.DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI....3
3.PROBLEMI GEOTECNICI....3
4.DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE....4
4.1.Prove penetrometriche dinamiche....4
4.1.1.Strumentazione utilizzata....4
4.1.2.Dati misurati e loro elaborazione....5
5.CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO....7
5.1.Descrizione del modello geotecnico del sottosuolo....7
5.2.Attribuzione parametri geotecnici fondamentali....7
5.2.1.Peso di volume....8
5.2.2.Densità relativa....8
5.2.3.Resistenza al taglio....9
5.2.4.Modulo elastico....9
5.3.Attribuzione valori caratteristici dei parametri geotecnici....10
5.3.1.Metodologia ed assunzioni....10
5.3.2.Calcolo....11
5.3.3.Risultati....12
6.VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI....13
6.1.Input strutturali....13
6.1.1.Fondazioni e struttura....13
6.1.2.Bonifica del terreno....13
6.2.Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi....13
6.2.1.Metodologia di calcolo....14
6.2.2.Determinazione coefficienti sismici....15
6.2.3.Assunzioni....16
6.2.4.Risultati ottenuti....16
6.3.Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)....17
6.3.1.Metodologia di calcolo....17
6.3.2.Risultati ottenuti....18
6.4.Stabilità nei confronti della liquefazione....18
7.CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUGLI INTERVENTI IN PROGETTO, PRESCRIZIONI ED INCERTEZZE DEL MODELLO....19
Conclusioni....20

TAVOLE:
- Tavola 1: Ubicazione indagini geognostiche – scala 1:250;
- Tavola 2: Sezione geotecnica – scala 1:100.

ALLEGATI:
- Allegato 1: Elaborati prove penetrometriche dinamiche;
- Allegato 2: Elaborati verifiche geotecniche.

Premessa

Il presente studio ha la finalità di effettuare la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dell'area situata in corrispondenza del Cimitero Comunale di Barengo (No), dove è prevista la realizzazione di un nuovo edificio votivo.

L'indagine è stata effettuata ai sensi delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC) emanate con D.M. 14.01.2008 e della loro Circolare esplicativa n. 617 del 02.02.2009, e delle Norme Tecniche di Attuazione del vigente studio geologico-tecnico di Piano Regolatore Comunale, che rimandano espressamente al D.M. 11.03.1988 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"* ed alla sua Circolare esplicativa n. 30487 del 24.09.1988.

I risultati ottenuti vengono riportati nella presente relazione tecnica, che analizza le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni che costituiscono il volume geotecnico significativo sollecitato dalla realizzazione delle nuove strutture, ed in particolare:

- descrive l'ubicazione geografica del sito e la sua collocazione nella cartografia sismica nazionale e regionale;
- descrive gli interventi in progetto, i problemi geotecnici e le scelte tipologiche;
- descrive ed interpreta i risultati delle indagini condotte in sito;
- elabora un modello geotecnico del sottosuolo con la caratterizzazione delle unità geotecniche presenti e l'attribuzione dei relativi parametri fondamentali;
- effettua importanti considerazioni geotecniche sugli interventi in progetto e le relative verifiche di sicurezza.

Per la redazione del presente studio ci si è serviti del modello geologico elaborato nella *Relazione geologica* del Giugno 2016, a firma dello scrivente, a corredo della documentazione progettuale.

1. UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO

L'area di intervento è ubicata ad Est del centro abitato di Barengo (No), oltre la sede della S.P. n°21, alle seguenti coordinate geografiche medie (rif. tav. 1 *Relazione geologica*):

- WGS84: lat. 45,575988° long. 8,5188773°;
- ED50: lat. 45,576926° long. 8,519954°.

Il Comune di Barengo appartiene alla *"zona 4"* sismica, contraddistinta da un grado di sismicità molto basso.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Dalla visione degli elaborati di progetto si evince come l'intervento consista nella realizzazione di un nuovo edificio, all'interno dell'attuale perimetro cimiteriale, di forma rettangolare con dimensioni in pianta di circa 10 m x 18 m, per un'altezza massima fuori terra di circa cinque metri, che consentirà la posa di nuove edicole e colombari.

Le specifiche tecniche dell'opera, così come definite dal Progettista e dalla Committenza, sono riportate nella tabella seguente (tab. 2.1).

Vita Nominale (V_N)	50 anni
Tipo di costruzione	Tipo 2
Classe d'uso (C_U)	Classe II
Periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R)	50 anni
Periodo di ritorno del sisma (T_R) per lo SLV	475 anni

Tab. 2.1 – Specifiche tecniche della nuova opera in progetto.

Le opere fondazionali saranno costituite da una platea con dimensioni di circa 10 m x 18,5 m x 35 cm di spessore, che si imposterà ad una profondità di 0,9 m dal p.c. su uno strato di magrone di 5 cm seguito da uno strato di riempimento a bonifica del terreno superficiale eterogeneo e/o scarsamente addensato per uno spessore di 0,4 m.

3. PROBLEMI GEOTECNICI

Le problematiche geotecniche strettamente connesse con la realizzazione dei nuovi interventi riguardano principalmente la stabilità dell'insieme opera-terreno in seguito alla messa in posto di fondazioni superficiali.

Le indagini realizzate, pertanto, hanno avuto la finalità di analizzare:

- le caratteristiche litologiche dei terreni che costituiscono il primo sottosuolo;
- il regime delle pressioni interstiziali;
- le caratteristiche meccaniche dei terreni.

4. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

Le indagini e le prove geotecniche realizzate sono state programmate in funzione della conoscenza pregressa del sito e della tipologia delle strutture in progetto, ed hanno avuto la finalità di caratterizzare i terreni compresi nel volume geotecnico significativo, cioè nella parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione delle opere e che influenza le opere stesse.

In particolare, in data 23.02.2016 sono state eseguite n°3 prove penetrometriche dinamiche spinte fino alla profondità massima di 3,0 m dal p.c. entro la quale sono andate tutte a rifiuto, per definire le caratteristiche meccaniche dei terreni, con ubicazione riportata in tav. 1.

La scelta della tipologia delle indagini eseguite è stata effettuata, di concerto con il Progettista, sulla base dei dati necessari alla progettazione in sicurezza dell'intervento, e in funzione della natura dei terreni desunta dai risultati della *Relazione geologica*.

Le indagini sono state eseguite direttamente dallo scrivente, che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01.

4.1. Prove penetrometriche dinamiche

Le *prove penetrometriche* sono indagini indirette che vengono realizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, mediante la misura della *resistenza alla penetrazione* nel terreno da parte di uno strumento (il *penetrometro*) che viene infisso con mezzi differenti.

In particolare le *prove penetrometriche dinamiche (Dynamic Probing)* vengono eseguite infiggendo verticalmente nel terreno una punta conica posta all'estremità di una batteria di aste, per mezzo di un maglio che cade da un'altezza costante e nota. Durante l'infissione viene misurato il numero di colpi necessari (N_{DP}) per ottenere successivi affondamenti, di lunghezza costante e nota, della punta. Questo tipo di prove fornisce informazioni di tipo continuo, poiché le misure della resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione, facilitando così la possibilità di correlare i risultati ottenuti.

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati e permette di risalire indirettamente, sulla base di numerose esperienze locali, alla loro natura litologica, ed empiricamente alle loro principali caratteristiche geotecniche.

4.1.1. Strumentazione utilizzata

Esistono diversi tipi di penetrometri dinamici, che differiscono principalmente per la diversa massa del maglio e altezza di caduta, e che possono essere utilizzati in diverse situazioni di cantiere.

Nello specifico è stato utilizzato il *Penetrometro Dinamico DPM 30-20* della ditta produttrice *Pagani Geotechnical Equipment*. Tale attrezzatura, largamente utilizzata in Italia, può essere definita, con riferimento alla Classificazione ISSMFE (International Society for Soil Mechanics 1988) basata sul peso della massa battente, come *Penetrometro Medio* (*DPM Medium*). Le sue specifiche tecniche sono riportate in dettaglio nella tabella seguente (tab. 4.1).

peso massa battente	M	30,00 kg
altezza caduta libera	H	0,20 m
diametro punta conica	D	35,70 mm
area base punta conica	A	10,00 cm^2
angolo apertura punta	α	60°
lunghezza delle aste	La	1,00 m
peso aste per metro	Ma	2,40 kg
avanzamento punta	δ	0,10 m
numero colpi per punta	N	N(10)
energia specifica per colpo	Q	6,00 kg/cm^2

Tab. 4.1 – Specifiche tecniche penetrometro DPM 30-20 Pagani.

L'utilizzo di una tubazione di rivestimento permette inoltre di ridurre al minimo l'influenza dell'attrito laterale del terreno sulle aste, aumentando l'affidabilità dei dati misurati.

La scelta del tipo di penetrometro è stata effettuata considerando la finalità delle prove di indagare in più punti e con costi ridotti la profondità di imposta del substrato ghiaioso-ciottoloso, entro il quale qualsiasi prova penetrometrica dinamica sarebbe andata a rifiuto.

I risultati ottenuti con il *DPM 30-20* (N_{10}) sono tuttavia del tutto confrontabili, sulla base anche di numerose esperienze locali, con quelli acquisiti durante una prova Standard Penetration Test (N_{SPT}). In particolare Vannelli e Benassi (1983) propongono, in seguito a numerose prove effettuate in diverse località e su terreni di diversa natura, la seguente correlazione:

$$0{,}7 \div 0{,}8 \leq N_{10} \leq 1{,}2\ N_{SPT}$$

da cui:

$$0{,}83 \leq \beta \leq 1{,}43$$

dove: $\beta = N_{SPT} / N_{10}$

In via di prima approssimazione quindi valgono le correlazioni:

$$N_{10} \approx N_{SPT}$$
$$\beta \approx 1$$

Tali relazioni trovano conferma se si confronta l'energia teorica specifica per colpo Q delle due prove, dove:

$$Q = \frac{M \cdot H}{A \cdot \delta}$$

$Q_{DPM\ 30\text{-}20}$ = 6,00 kg/cm^2 Q_{SPT} = 7,83 kg/cm^2

Infatti il coefficiente teorico di energia β_t, dato dal rapporto tra $Q_{DPM\ 30\text{-}20}$ e Q_{SPT}, è pari a 0,77 e risulta quindi molto simile al valore sperimentale $\beta \approx 1$.

4.1.2. Dati misurati e loro elaborazione

I dati di campagna registrati durante le prove sono stati riportati nei diagrammi penetrometrici dell'Allegato 1, dove il numero di colpi misurati (N_{10}) è stato messo in relazione con la profondità di avanzamento.

Poiché i dati derivanti dalle prove penetrometriche sono spesso caratterizzati dalla presenza di picchi dovuti a contingenze locali, i valori misurati sono stati normalizzati

scartando manualmente i dati anomali ed applicando sulle serie così ottenute la funzione di smussamento dei picchi (*filtering*) proposta da Crespellani e Loi.

I valori così normalizzati sono stati correlati con gli N_{SPT} utilizzando la correlazione riportata al paragrafo precedente, propria del l'attrezzatura di indagine utilizzata.

I valori di N_{SPT} sono stati poi corretti per un'efficienza standardizzata del 60% (N_{60}), seguendo la seguente equazione di Skempton (1986):

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R$$

dove

C_E: fattore correttivo per il rapporto di energia;

C_B: fattore correttivo per il diametro del foro;

C_R: fattore correttivo per la lunghezza delle aste.

I valori di N_{60} sono stati infine normalizzati per la pressione litostatica efficace attraverso la seguente equazione:

$$N_{1(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

dove C_N è il coefficiente di Liao & Whitman (1986).

Analizzando i valori ottenuti è stato possibile individuare per ogni prova gli strati che assumono omogenea resistenza all'avanzamento delle aste.

P1		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,6	sciolto	6,3
0,6 – 1,7	molto sciolto	2,3
1,7 – 2,8	da mediamente addensato ad addensato	29,5

Tab. 4.2 – Prova penetrometrica P1.

P2		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,6	da sciolto a mediamente addensato	17,7
0,6 – 1,5	sciolto	9,6
1,5 – 3,0	da mediamente addensato ad addensato	24,5

Tab. 4.3 – Prova penetrometrica P2.

P3		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,6	da sciolto a mediamente addensato	10,7
0,6 – 1,8	da molto sciolto a sciolto	5,6
1,8 – 2,8	da mediamente addensato ad addensato	26,2

Tab. 4.4 – Prova penetrometrica P3.

A partire dal piano campagna attuale si rileva la presenza dei seguenti orizzonti:

- **Orizzonte A1**: terreni eterogenei, da sciolti a mediamente addensati, con valori medi di $N_{1(60)}$ da bassi a discreti (6,3-17,7); tale orizzonte si estende dal p.c. per uno spessore di circa 0,5 m;
- **Orizzonte A2**: terreni eterogenei, da molto sciolti a sciolti, con valori medi di

$N_{1(60)}$ da molto bassi a bassi (2,3-9,6); tale orizzonte si estende da circa -0,5 m a circa -1,5/-1,8 m dal p.c.;

- **Orizzonte B**: terreni da mediamente addensati ad addensati, con valori medi di $N_{1(60)}$ abbastanza buoni (24,5-29,5); tale orizzonte si estende in profondità almeno fino alla massima quota indagata, di -3,0 m. Tutte le prove realizzate sono andate a rifiuto (N_{10} > 200) in questa unità, per la presenza di ciottoli di diametro significativo.

Durante l'esecuzione delle prove, condotte in seguito a prolungati giorni di tempo atmosferico non piovoso, non è stata rinvenuta la presenza di acqua.

5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Il modello geotecnico del sito consiste nella rappresentazione delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo.

5.1. Descrizione del modello geotecnico del sottosuolo

Correlando i risultati delle prove effettuate con i dati ricavati dalle indagini pregresse è stato elaborato un modello geotecnico del primo sottosuolo dell'area dove verrà realizzato il nuovo intervento edilizio, rappresentato graficamente dalla sezione di Tavola 2.

A partire dal piano campagna si rilevano le seguenti unità:

- **Unità geotecnica A1**: terreno rimaneggiato e/o di riporto, costituito da materiale eterogeneo, principalmente di natura granulare, da sciolto a mediamente addensato; tale unità si estende dal p.c. per uno spessore di circa 0,5 m;
- **Unità geotecnica A2**: terreno rimanegiato e/o di copertura, costituito da materiale eterogeneo, principalmente di natura sabbioso-limosa, e secondariamente ghiaiosa, da molto sciolto a sciolto; tale unità si estende da circa -0,5 m a circa -1,5/-1,8 m dal p.c.;
- **Unità geotecnica C**: ghiaie e ciottoli con sabbia, da mediamente addensate ad addensate; tale unità si estende da circa -1,5/-1,8 m fino almeno alla massima profondità indagata, di -3,0 m, entro la quale tutte le prove sono andate a rifiuto.

Le prove realizzate non hanno consentito di indagare l'intero volume significativo, arrestandosi a profondità piuttosto ridotte per la presenza nei depositi di materiale ciottoloso di grande pezzatura. Tuttavia, dalla conoscenza dell'assetto geotecnico del territorio, basata sull'esperienza e su conoscenze disponibili, è possibile affermare che presumibilmente tale unità si approfondisca per l'intero volume di interesse.

Come riportato nelle considerazioni idrogeologiche contenute nella *Relazione geologica* (rif. par. 6.2), alla quale si rimanda, la falda si imposta ad un valore medio di circa 3 m dal p.c., con oscillazioni del suo livello, stagionali ed annuali, che possono anche superare i 2 m.

5.2. Attribuzione parametri geotecnici fondamentali

Alle unità geotecniche individuate nel paragrafo precedente sono stati assegnati i valori medi dei parametri geotecnici fondamentali riportati nelle tabelle seguenti in termini di tensioni efficaci.

Unità geotecnica A1		
N_{DP} medio	N_{SPT} = 5,6-15,7; N_{60} = 4,2-11,8; $N_{1(60)}$ = 6,3-17,7	
Peso di volume	γ_d = 16-18 kN/m^3; γ_{sat} = 18-20 kN/m^3	
Densità Relativa	D_R	32-54 %

Tab. 5.1 – Valori medi parametri unità geotecnica A1.

Unità geotecnica A2			
N_{DP} medio		N_{SPT} = 2-8,5; N_{60} = 1,5-6,4; $N_{1(60)}$ = 2,3-9,6	
Peso di volume		γ_d = 14-17 kN/m^3; γ_{sat} = 16-19 kN/m^3	
Densità Relativa		D_R	20-40 %
Angolo di resistenza al taglio	di picco	φ'	24-26°
	a volume costante	φ'_{CV}	22°
Coesione		c'	0 kPa
Modulo elastico (di Young)		E	2-8 MPa
Coefficiente di Poisson		v	0,32-0,34

Tab. 5.2 – Valori medi parametri unità geotecnica A2.

Unità geotecnica B			
N_{DP} medio		N_{SPT} = 21,9-26,2; N_{60} = 16,5-19,7; $N_{1(60)}$ = 24,5-29,5	
Peso di volume		γ_d = 18 kN/m^3; γ_{sat} = 20 kN/m^3	
Densità Relativa		D_R	64-70 %
Angolo di resistenza al taglio	di picco	φ'	32-33°
	a volume costante	φ'_{CV}	30°
Coesione		c'	0 kPa
Modulo elastico (di Young)		E	27,4-32,1 MPa
Coefficiente di Poisson		v	0,30

Tab. 5.3 – Valori medi parametri unità geotecnica B.

L'attribuzione è stata eseguita considerando i risultati delle indagini realizzate in sito, elaborati sulla base di esperienze personali condotte in zone limitrofe e in contesti confrontabili, e di numerosi dati esperienziali forniti dalla bibliografia tecnica.

Di seguito vengono riportate le correlazioni ed i metodi di calcolo adottati.

5.2.1. Peso di volume

I pesi di volume secco (γ_d) e saturo (γ_{sat}) sono stati ricavati da valori di letteratura riferiti alla presunta litologia dei terreni ed alle loro condizioni di saturazione (Bruschi 1980, Bowles 1982 e Lancellotta 1993), e con l'esperienza maturata in contesti analoghi situati in zone limitrofe.

5.2.2. Densità relativa

I valori di densità relativa sono stati ottenuti dalla correlazione di Terzaghi e Peck (1967), rivista da Skempton (1986):

$$D_R = 100\sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

5.2.3. Resistenza al taglio

La capacità di un materiale granulare ad opporsi alla deformazione è nota come resistenza al taglio. Viene espressa comunemente dall'equazione di Coulomb (1973)

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

che lega la resistenza al taglio τ disponibile lungo una superficie di scorrimento al valore della tensione normale σ agente sul piano medesimo (al netto dell'eventuale spinta idrostatica u), ed al valore assunto da due parametri caratteristici del terreno stesso per un dato grado di addensamento: la coesione c e l'angolo di resistenza al taglio φ.

L'elevata componente sabbiosa dei depositi presenti permette di eseguire le analisi in termini di tensioni efficaci (φ' e c'), trascurando cautelativamente la componente coesiva ($c' = 0$).

I valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ' sono stati ottenuti utilizzando la correlazione di Peck-Hanson & Thornburn (1974) valida per sabbie in genere e per qualunque profondità:

$$\varphi' = 21{,}2 + 2{,}7\sqrt{N_{60}}$$

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante φ'_{CV}, dipendenti principalmente dalla componente mineralogica del deposito, sono stati ottenuti dalla relazione di Bolton (1986), confrontata con valori di letteratura riferiti a depositi con caratteristiche ed origine analoghe (Lancellotta 2004, Bruschi 2010):

$$\varphi' = \varphi'_{CV} + 0{,}8\psi$$

dove ψ è l'angolo di dilatanza, funzione dello stato di deformazione e della indice di dilatanza I_R

$$\psi = 3{,}75 \div 6{,}25 I_R$$

$$I_R = D_R\left[Q - LN\left(\frac{100\sigma'_f}{p_a}\right)\right] - R$$

R: variabile intrinseca del terreno;

p_a: pressione di riferimento, pari a 100 kPa;

σ'_f: tensione efficace media alla resistenza di picco.

5.2.4. Modulo elastico

Il modulo elastico (di Young) è stato ricavato, in assenza di prove di laboratorio, effettuando una media tra i valori ottenuti dalle seguenti correlazioni empiriche comunemente usate in letteratura, in funzione della litologia dei depositi:

- correlazione di Bowles (1991), valida per sabbie ghiaiose e ghiaie:

$$E' = 1200(N_{55} + 6)$$

- correlazione di Bowles (1991), valida per sabbie limose:

$$E' = 300(N_{55} + 6)$$

- correlazione AASHTO (1996), valida per ghiaie sabbiose:

$$E' = 1{,}2\, N_{1(60)}$$

5.3. Attribuzione valori caratteristici dei parametri geotecnici

Nel presente paragrafo vengono determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici fondamentali dei terreni di fondazione, da utilizzare per le verifiche di sicurezza agli stati limite.

Con il termine *"valore caratteristico"* si intende *"una stima ragionata e cautelativa del valore medio del parametro nello stato limite considerato"* (par. 6.2.2 NTC). Una stima corretta, secondo l'Eurocodice 7, è rappresentata dal *"valore medio con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l'insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del valore caratteristico"*; questo valore corrisponde al 5° percentile del valore medio del parametro geotecnico.

5.3.1. Metodologia ed assunzioni

Per la determinazione dei valori caratteristici si è eseguita un'elaborazione statistica dei dati raccolti in sito durante la campagna di indagine, assumendo che la singola unità geotecnica sia assimilabile ad uno strato omogeneo da un punto di vista geomeccanico, dove i valori dei parametri geotecnici presentano fluttuazioni stocastiche attorno ad un valore medio o ad un trend.

Il valore caratteristico del parametro geotecnico considerato (X_k) è stato determinato, come suggerito nel Quaderno 2 delle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi, mediante la seguente espressione (Frank et al., 2004):

$$X_k = X_{mean}(1 - K \cdot s)$$

in cui:

X_{mean} è il valore medio aritmetico relativo ad una serie *n* di valori ottenuti da indagini eseguite sul volume di terreno interessato;

K è la variabile dipendente dalla legge di distribuzione di Student e dalla probabilità di non superamento adottata;

s è il coefficiente di variazione *COV*, dato dal rapporto tra la deviazione standard della distribuzione e X_{mean} .

Per strati di terreno dove il parametro geotecnico considerato non mostra una significativa e sistematica variabilità in direzione orizzontale o con la profondità, senza la presenza di significative zone di terreno con proprietà più scadenti (coefficiente di variazione *COV* < 10% per φ' e *COV* < 30-40% per E), è possibile riferirsi ad una stima cautelativa del valore medio della popolazione statistica, utilizzando nell'espressione il valore di K ottenuto da:

$$K_{\mathrm{n,mean}} = t_{\mathrm{n-1}}^{0,95} \sqrt{1/n}$$

In questo modo si assume che il volume della zona di rottura generato dall'applicazione del carico di progetto sia maggiore della scala delle fluttuazioni stocastiche, o che comunque le strutture di fondazione possiedano una rigidità tale da consentire una compensazione delle oscillazioni (compensazione delle resistenze).

Al contrario, nel caso in cui il parametro geotecnico considerato mostra una significativa variabilità, o comunque il volume di terreno interessato dallo stato limite è piccolo, occorre riferirsi ai valori minimi, ottenuti utilizzando nell'espressione il valore di *K* ottenuto da:

$$K_{\mathrm{n,low}} = t_{\mathrm{n-1}}^{0,95} \sqrt{(1/n)+1}$$

In questo modo si assume che il volume della zona di rottura generato dall'applicazione del carico di progetto sia minore della scala delle fluttuazioni

stocastiche (resistenze non compensate).

Per la determinazione dei valori caratteristici dell'unità geotecnica A2, sotto lo strato di bonifica del terreno, essendo questa caratterizzata da un significativo grado di eterogeneità si è deciso di effettuare l'elaborazione statistica per ogni singola prova effettuata. Per l'unità geotecnica B, a buona omogeneità, si sono i considerati contemporaneamente i valori misurati in tutte e tre le prove.

Per l'attribuzione dei valori caratteristici di φ'_{CV} è stato invece adottato l'approccio Bayesiano proposto da Cherubini e Orr (1999), basato sulla seguente equazione:

$$X_k = X_{mean}(1 - COV/2)$$

Per i valori caratteristici del peso di volume, essendo una grandezza caratterizzata da piccoli coefficienti di variazione, si sono considerati frattili al 50%, pari ai valori mediani più cautelativi.

5.3.2. Calcolo

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA A2 – P1					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
P1	1,3	1,4	23,3	0,43	2
P1	1,4	1,5	22,7	0,42	1,9
P1	1,5	1,6	22,7	0,42	1,9
		NUMERO DATI	3	3	3
		VALORE MASSIMO	23,30	0,43	2,00
		VALORE MINIMO	22,70	0,42	1,90
		MEDIA	22,90	0,42	1,93
		MEDIANA	22,70	0,42	1,90
		DEVIAZIONE STANDARD	0,35	0,01	0,06
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	1,51	1,69	2,99
		Kmean	1,68	1,68	1,68
		Klow	3,37	3,37	3,37
		Kscelto	1,68	1,68	1,68
		VALORE CARATTERISTICO	22,32	0,41	1,84

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA A2 – P2					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
P2	1,2	1,3	27,4	0,52	12,2
P2	1,3	1,4	28	0,53	12,8
P2	1,4	1,5	28,6	0,55	13,4
		NUMERO DATI	3	3	3
		VALORE MASSIMO	28,60	0,55	13,40
		VALORE MINIMO	27,40	0,52	12,20
		MEDIA	28,00	0,53	12,80
		MEDIANA	28,00	0,53	12,80
		DEVIAZIONE STANDARD	0,60	0,01	0,60
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	2,14	2,53	4,69
		Kmean	1,68	1,68	1,68
		Klow	3,37	3,37	3,37
		Kscelto	1,68	1,68	1,68
		VALORE CARATTERISTICO	26,99	0,51	11,79

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA A2 – P3					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
P3	1,3	1,4	26,6	0,5	9
P3	1,4	1,5	26,6	0,5	9
P3	1,5	1,6	25,8	0,48	8,4
P3	1,6	1,7	26,2	0,49	8,7
P3	1,7	1,8	26,2	0,49	8,7
		NUMERO DATI	5	5	5
		VALORE MASSIMO	26,60	0,50	9,00
		VALORE MINIMO	25,80	0,48	8,40
		MEDIA	26,28	0,49	8,76
		MEDIANA	26,20	0,49	8,70
		DEVIAZIONE STANDARD	0,33	0,01	0,25
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	1,27	1,47	2,87
		Kmean	0,94	0,94	0,94
		Klow	2,36	2,36	2,36
		Kscelto	0,94	0,94	0,94
		VALORE CARATTERISTICO	25,96	0,49	8,52

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA B					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
	da	**a**			
P1	1,7	2,5	33,2	0,65	32,14
P2	1,5	2,7	32,2	0,63	27,38
P3	1,8	2,6	32,5	0,64	28,95
		NUMERO DATI	3	3	3
		VALORE MASSIMO	33,2	0,65	32,14
		VALORE MINIMO	32,2	0,63	27,38
		MEDIA	32,6	0,64	29,49
		MEDIANA	32,5	0,64	28,95
		DEVIAZIONE STANDARD	0,51	0,01	2,43
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	1,57	1,98	8,22
		Kmean	1,68	1,68	1,68
		Klow	3,37	3,37	3,37
		Kscelto	1,68	1,68	1,68
		VALORE CARATTERISTICO	31,8	0,62	25,41

5.3.3. Risultati

Nella tabella seguente (tab. 5.4) sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione calcolati.

Unità geotecnica	**φ'_k**	**$\varphi'_{CV,k}$**	**E_k**	**$\gamma_{d,k}$**	**$\gamma_{SAT,k}$**
A2 – P1	22,3°	20°	1,84 MPa	14 kN/m^3	16 kN/m^3
A2 – P2	27,0°	23°	11,79 MPa	16 kN/m^3	18 kN/m^3
A2 – P3	26,0°	22°	8,52 MPa	15 kN/m^3	17 kN/m^3
B	31,8°	30°	25,41 MPa	18 kN/m^3	20 kN/m^3

Tab. 5.4 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

6. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

In seguito ai colloqui intercorsi con lo Strutturista, sulla base del modello elaborato, che andrà confermato in fase esecutiva, sono state condotte in prima analisi alcune verifiche di sicurezza agli stati limite, adottando il metodo semiprobabilistico basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza (par. 2.3 NTC).

Nelle verifiche, che andranno poi valutate in ultima analisi dallo Strutturista sulla base delle reali condizioni al contorno e dell'esatta entità dei carichi, sono stati cautelativamente considerati saturi i terreni sotto il piano di posa delle fondazioni.

6.1. Input strutturali

I dati forniti dallo Strutturista sono i seguenti.

6.1.1. Fondazioni e struttura

La fondazione sarà costituita da una platea con dimensioni di circa 10 m x 18,5 m x 35 cm di spessore, che si imposterà ad una profondità di 0,9 m dal p.c. su uno strato di magrone di 5 cm seguito da uno strato di riempimento a bonifica del terreno superficiale eterogeneo e/o scarsamente addensato.

I valori massimi di pressione sul terreno al piede della fondazione saranno i seguenti:

- combinazione SLU: valore max = 58,31 kPa
  valore min = 55,58 kPa
- combinazione SLE/SLV: valore max = 42,92 kPa
  valore min = 41,32 kPa

L'edificio inoltre avrà un fattore di struttura q stimato pari a 1,5.

6.1.2. Bonifica del terreno

La bonifica del terreno superficiale eterogeneo e/o scarsamente addensato interesserà uno spessore di circa 0,4 m, ed avverrà con le modalità indicate nella relazione tecnica di progetto (stesura per strati compattati e rullati).

A questo terreno sono stati assegnati i valori caratteristici dei parametri geotecnici minimi, da conseguire con un sua messa in opera a regola d'arte, riportati nella tabella seguente (tab. 6.1).

Unità geotecnica	φ'_k	$\varphi'_{CV,k}$	E_k	$\gamma_{d,k}$	$\gamma_{SAT,k}$	N_{SPT}
Terreno di riporto costipato a regola d'arte	32°	28°	20 MPa	18 kN/m^3	20 kN/m^3	15

Tab. 6.1 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di riporto.

6.2. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi consistono nel determinare il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico Rd:

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k ; \frac{X_K}{\gamma_M} ; a_d\right]$$

dove:

- γ_R è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema;
- $\gamma_F F_K$ sono le azioni di progetto;
- $\frac{X_K}{\gamma_M}$ sono i parametri geotecnici di progetto;
- a_d rappresenta la geometria del progetto.

Il valore ottenuto deve poi essere confrontato con il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione Ed fornito dallo Strutturista, affinché venga rispettata la condizione:

$$Rd \geq Ed$$

6.2.1. Metodologia di calcolo

Il calcolo è stato effettuato in modo analitico, con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione determinati, utilizzando l'Approccio DA2 (A1+M1+R3).

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche hanno riguardato:

- il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- il collasso per scorrimento del piano di posa.

La verifica al collasso per carico limite è stata ottenuta determinando il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione (Rd), determinato utilizzando la formula generale di Brinch - Hansen (1970), che ipotizza un modello di comportamento del terreno rigido-plastico, e costituisce un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari.

Tale formula esprime il carico limite del terreno (q_{LIM}) come la somma di tre fattori:

- il contributo delle forze di attrito dovute al peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento;
- il contributo delle forze di attrito dovute al peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento;
- l'effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione.

La sua forma è la seguente:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \zeta_{\gamma r}\zeta_{\gamma s}\zeta_{\gamma d}\zeta_{\gamma i}\zeta_{\gamma t}\zeta_{\gamma g} + c' N_c \zeta_{cr}\zeta_{cs}\zeta_{cd}\zeta_{ci}\zeta_{ct}\zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr}\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qi}\zeta_{qt}\zeta_{qg}$$

dove:

- B : larghezza della fondazione;
- γ : peso di volume del terreno;
- c' : coesione del terreno;
- q' : tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta;
- Nγ Nc Nq : fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- ζγr ζcr ζqr : fattori dipendenti dalla rigidezza del terreno;
- ζγs ζcs ζqs : fattori di forma della fondazione;
- ζγd ζcd ζqd : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- ζγi ζci ζqi : fattori dipendenti dall'inclinazione del carico;
- ζγt ζct ζqt : fattori dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;
- ζγg ζcg ζqg : fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna.

In seguito numerosi Autori hanno proposto diverse soluzioni per il calcolo dei fattori presenti nella formula generale. I riferimenti bibliografici utilizzati nei calcoli sono i seguenti:

- Nγ : Davis e Booker, 1971;
- Nc e Nq : Prandtl 1921 e Reisner 1924;
- ζγr ζcr ζqr : Vesic, 1973;
- ζγs ζcs ζqs : Vesic, 1973;
- ζγd ζcd ζqd : cautelativamente questi coefficienti sono stati posti pari ad 1,0 per non aumentare ulteriormente il contributo di capacità portante, già elevato, relativo al sovraccarico;
- ζγi ζci ζqi : Vesic, 1973;
- ζγt ζct ζqt : Vesic, 1973 ed Eurocodice, 1974;
- ζγg ζcg ζqg : Vesic, 1973.

La verifica al collasso per scorrimento del piano di posa è stata ottenuta utilizzando la nota relazione:

$$H_{LIM,d} < H_d \tan\delta_d + P_{pd}$$

dove:

- $H_d \tan\delta_d$ è la resistenza per attrito lungo la base;
- P_{pd} è un parametro legato alla resistenza passiva;
- H_d è il carico orizzontale di progetto applicato.

L'azione sismica è stata modellata con un'analisi pseudo-statica, mediante l'introduzione dei coefficienti sismici determinati al paragrafo seguente. L'effetto cinematico è stato considerato introducendo nella formula trinomia di Brinch-Hansen i fattori correttivi di Paolucci e Pecker (1997).

6.2.2. Determinazione coefficienti sismici

I coefficienti sismici allo SLV sono stati determinati dallo spettro di progetto riportato nella *Relazione di calcolo strutturale*.

Non essendo noto il periodo proprio della struttura si è considerato il valore di picco degli spettri, da cui i seguenti coefficienti:

- Khi = 0,078 (effetto inerziale);
- Kv = 0,017 (coefficiente sismico verticale)

6.2.3. Assunzioni

Nei calcoli sono state assunte le seguenti ipotesi, che andranno verificate in fase esecutiva:

- la fondazione è stata considerata come isolata, con superficie scabra e profondità di influenza per la superficie di rottura calcolata con il metodo del cuneo di rottura;
- poiché i terreni di fondazione sono di natura prevalentemente non coesiva, si è assunto che le sovrappressioni interstiziali generate dall'applicazione dei carichi si dissipino contemporaneamente all'applicazione stessa dei carichi o in un breve lasso di tempo, e pertanto le verifiche sono state eseguite in condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci;
- in assenza di specifici dati strutturali, i carichi sono stati assunti come verticali e centrati;
- cautelativamente i terreni sono stati considerati saturi sotto il piano di posa delle fondazioni;
- le fondazioni risultano confinate lateralmente per 0,85 m di spessore, il materiale intorno all'incassamento della fondazione non risulta sostituito con un altro con caratteristiche geotecniche sconosciute, e la sua rimessa in posto è avvenuta garantendo un grado di compattazione similare o migliore di quello naturale;
- nella verifica al collasso per scorrimento del piano di posa non è stato considerato cautelativamente il contributo della resistenza passiva;
- nelle verifiche si è cautelativamente assunto il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ($\varphi'_{CV,k}$) relativo all'unità geotecnica A2-P1, la più scadente;
- è stato assunto il seguente fattore di riduzione di B, suggerito da Bowles (1991) per fondazioni larghe:

$$r_\gamma = 1 - 0{,}25 \log\left(\frac{B}{2}\right)$$

6.2.4. Risultati ottenuti

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- verifica SLU:
  - carico limite:
    - resistenza del terreno: q_R = 65,81 kPa
    - pressione di progetto: q_d = 58,31 kPa
- verifica SLV:
  - carico limite:
    - resistenza del terreno: q_R = 55,59 kPa
    - pressione di progetto: q_d = 42,92 kPa
  - scorrimento del piano di posa
    - resistenza del terreno: R_d = 2.627 kN
    - forza di progetto: E_d = 619 kN

In Allegato 2 è possibile visionare la verifica analitica completa. Le fondazioni considerate risultano tutte verificate.

6.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le verifiche nei confronti degli SLE consistono nel determinare i valori dei cedimenti attesi (Sd), che devono poi essere confrontati con il valore di soglia ammissibile (Sc) fissato dal Progettista, e qui assunto in via preliminare in 25 mm per i cedimenti massimi ed in 10 mm per i cedimenti differenziali, affinché venga rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Cd è il carico che causerà verosimilmente un cedimento Sd corrispondente alla soglia massima tollerabile (Sc).

6.3.1. Metodologia di calcolo

Per la stima dell'entità dei cedimenti "*immediati*", cioè quelli che si sviluppano per deformazioni di natura elasto-plastica non appena il sovraccarico viene applicato o comunque in un breve lasso di tempo, e dei cedimenti secondari, dovuti a fenomeni di natura viscosa, è stato utilizzato il metodo statistico di Burland e Burbidge (1984), che esprime i cedimenti (Sd) tramite l'espressione:

$$S_d = f_S f_H f_T [\sigma'_{vo} B^{0,7} I_C / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0,7} I_C]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace;
- σ'_{vo} : tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione;
- I_C : indice di compressibilità, legato statisticamente ai valori di N_{SPT} all'interno di una profondità significativa (zi) dipendente dalla larghezza della fondazione;
- f_S f_H f_T : fattori correttivi dipendenti dalla forma, dallo spessore dello strato compressibile e dalla componente viscosa dei cedimenti.

Questo metodo suggerisce di calcolare l'indice di compressibilità I_C tramite una equazione in cui compare al denominatore la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa (N_{AV}).

Il metodo di Burland e Burbidge risulta attualmente il più attendibile presente nella letteratura geotecnica per il calcolo dei cedimenti partendo dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche, pur con una probabilità intrinseca di superamento del 50%. Per il calcolo dei coefficienti sopra enunciati sono state utilizzate le equazioni riportate in Lancellotta (2004).

Per una verifica dei risultati ottenuti con il metodo di Burland e Burbidge, i *cedimenti immediati* sono stati quantificati anche utilizzando la teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier 1951) assumendo un modello di comportamento del terreno di tipo elastico-lineare, con l'adozione della seguente formula:

$$\Delta H = q' B' \frac{1 - \nu^2}{E_S} I_S I_F$$

dove:

- B' : minima dimensione laterale dell'area reagente della base;
- I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948), che stabiliscono che il cedimento venga ridotto quando ci si pone ad una certa profondità del terreno, in dipendenza del valore di ν e del rapporto L/B;
- I_S : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Steinbrenner (1934).

Per il calcolo dei relativi coefficienti, sono state utilizzate le equazioni riportate in Bowles (1991).

6.3.2. Risultati ottenuti

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- cedimenti immediati:

  al centro:

  metodo B&B: s = 6,2 mm (max) e 5,4 mm (min)

  metodo T&G: s = 9,8 mm (max) e 9,2 mm (min)

  allo spigolo:

  metodo T&G: s = 3,2 mm (max) e 3,0 mm (min)

- cedimenti viscosi:

  metodo B&B: s = 9,6 mm (max) e 9,1 mm (min)

- cedimenti differenziali:

  < 7 mm

Si può osservare come entrambi i metodi impiegati abbiano dato risultati confrontabili e come le fondazioni considerate risultino tutte verificate. I risultati ottenuti andranno valutati dallo Strutturista, sulla base dei valori soglia in grado di garantire l'esercizio della struttura per tutta la durata della sua Vita Nominale.

Si sottolinea come questi valori siano relativi esclusivamente ai cedimenti indotti dal carico esterno al riempimento, e non ad eventuali cedimenti da attribuire ad assestamenti indotti nel riposto a causa di una sua non completa stabilizzazione.

6.4. Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica alla liquefazione per il sito in esame, come espressamente previsto dalla normativa vigente (p.to 7.11.3.4.2 NTC) può essere omessa in quanto le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero), come riportato alla tab. 7.5 della *Relazione geologica e sismica*, sono minori di 0,1g.

7. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUGLI INTERVENTI IN PROGETTO, PRESCRIZIONI ED INCERTEZZE DEL MODELLO

L'analisi geotecnica condotta ha evidenziato, a partire dal piano campagna, la presenza di terreni eterogenei e/o di riporto (unità geotecniche A1 e A2), con caratteristiche geotecniche molto variabili e spesso scadenti, per uno spessore di circa 1,8 metri dal p.c.. Più in profondità si imposta invece il substrato ghiaioso-ciottoloso con caratteristiche geotecniche buone (unità geotecnica B), dove si suggerisce di impostare le nuove opere fondazionali.

Dato che le nuove fondazioni si imposteranno per esigenze progettuali a profondità maggiormente ridotte, per garantire la presenza di un valido strato basale verrà realizzata una parziale bonifica del terreno scarsamente addensato afferente all'unità geotecnica A2. A questa unità, sulla base delle specifiche di litologia e di modalità di posa contenute negli elaborati progettuali, sono stati assegnati i valori caratteristici minimi riportanti in tab. 6.1. Questi valori risultano strettamente dipendenti dalle modalità di messa in opera del riempimento, ed andranno controllati in fase esecutiva, ad opera realizzata.

La stabilità dell'insieme opera-terreno agli SLU, SLV e SLE è stata verificata nel Capitolo 6, al quale si rimanda, assumendo a favore della sicurezza le condizioni al contorno più cautelative. Si sottolinea l'importanza di verificare in fase esecutiva l'adeguata messa in posto del terreno intorno all'incassamento della fondazione, per garantire la validità dell'effetto stabilizzante del sovraccarico.

L'incertezza del modello geotecnico del sito dipende principalmente dal carattere puntuale ed indiretto delle indagini condotte, ed andrà verificato in fase esecutiva.

In fase esecutiva si consiglia di prevedere la copertura degli scavi durante eventi piovosi, in modo tale da contrastare il conseguente rammollimento tipico per questa tipologia di terreni. Inoltre si ricorda che ai sensi della normativa vigente (D.Lgs. 81/08), per scavi con profondità superiore a 1,50 m e permanenza di operai è necessario provvedere al sostenimento delle pareti di scavo.

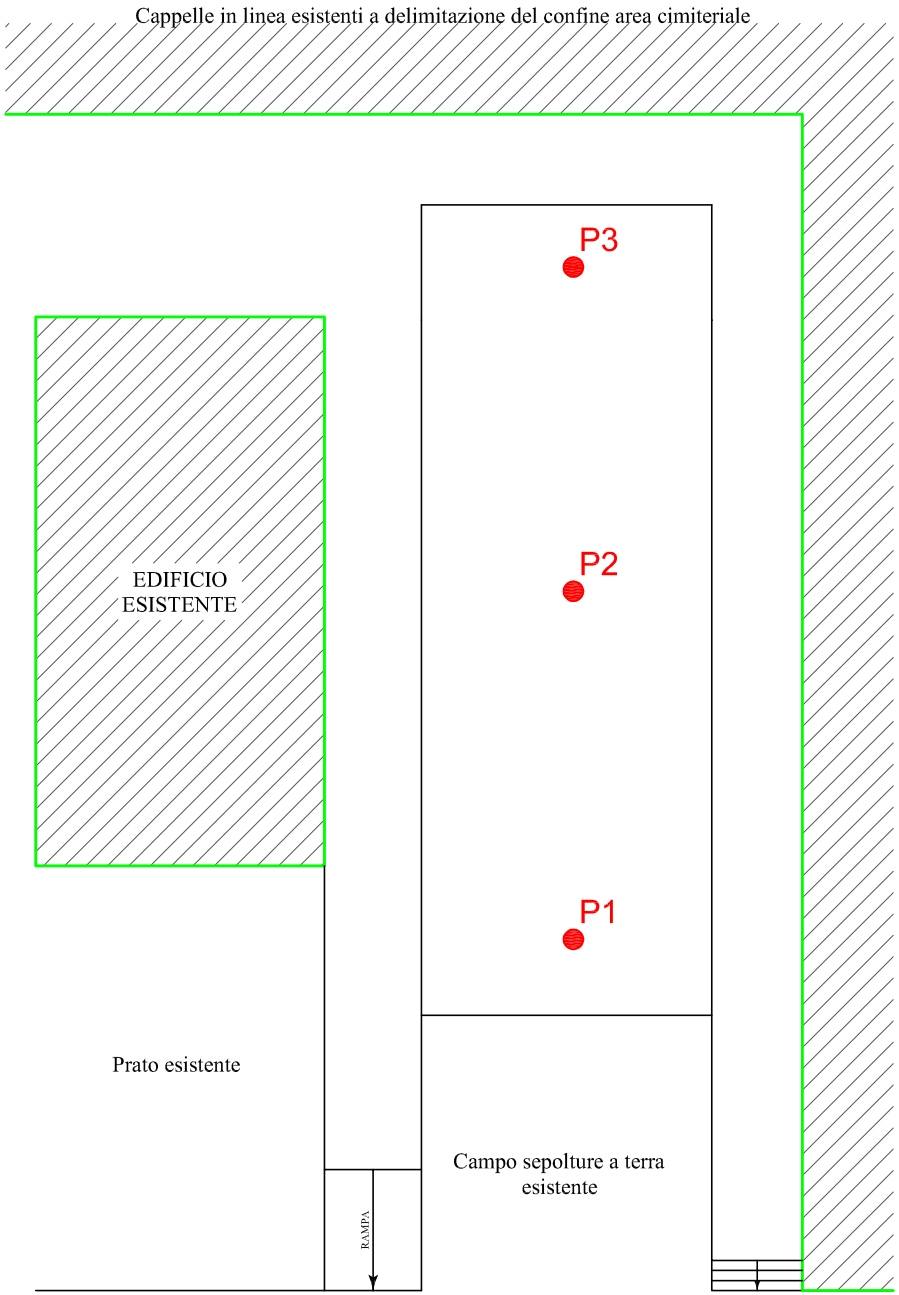
Conclusioni

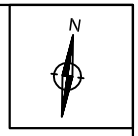
L'indagine geotecnica condotta ha evidenziato i seguenti aspetti:

- per la caratterizzazione geotecnica dei terreni che costituiscono il primo sottosuolo sono state eseguite n. 3 prove penetrometriche dinamiche, con ubicazione riportata in tav. 1;
- l'analisi comparativa dei risultati ottenuti dalla realizzazione delle prove penetrometriche ha evidenziato la presenza di un primo strato eterogeneo fino alla profondità di circa 1,8 m dal p.c., seguito dal substrato naturale con buone caratteristiche di omogeneità laterale;
- il modello geotecnico elaborato è descritto in dettaglio al par. 5.1 e rappresentato graficamente dalla sezione di tav. 2, ed ha visto la suddivisione del sottosuolo in n. 3 unità geotecniche;
- alle unità geotecniche individuate sono stati attribuiti i valori medi dei parametri geotecnici fondamentali, riportati nelle tabb. 5.1, 5.2 e 5.3, ed i relativi valori caratteristici da utilizzare nelle verifiche agli Stati Limite, riportati in tab. 5.4;
- a partire dal p.c. si impostano terreni eterogenei e/o di riporto, con caratteristiche geotecniche molto variabili e spesso scadenti (unità A1 e A2), per uno spessore di circa 1,8 m, seguite dal substrato ghiaioso-ciottoloso a buone caratteristiche geotecniche (unità B);
- la stabilità dell'insieme opera-terreno è stata verificata in via preliminare al cap. 6 in termini di capacità portante e cedimenti;
- l'incertezza del modello geotecnico del sito dipende principalmente dal carattere puntuale ed indiretto delle indagini condotte, e pertanto l'esattezza dei parametri geotecnici attribuiti dovrà essere verificata in fase esecutiva.

Dopo aver analizzato nel dettaglio gli elementi geotecnici dell'area di studio, si può affermare che l'insieme delle osservazioni condotte evidenzi un quadro sostanzialmente idoneo per l'esecuzione degli interventi in progetto, non rilevandosi particolari limitazioni di carattere geotecnico che non possano essere compensate con provvedimenti particolari a livello di singolo lotto; l'intervento è quindi compatibile con l'assetto geotecnico locale.

Il presente studio a carattere generale dovrà essere verificato in fase esecutiva. Pertanto se durante l'esecuzione dell'opera si dovessero rinvenire condizioni geotecniche difformi da quanto previsto in questa relazione sarà opportuno rivedere le conclusioni e contattare il consulente geologo. Inoltre qualsiasi significativa variante che si voglia adottare all'attuale progetto cui si è fatto riferimento dovrà essere analizzata anche sotto il profilo geotecnico.





P1

Prova penetrometrica
dinamica

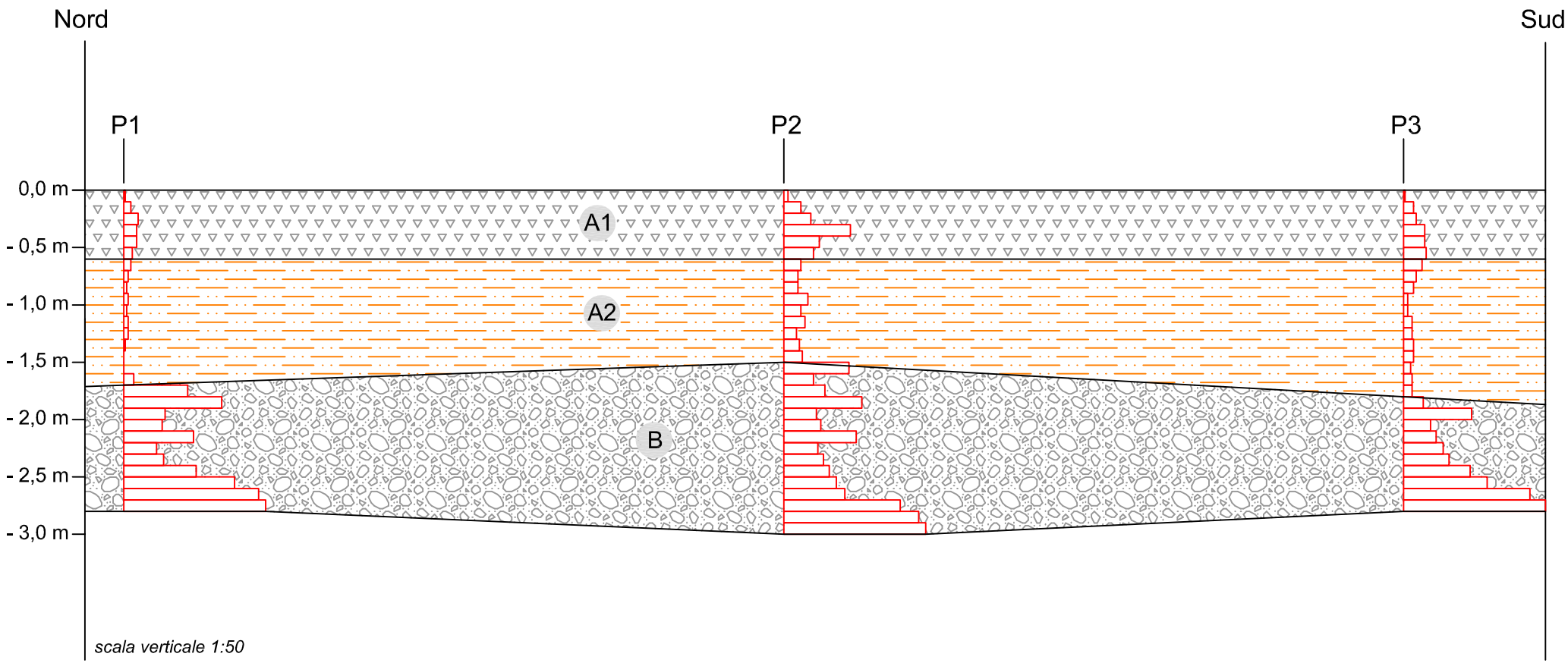
Dott. Geol. Mattia BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588
Casale Tabuloni, 32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060155 - cell. 349 1884498
www.studiobertani.it - e-mail: mattia.bertani@atdot.it

Località: Cimitero Comunale
Comune di Barengo (No)

Titolo: Ubicazione indagini geognostiche

N. Tavola: 1

Commessa:	File:		
rif: 574-16	barengo_cimitero_geotecnica_tav1_rev01.pdf		
Rev: 01	Data emissione: Settembre 2016	Foglio: A4	Scala: 1:250



UNITA' GEOTECNICHE

A1 Terreno rimaneggiato e/o di riporto, eterogeneo, da sciolto a mediamente addensato (N1(60) medio = 6,3-17,7)

A2 Terreno rimaneggiato e/o di copertura, eterogeneo, da molto sciolto a sciolto (N1(60) medio = 2,3-9,6)

B Ghiaie e ciottoli con sabbia, da mediamente addensato ad addensato (N1(60) medio = 24,5-29,5)

P1

Diagramma prova penetrometrica dinamica

Limite unità geotecnica

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588
Casale Tabuloni, 32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060155 - cell. 349 1884498
www.studiobertani.it - e-mail: mattia.bertani@atdot.it

Località: Cimitero Comunale
Comune di Barengo (No)

Titolo: Sezione geotecnica

N. Tavola: 2

Commessa: rif: 574-16

File: barengo_cimitero_geotecnica_tav2.pdf

Rev: 00

Data emissione: Giugno 2016

Foglio: A4

Scala: 1:100

Tavola realizzata con AUTOCAD LT® 2012

Comune di Barengo
Via Vittorio Emanuele, 39
28010 Barengo (No)

Lavori di ampliamento del Cimitero Comunale internamente al perimetro dell'esistente

RELAZIONE GEOTECNICA

ALLEGATO	1
Elaborati prove penetrometriche	

Rif. 574-16

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Casale Tabuloni, 32
28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155
www.studiobertani.it

STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

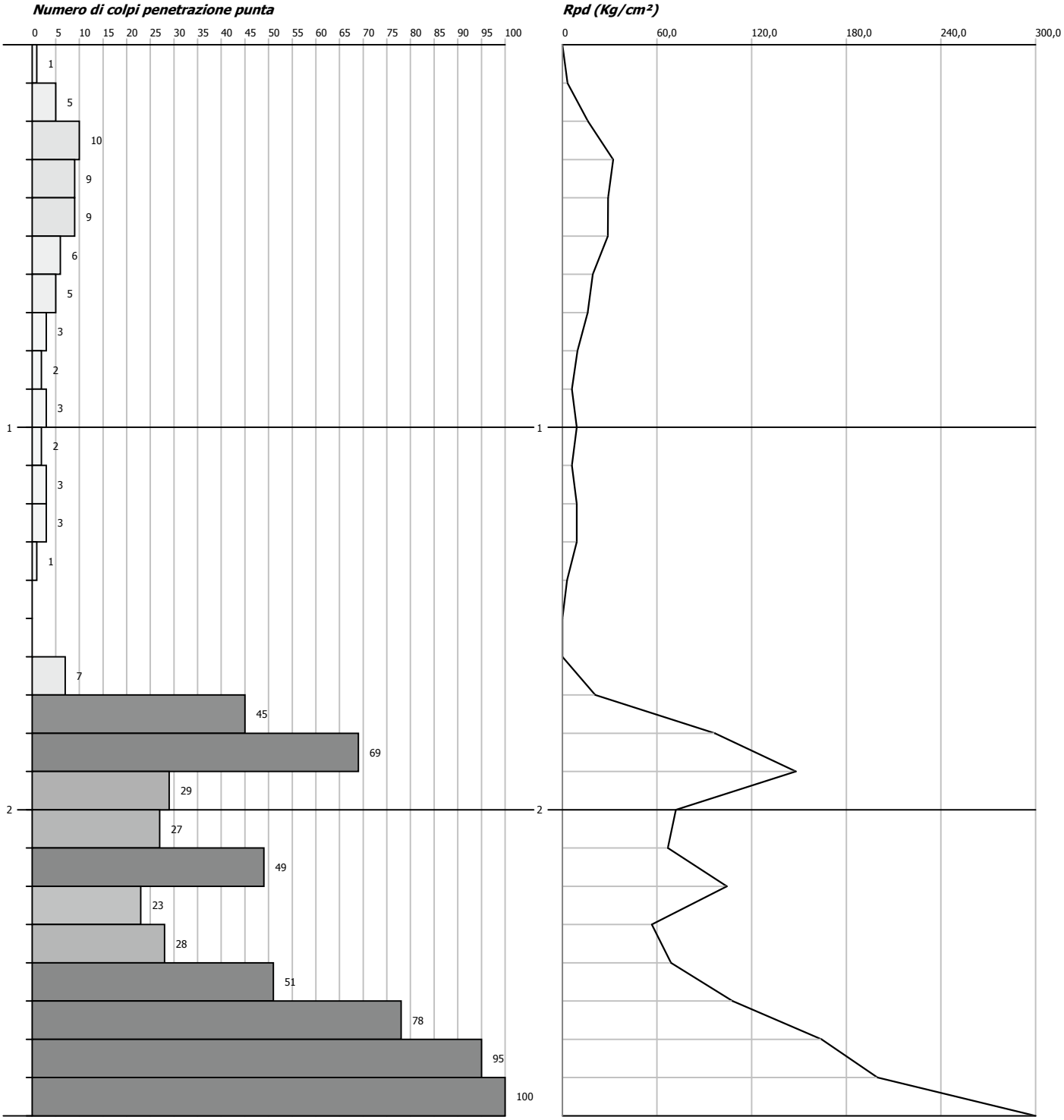
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P1
Strumento utilizzato... DMP 3020 PAGANI

Committente: Comune di Barengo
Cantiere: Cimitero Comunale
Località:

Data: 23/02/2016

Scala 1:15



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

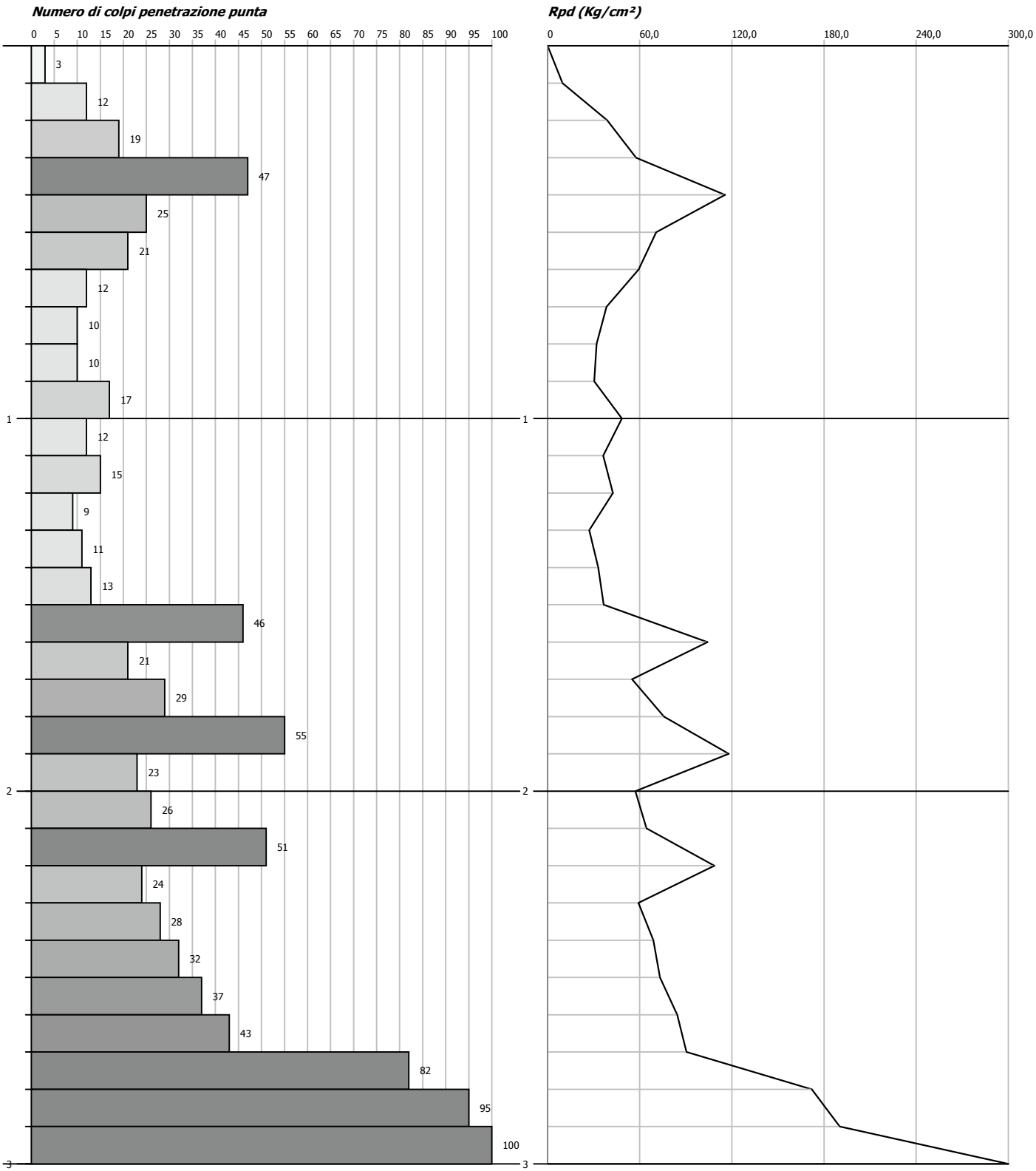
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P2
Strumento utilizzato... DMP 3020 PAGANI

Committente: Comune di Barengo
Cantiere: Cimitero Comunale
Località:

Data: 23/02/2016

Scala 1:15



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

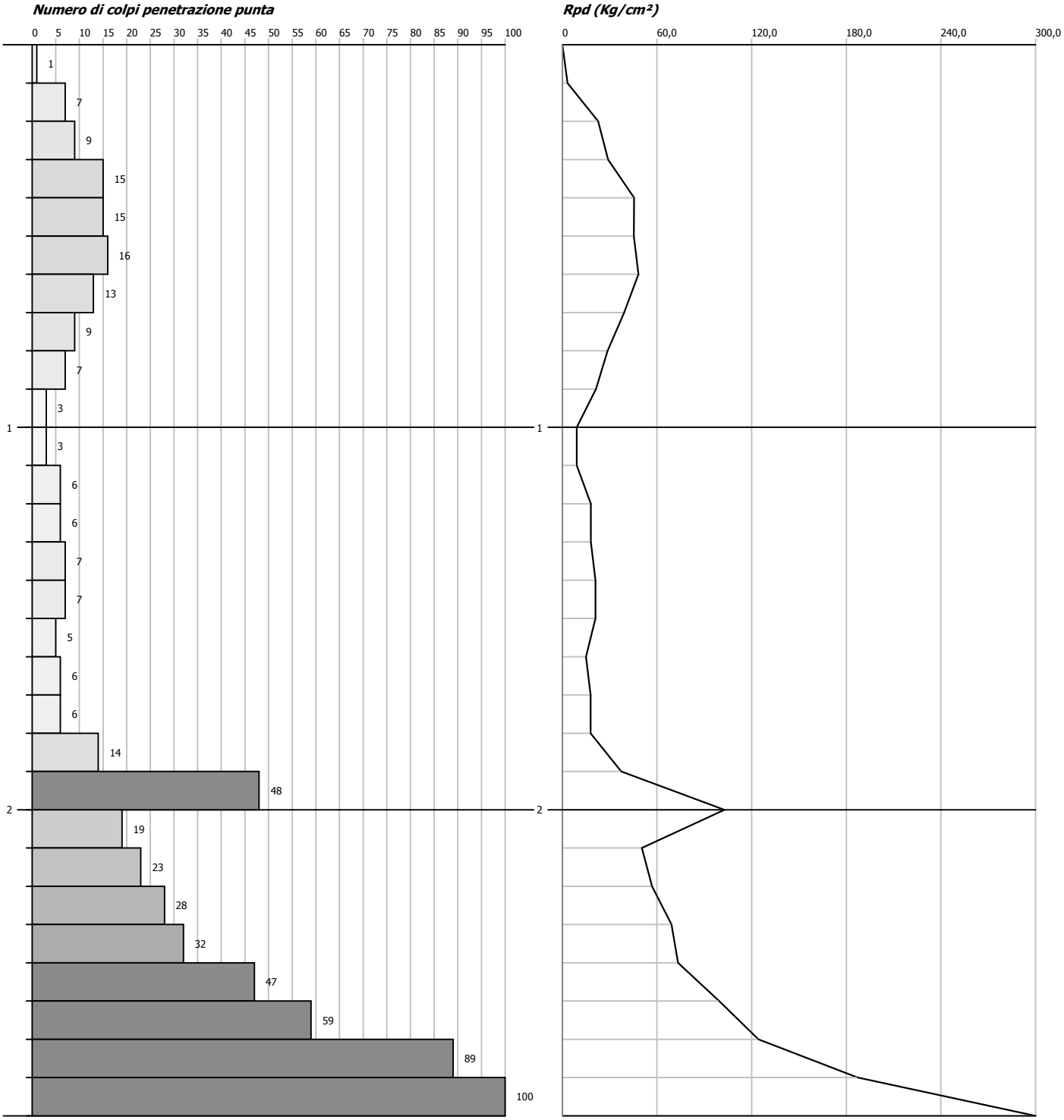
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P3
Strumento utilizzato... DMP 3020 PAGANI

Committente: Comune di Barengo
Cantiere: Cimitero Comunale
Località:

Data: 23/02/2016

Scala 1:15



RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Profondità (m da p.c.)	P1	MEDIA	P2	MEDIA	P3	MEDIA
0,1	1	7,3	3	20,5	1	12,4
0,2	5		12		7	
0,3	10		19		9	
0,4	9		47		15	
0,5	9		25		15	
0,6	6		21		16	
0,7	5	2,6	12	11,1	13	6,5
0,8	3		10		9	
0,9	2		10		7	
1	3		17		3	
1,1	2		12		3	
1,2	3		15		6	
1,3	3		9		6	
1,4	1		11		7	
1,5	0,5		13		7	
1,6	0,5		46	28,5	5	
1,7	7		21		6	
1,8	45	34	29		6	
1,9	69		55		14	30,3
2	29		23		48	
2,1	27		26		19	
2,2	49		51		23	
2,3	23		24		28	
2,4	28		28		32	
2,5	51		32		47	
2,6	78		37		59	
2,7	95		43		89	
2,8	rif		82		rif	
2,9			95			
3			rif			

N10	grado di addensamento
≤ 5	terreni molto sciolti
5 < N10 ≤ 13	terreni sciolti
13 < N10 ≤ 39	terreni mediamente addensati
39 < N10 ≤ 65	terreni addensati
> 65	terreni molto addensati
rif = rifiuto: N10 > 200 colpi	

Comune di Barengo
Via Vittorio Emanuele, 39
28010 Barengo (No)

Lavori di ampliamento del Cimitero Comunale internamente al perimetro dell'esistente

RELAZIONE GEOTECNICA

ALLEGATO	2
Elaborati verifiche geotecniche	

Rif. 574-16

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Casale Tabuloni, 32
28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155
www.studiobertani.it

VERIFICHE AGLI SLU PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

VERIFICA SLU (metodo semiprobabilistico agli stati limite) — *Committente:* Comune di Barengo (No)

DA2 (A1+M1+R3) [rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617] — *Cantiere:* Cimitero Comunale

DATI — ***PLATEA***

Caratteristiche della fondazione

B	10,00	[m]	larghezza
L	18,50	[m]	lunghezza
D_f	0,85	[m]	profondità di incastro efficace
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio

B_R	10,00	[m]
L_R	18,50	[m]
A_f	185,00	[m²]
rγ	0,83	coeff. di Bowles
fondazione	scabra	

Carichi di progetto

N_d	10.787,35	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.1)
H_d	0,00	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione
$M_{x,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x
$M_{y,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y

e_x	0,00	[m]
e_y	0,00	[m]

q'	11,90	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta

q'(D=B/2)	21,45	[kPa]

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Valori caratteristici

ϕ'_k	20,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio
$\phi'_{CV,k}$	20,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante
γ_k	6,2	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_k	0,0	[kPa]	coesione

E_k	1.840	[kPa]	modulo elastico
υ_k	0,34	[ad]	coefficiente di Poisson
G_k	687	[kPa]	modulo di taglio

Coefficienti parziali (tab.6.2.II)

$\gamma_{\phi'}$	1,0
$\gamma_{\phi'CV}$	1,0
γ_γ	1,0
$\gamma_{c'}$	1,0

Valori di progetto

ϕ'_d	20,0	[gradi]	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_{CV,d}$	20,0	[gradi]	angolo di resistenza al taglio a volume costante
γ_d	6,2	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_d	0,0	[kPa]	coesione

Falda: terreni saturi sotto il piano fondazionale

CALCOLO CARICO LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$qLIM = c' Nc\, \zeta cr\, \zeta cs\, \zeta cd\, \zeta ci\, \zeta ct\, \zeta cg + q' Nq\, \zeta qr\, \zeta qs\, \zeta qd\, \zeta qi\, \zeta qt\, \zeta qg + 1/2\, \gamma' B_R\, N\gamma\, \zeta\gamma r\, \zeta\gamma s\, \zeta\gamma d\, \zeta\gamma i\, \zeta\gamma t\, \zeta\gamma g\, r\gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (Nc e Nq: Prandtl 1921 e Reisner 1924; Nγ: Davis e Booker 1971):

Nc 14,83 — **Nq** 6,40 — **Nγ** 3,01

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza del terreno (Vesic 1973):

Ir 87,94 — **Ir critico** 39,34 — Rottura per taglio generale

ζcr 1,00 — **ζqr** 1,00 — **ζγr** 1,00

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp 2,04 resistenza passiva — **ka** 0,49 resistenza attiva

ζcs 1,23 *1,23* — **ζqs** 1,20 *1,20* — **ζγs** 0,78 *0,78*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζcd 1,03 *1,00* — **ζqd** 1,03 *1,00* — **ζγd** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n 1,65 — **c_a** 0,00 [kPa] aderenza base

ζci 1,00 *1,00* — **ζqi** 1,00 *1,00* — **ζγi** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζct 1,00 *1,00* — **ζqt** 1,00 *1,00* — **ζγt** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζcg 1,00 *1,00* — **ζqg** 1,00 *1,00* — **ζγg** 1,00 *1,00*

q'_{LIM}	151,37	[kPa]

CALCOLO RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO DEL PIANO DI POSA — $H_{LIM,d} = (N_d \tan \delta_d)$ + contributo resistenza passiva

k	0	%	contributo resistenza passiva
$H_{LIM,d}$	3.926,27	[kN]	resistenza allo scorrimento del piano di posa

δd	20,00	[gradi]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLU: $R_d \geq E_d$

Coefficienti parziali γ_R (tab.6.4.I)

Collasso per carico limite	γ_R	2,3
Collasso per scorrimento del piano di posa	γ_R	1,1

VERIFICHE SLU:

Collasso per carico limite	q_R	65,81	[kPa]	q_d	58,31	[kPa]	
	R_d	12.175,24	[kN]	E_d	10.787,35	[kN]	**VERIFICATA**
Collasso per scorrimento piano di posa	R_d	3.569,34	[kN]	E_d	0,00	[kN]	**VERIFICATA**

VERIFICHE AGLI SLU DINAMICI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

VERIFICA SLV (metodo semiprobabilistico agli stati limite)

DA2 (A1+M1+R3) [rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Comune di Barengo (No)

Cantiere: Cimitero Comunale

DATI ***PLATEA***

Caratteristiche della fondazione

B	10,00	[m]	larghezza
L	18,50	[m]	lunghezza
D_f	0,85	[m]	profondità di incastro efficace
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio

B_R	10,00	[m]
L_R	18,50	[m]
A_f	185,00	[m²]
rγ	0,83	coeff. di Bowles
fondazione	scabra	

Carichi di progetto

N_d	7.940,20	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.5)
H_d	619,34	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione
$M_{x,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x
$M_{y,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y

e_x	0,00	[m]
e_y	0,00	[m]

q'	11,90	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta

q'(D=B/2)	21,45	[kPa]

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Valori caratteristici

ϕ'_k	20,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio
$\phi'_{CV,k}$	20,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante
γ_k	6,2	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_k	0,0	[kPa]	coesione

E_k	1.840	[kPa]	modulo elastico
υ_k	0,34	[ad]	coefficiente di Poisson
G_k	687	[kPa]	modulo di taglio

Coefficienti parziali (tab.6.2.II)

$\gamma_{\phi'}$	1,0
$\gamma_{\phi'CV}$	1,0
γ_γ	1,0
$\gamma_{c'}$	1,0

Valori di progetto

ϕ'_d	20,0	[gradi]	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_{CV,d}$	20,0	[gradi]	angolo di resistenza al taglio a volume costante
γ_d	6,2	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_d	0,0	[kPa]	coesione

Falda: terreni saturi sotto il piano fondazionale

Coefficienti di inerzia

Khi	0,078	inerzia della struttura
Khk	0,009	inerzia del terreno

CALCOLO CARICO LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$qLIM = c' Nc\, \zeta cr\, \zeta cs\, \zeta cd\, \zeta ci\, \zeta ct\, \zeta cg + q' Nq\, \zeta qr\, \zeta qs\, \zeta qd\, \zeta qi\, \zeta qt\, \zeta qg + 1/2\, \gamma' B_R\, Ng\, \zeta \gamma r\, \zeta \gamma s\, \zeta \gamma d\, \zeta \gamma i\, \zeta \gamma t\, \zeta \gamma g\, r\gamma\, z\gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (Nc e Nq: Prandtl 1921 e Reisner 1924; Nγ: Davis e Booker 1971):

Nc 14,83 **Nq** 6,40 **Nγ** 3,01

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza del terreno (Vesic 1973):

Ir 87,94 **Ir critico** 39,34 Rottura per taglio generale

ζcr 1,00 **ζqr** 1,00 **ζγr** 1,00

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp 2,04 resistenza passiva **ka** 0,49 resistenza attiva

ζcs 1,23 *1,23* **ζqs** 1,20 *1,20* **ζγs** 0,78 *0,78*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζcd 1,03 *1,00* **ζqd** 1,03 *1,00* **ζγd** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n 1,65 **c_a** 0,00 [kPa] aderenza base

ζci 0,85 *0,85* **ζqi** 0,87 *0,87* **ζγi** 0,81 *0,81*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζct 1,00 *1,00* **ζqt** 1,00 *1,00* **ζγt** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζcg 1,00 *1,00* **ζqg** 1,00 *1,00* **ζγg** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi che tengono conto dell'inerzia del terreno (di Paolucci e Pecker 1997):

z_c 1,00 *1,00* **z_q** 0,99 *0,99* **z_γ** 0,99 *0,99*

q'_{LIM}	127,86	[kPa]

CALCOLO RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO DEL PIANO DI POSA $H_{LIM,d} = (N_d \tan \delta_d)$ + contributo resistenza passiva

k	0	%	contributo resistenza passiva
$H_{LIM,d}$	2.890,00	[kN]	resistenza allo scorrimento del piano di posa

δd	20,00	[gradi]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLV: $R_d \geq E_d$

Coefficienti parziali γ_R (tab.6.4.I)

Collasso per carico limite	γ_R	2,3
Collasso per scorrimento del piano di posa	γ_R	1,1

VERIFICHE SLV:

Collasso per carico limite	q_R	55,59	[kPa]	q_d	42,92	[kPa]	
	R_d	10.285	[kN]	E_d	7.940	[kN]	**VERIFICATA**
Collasso per scorrimento piano di posa	R_d	2.627	[kN]	E_d	619	[kN]	**VERIFICATA**

VERIFICHE AGLI SLE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

VERIFICA SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Comune di Barengo (No)

Cantiere: Cimitero Comunale

DATI ***PLATEA – P1***

Caratteristiche della fondazione

B	10,00	[m]	larghezza
L	18,50	[m]	lunghezza
D	0,90	[m]	profondità

Carichi di progetto Ed

N_d	7.940,20	[kN]	carichi per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione efficace lorda di progetto

q'	42,92	[kPa]	per cedimenti immediati

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

σ'_{vo}	13,80	[kPa]	tensione verticale efficace agente alla quota di imposta
z_i	5,01	[m]	spessore della zona di influenza
N_{AV}	18,08	[colpi/30cm]	media dei valori N_{SPT} all'interno di z_i
H	5,01	[m]	spessore dello strato compressibile

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo di Burland&Burbidge (1984) *– come illustrato in Lancellotta (1993)*

$$Sd = f_S\, f_H\, f_T\, [(\, q' - 2/3\, \sigma'_{vo}\,)\, B^{0,7}\, I_C\,]$$

Calcolo dell'indice di compressibilità:

I_C 0,030

Calcolo del fattore di forma:

f_S 1,213

Calcolo dei fattori correttivi relativi alla componente viscosa dei cedimenti:

$f_{t\ statici}$ 1,544

$f_{t\ dinamici}$ 2,677

V_N	50	anni

Calcolo del fattore correttivo relativo allo spessore dello strato compressibile:

f_H 1,000

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

VERIFICHE SLE CONDIZIONI STATICHE

Cedimenti immediati	**Sd**	6,1	[mm]	**Sc**	25,0	[mm]	**VERIFICATA**
Cedimenti imm. + viscosi per carichi statici	**Sd**	9,4	[mm]	**Sc**	25,0	[mm]	**VERIFICATA**

N.B. I cedimenti calcolati hanno il significato di valore medio, con cedimento massimo atteso statisticamente pari a 1,5 il valore medio.

VERIFICHE AGLI SLE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

VERIFICA SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Comune di Barengo (No)

Cantiere: Cimitero Comunale

DATI ***PLATEA – P1***

Caratteristiche della fondazione.

B	10,00	[m]	larghezza
L	18,50	[m]	lunghezza
D	0,90	[m]	profondità

Carico di progetto Ed

N_d	7.940,20	[kN]	carico per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione di progetto

q'	42,92	[kPa]	pressione efficace lorda di progetto
σ'_{vo}	13,80	[kPa]	tensione verticale efficace alla quota di imposta
q_o	29,12	[kPa]	pressione netta di contatto trasmessa dalla fondazione

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

E_k	24.728	[kPa]	modulo di elasticità (media pesata)
μ	0,30	[ad]	coefficiente di Poisson
H	17,00	[m]	profondità di influenza cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo basato sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951) *– come illustrato in Bowles (1991)*

Fondazione flessibile posta sulla superficie di uno semispazio elastico

$$\Delta H = q_0 B' (1 - \mu^2) I_S I_F / E_S$$

dove: DH : cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare

$I_S = [I_1 + (1 - 2 \mu) I_2 / (1 - \mu)] I_F$

I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948)

I_1 e I_2 : coefficienti di influenza che derivano dalle equazioni di Steinbrenner (1934)

L/B	1,85
D/B	0,09
I_F	0,97

	centro	spigolo	fondazione
B'	5,00	10,00	
L'	9,25	18,50	
M	1,85	1,85	
N	3,40	1,70	
I_1	0,432	0,247	
I_2	0,073	0,104	
I_S	0,474	0,306	
DH	0,002	0,003	[m]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

VERIFICHE SLE CONDIZIONI STATICHE

Cedimenti immediati al centro	**Sd**	9,8	[mm]	**Sc**	25,0	[mm]	**VERIFICATA**
Cedimenti immediati allo spigolo	**Sd**	3,2	[mm]	**Sc**	25,0	[mm]	**VERIFICATA**