

**REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI NOVARA
COMUNE DI GRIGNASCO**

**COMMITTENTE:
La Torre Srl**

Progetto Nuove edificazioni residenziali

**Relazione geologico-geotecnica e sismica
(Ord. 3274 del 23/03/2003 e D.M. 17/01/2018)**



Rev. 0.0	del	26/05/2026	per	D.M. 17/01/2018 (NTC18)
----------	-----	------------	-----	-------------------------

Redatto da

Dott. Geol. Roberto Torri



GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto da parte dell'Ing. Stefano Orvi di Holping Srl, si redige la presente relazione per la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni in esame ove si prevede la realizzazione di nuovi edifici residenziali.

Gli obiettivi risultano i seguenti:

- definire la litologia del terreno di fondazione;
- definire le relative caratteristiche geotecniche;
- verificare la pericolosità sismica del sito;
- verificare la pericolosità idraulica del sito.

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza a quanto previsto dalle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (NTC18) e s.m.i.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

INDICE

1. OGGETTO DELLO STUDIO.....	4
2. UBICAZIONE DEL SITO.....	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO.....	5
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	6
4.1 Vulnerabilità degli acquiferi.....	7
5. RISCHIO SISMICO.....	8
6. VINCOLI.....	10
7. INDAGINI DIRETTE IN SITO.....	10
7.1 Prove Penetrometriche Dinamiche (DPSH).....	11
7.2 Parametri ricavabili dalle prove penetrometriche dinamiche.....	13
7.2.1 Densità relativa (DR).....	13
7.2.2 Angolo di attrito efficace (Φ').....	14
7.2.3 Modulo elastico (E).....	14
7.2.4 Modulo di compressibilità edometrica (E ED).....	14
8. SUCCESSIONE LITOLOGICO-TECNICA.....	15
8.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	15
9. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	18
9.1 Parametri sismici di progetto.....	20
10. Opere di fondazione.....	20
10.1 Valutazione della capacità portante.....	21
10.2 Coefficiente di Winkler.....	25
10.3 Stima dei cedimenti.....	27
11. CONCLUSIONI.....	29

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.comPEC: geopiu@pec.it

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

La geologia del sito è decisamente lineare: il basamento roccioso è costituito da vulcaniti permiane su cui poggiano terreni alluvionali , in affioramento il limite coincide all'incirca con la strada provinciale.

Si tratta di rocce originatesi in seguito a flussi piroclastici e meccanismi esplosivi tipo le recenti eruzioni del M. S. Helens e Pinatubo : alla base del complesso abbiamo tufi riolitici rinsaldati di colore dal giallastro al rosaceo, tufi a blocchi di vulcaniti, conglomerati, lave riolitiche vescicolate di colore violaceo con chiazze più chiare.

Tra la strada provinciale e la base del versante è presente una stretta fascia di detrito in abbondante matrice fine su cui alligna un piccolo vigneto.

I depositi alluvionali sono generalmente costituiti da ghiaie in abbondante matrice sabbiosa, ricche di ciottoli e trovanti, probabile la presenza di lenti di sabbie.

Analizzando l'assetto geomorfologico e le modifiche conseguenti all'attività antropica nell'area edificata si deduce la presenza di terreni rimaneggiati o di riporto come lungo via A.Biella dove, anticamente, era presente un avvallamento con possibile presenza di depositi surtumosi.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

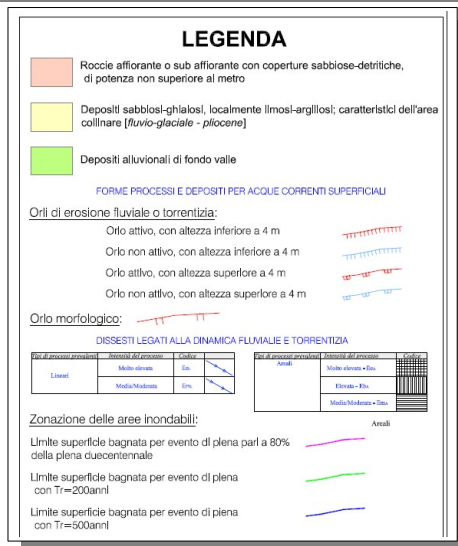
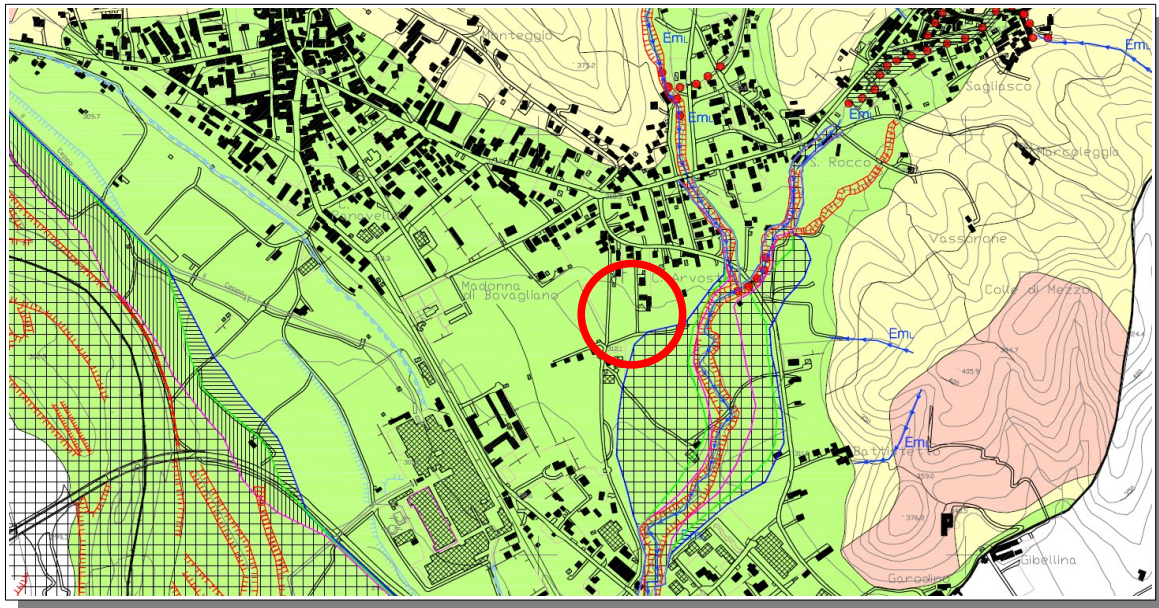


FIG. 2-3: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICA DEL PGT DI MARCALLO MESERO – SCALA IMMAGINE

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Osservando l'alveo del fiume Sesia tra Borgosesia e Prato Sesia si osservano numerosi ma limitati affioramenti rocciosi di rocce porfiriche legate alla caldera del supervulcano della Valsesia, per contro dall'esame delle stratigrafie dei dissesti di questi comuni si nota che la potenza del materasso alluvionale è di qualche decina di metri con zone dove non c'è contatto diretto alluvioni-substrato roccioso per la presenza di terreni pliocenici.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Comunque in ogni caso porfidi e/o terreni pliocenici rappresentano un substrato impermeabile che sorregge la falda freatica, essa subisce oscillazioni stagionali legate ai livelli idrici del fiume Sesia.

Non essendoci pozzi nell'intorno più prossimo, gli unici dati disponibili sono quelli ricavati da carotaggi effettuati in zona.

Durante le indagini realizzate in sito, di cui parleremo più avanti, il livello freaticometrico si attestava a circa 2-2,5 m da p.c.

4.1 Vulnerabilità degli acquiferi

In base ai dati disponibili ed alle finalità del presente lavoro è possibile valutare la vulnerabilità della prima falda.

A tal fine, nel caso specifico, si è utilizzato il metodo G.O.D. (Foster 1987), che, vista la complessità dei fattori in gioco, ritiene più utile, per una valutazione preliminare, l'utilizzo di dati facilmente reperibili:

- tipologia della falda;
- tipologia dell'acquifero;
- profondità del livello piezometrico.

In base ai parametri indicati ed ai corrispettivi valori specificati dal procedimento G.O.D., si evince una vulnerabilità pari a 0,63 (ALTA).

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

5. RISCHIO SISMICO

Scopo dell'indagine è definire il parametro V_{s30} per la classificazione sismica dei suoli (in accordo al D.M. 17.01.2018) e successivi aggiornamenti.

Il piano di indagini non ha previsto la realizzazione di prove MASW (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves) o HVR per il calcolo del parametro V_{s30} , in quanto secondo la normativa sismica vigente, rappresentata per la Regione Lombardia dalla D.G.R. 19/01/2010, n. 11-13058, Il comune di Grignasco con DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 19 GENNAIO 2010 N. 11-13058 "Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n.3274/2003 e O.P.C.M. 3515/2006)", è stato confermato nella **Zona Sismica 4** ossia a rischio nullo o molto basso.

Il D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni" mette a disposizione dei professionisti uno strumento basato sul progetto sviluppato in collaborazione dall'INGV e dal DPC - "S1" - per il calcolo dei parametri rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per qualsiasi sito del territorio nazionale.

Si forniscono di seguito i parametri a cui sopra si è fatto cenno, calcolati utilizzando le coordinate del baricentro dell'area di indagine.

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.016	2.580	0.160
Danno (SLD)	50	0.019	2.566	0.169
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.040	2.697	0.283
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.048	2.761	0.304
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

TABELLA 1 – VALORI DEI PARAMETRI A_g , F_0 , T_c^* PER I PERIODI DI RITORNO T_R DI RIFERIMENTO

La medesima normativa, come le nuove NTC18, individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

30 m di profondità dal piano campagna (V_{s30}) e viene calcolato con la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma \leq 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Nella Tabella 3, riportata di seguito, si presenta la classificazione sismica prevista dal suddetto Decreto Ministeriale.

Suolo	Descrizione geotecnica	V_{s30} (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360÷800
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180÷360
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	<180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	-
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	-

TABELLA 2: CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO SECONDO LA VIGENTE NORMATIVA SISMICA

Pertanto, in relazione alla tipologia di terreni ed alla struttura del sottosuolo è possibile definire

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "C", con valori di V_{s30} compresi nell'intervallo 180-360 m/s che in terreni simili e limitrofi sono state misurate in circa 320 m/s.

6. VINCOLI

L'area oggetto di indagine non ricade in alcuna area di vincolo e rientra nella Classe di fattibilità, in cui esiste un solo fattore di vulnerabilità superabile con interventi in fase esecutiva, pertanto si sono eseguite le indagini che di seguito andremo ad analizzare in dettaglio, come previsto dalla normativa vigente (NTC18).

7. INDAGINI DIRETTE IN SITO

Durante la fase di studio geotecnico dei terreni di fondazione si è provveduto a realizzare delle indagini dirette in sito sul terreno limitrofo, che sono consistite in:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) spinte rispettivamente alle profondità di 6,40 e 5,40 m da p.c.

Le indagini sono state realizzate in corrispondenza delle n. 3 villette in progetto.

La profondità di indagine è dovuta al rifiuto alla penetrazione, ma in ogni caso significativa per gli interventi da realizzare.

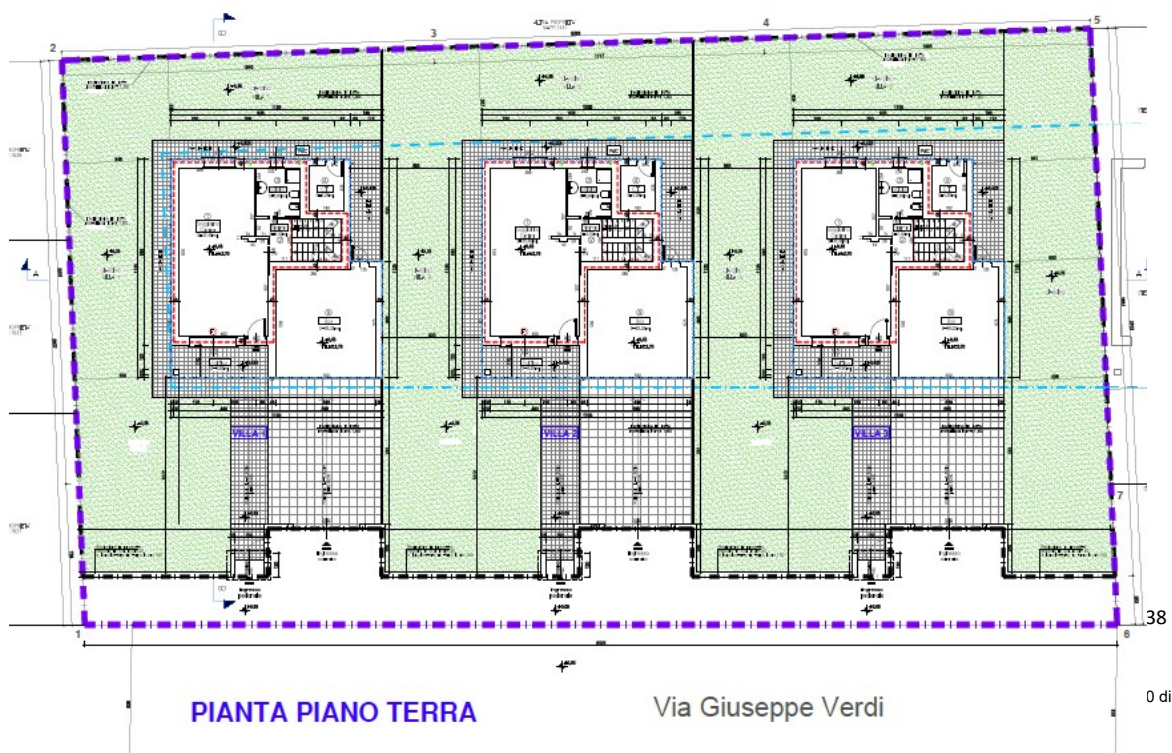




FIG. 4: UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

7.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH)

Al fine di caratterizzare i terreni di fondazione potenzialmente interessati dai carichi applicati dalla struttura in esame, si sono realizzate n. 2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) spinte fino alla profondità di 6,40 e 5,40 m da p.c. ed eseguite indicativamente nell'area di futura realizzazione delle nuove villette in progetto.

Per l'esecuzione delle prove citate è stato utilizzato un penetrometro dinamico pesante TECOP TEC 10 motorizzato e cingolato le cui caratteristiche tecniche sono riportate oltre.

Si tiene a precisare che i dati ricavati tramite lo strumento in questione sono in tutto paragonabili a quelli della prova SPT (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio. La prova penetrometrica dinamica (DP) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di aste successive; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di dato peso.

Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita; la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e, diretta, del numero di colpi (NDP) per una data penetrazione.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Il maggior ostacolo alla precisione del metodo deriva dalla difficoltà ad isolare la componente della resistenza dovuta all'attrito laterale del terreno lungo la batteria delle aste; per ovviare a questo inconveniente si utilizzano punte con diametro maggiore rispetto a quello delle aste.

Le caratteristiche del penetrometro utilizzato sono le seguenti:

Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,76	m
Peso sistema di battuta	8	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm ²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	6,3	Kg/ m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,20	m
Numero colpi per punta	N(20)	
Coeff. Correlazione	1,504	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	90°	

La resistenza alla penetrazione è definita come il numero di colpi richiesto per infiggere la punta conica per un tratto definito.

L'energia cinetica propria di ciascun colpo è il prodotto della massa del maglio (M) per l'accelerazione di gravità (g) e per l'altezza di caduta (H).

I risultati di differenti prove penetrometriche dinamiche possono essere presentati (e/o paragonati) come valori di resistenza r_d secondo la seguente formula:

$$R_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

dove:

• A è l'area della sezione trasversale della base della punta conica

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

• e è la penetrazione media per colpo.

Il penetrometro utilizzato risulta standardizzato per cui è possibile utilizzare tutta la letteratura realizzata per la prova SPT: per fare questo è però necessario effettuare due correzioni in funzione delle caratteristiche della macchina utilizzata.

La prima correzione è dovuta al rendimento della macchina: normalmente il rendimento dei dispositivi utilizzati per le prove SPT è pari al 60%, nel nostro caso il rendimento raggiunge valori pari al 80% e quindi si rende indispensabile effettuare una correzione secondo la relazione:

$$N_{60} = \frac{ER_{im}}{60} \cdot N$$

dove:

N_{60} = numero di colpi corretto per riferirlo ad un rendimento del 60%

ER_{im} = rendimento medio espresso in percentuale

N = numero di colpi misurato

nel nostro caso essendo $ER_{im} = 80\%$ la formula diviene:

$$N_{60} = 1,3 N$$

Apportando questa correzione sarà quindi possibile utilizzare tutta la letteratura predisposta per la prova SPT.

Le diagrafie e l'ubicazione delle prove realizzate sono riportate negli allegati 1 e 2.

7.2 PARAMETRI RICAVABILI DALLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

7.2.1 Densità relativa (DR)

Usualmente si adotta la correlazione di Gibbs e Holtz (1957) valida per sabbie quarzose normal-consolidate, non cementate e che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

Nell'utilizzo del grafico è necessario tener conto che per $D_R < 70\%$ la densità ricavata dal grafico risulta tendenzialmente più alta del valore reale, mentre per bassi valori di pressione efficace $\sigma'_{vo} <$

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

5 kPa la densità relativa ricavata dal grafico risulta tendenzialmente troppo alta.

Disponendo del valore normalizzato di $N_{SPT} [(N_1)_{60}]$ la migliore correlazione tra resistenza alla penetrazione e densità relativa, risulta quella proposta da Terzaghi e Peck (1948) e da Skempton (1986):

DR %

	0	15	35	50	65	85	100	
	0	3	8	15	25	42	58	
	Molto sciolta		Sciolta		Media		Addensata	
							Molto addensata	

$(N_1)_{60}$

Ai valori ottenuti è necessario apportare una riduzione di 55/60 nel caso di sabbie fini e un incremento di 65/60 nel caso di sabbie grossolane.

7.2.2 Angolo di attrito efficace (Φ')

La correlazione proposta da Sowers consente la valutazione dell'angolo di attrito Φ' in base al valore di N_{SPT} e dello sforzo efficace σ'_{vo} , presentando le stesse condizioni di validità della relazione proposta per la D_R da Gibbs e Holtz.

Per bassi valori dello sforzo verticale efficace ($\sigma'_{vo} < 10$ kPa) l'angolo di attrito risulta sopravvalutato, così come per valori di $\Phi' > 38^\circ$.

7.2.3 Modulo elastico (E)

È possibile utilizzare la formula proposta da Schmertmann (1970) per le sabbie in cui:

$$E = 8 * N$$

7.2.4 Modulo di compressibilità edometrica (E_{ED})

Confronti tra il N_{SPT} ed il modulo di compressibilità $E_{ed}=1/m_v$, sono stati condotti da Mayne & Frost su numerosi provini di varia granulometria.

Essi hanno dato come risultato la seguente espressione:

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

$$E_{ed} = C_1 + (C_2 * N_{SPT}) \pm S_E$$

dove C_1 e C_2 sono costanti che dipendono dal materiale ed S_E è la deviazione standard.

8. SUCCESSIONE LITOLOGICO-TECNICA

In relazione alle indagini eseguite in sito si evince una stratigrafia rappresentativa differenziata in funzione delle due prove penetrometriche eseguite:

DPSH1

<i>Profondità (m da p.c.)</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Unità Geotecnica</i>
0,00 – 3,00	Sabbia con Ghiaia	A
3,00 – 5,40	Limo argilloso deb. sabbioso	B
5,40 – 6,40	Ghiaia e sabbia	C

DPSH2

<i>Profondità (m da p.c.)</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Unità Geotecnica</i>
0,00 – 1,60	Sabbia con Ghiaia	A
1,60 – 5,20	Limo argilloso deb. sabbioso	B
5,20 – 5,40	Ghiaia e sabbia	C

TAB. 3-4: SUCCESSIONE LITOLOGICO-TECNICA

8.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

In base a dati ricavati dalle indagini eseguite ed in terreni che presentano le stesse

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

caratteristiche granulometriche, tessiturali e giaciture è possibile riconoscere due unità distinte in relazione alle caratteristiche geotecniche.

Le caratteristiche geotecniche delle due unità individuate possono essere così ricavate, in base a correlazioni derivanti da quelle normalmente considerate in letteratura per terreni analoghi:

DPSH1

<u>unità A</u>	<u>SABBIA CON GHIAIA</u>		
N _{spt}			19
Angolo di attrito (Sowers)	ϕ	=	33°
Coesione non drenata	Cu	=	0 t/m ²
Peso di volume	γ	=	1,364 t/m ³

<u>unità B</u>	<u>LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO</u>		
N _{spt}			5
Angolo di attrito (Sowers)	ϕ	=	29°
Coesione non drenata	Cu	=	3,5 t/m ²
Peso di volume	γ	=	2,005 t/m ³

<u>unità C</u>	<u>GHIAIA E SABBIA</u>		
N _{spt}			49
Angolo di attrito (Sowers)	ϕ	=	40°
Coesione non drenata	Cu	=	0 t/m ²
Peso di volume	γ	=	1,609 t/m ³

DPSH2

<u>unità A</u>	<u>SABBIA CON GHIAIA</u>		
N _{spt}			20
Angolo di attrito (Sowers)	ϕ	=	33°
Coesione non drenata	Cu	=	0 t/m ²
Peso di volume	γ	=	1,364 t/m ³

<u>unità B</u>	<u>LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO</u>		
----------------	-------------------------------------	--	--

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

N _{spt}			5
Angolo di attrito (Sowers)	φ	=	29°
Coazione non drenata	Cu	=	3,5 t/m ²
Peso di volume	γ	=	2,005 t/m ³

<u>unità C</u>	<u>GHIAIA E SABBIA</u>		
N _{spt}			75
Angolo di attrito (Sowers)	φ	=	40°
Coazione non drenata	Cu	=	0 t/m ²
Peso di volume	γ	=	1,609 t/m ³

TAB. 5-6: CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, dai parametri medi si sono ricavati i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno.

I valori caratteristici di φ sono determinabili con la seguenti relazioni secondo la Circolare 02.02.2009:

$$\phi_k = \phi_m (1 + \chi V_\phi)$$

dove:

- φ_k = valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio;
- φ_m = valore medio dell'angolo di resistenza al taglio;
- V_φ = coefficiente di variazione di φ, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ;
- χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa per i parametri, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a -1,645.

Di conseguenza le relazioni diventano:

$$\phi_k = \phi_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_\phi)$$

Trascurando lo strato superficiale, costituito da terreno vegetale si ricava:

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Litologia	Valori caratteristici parametri geotecnici	
	Φ_k (°)	c_k (t/m ²)
<u>SABBIA CON GHIAIA</u>	27,6	-
<u>LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO</u>	24,2	3,5

TAB. 7: PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

9. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le NTC18 prevedono, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura del terreno di fondazione, un approccio di tipo semi-probabilistico, adottando il concetto di stato limite ultimo e dell'impiego di coefficienti parziali di sicurezza.

Si parla di stato limite ultimo nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione.

Nel metodo degli stati limite, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

La normativa prevede cinque stati limite ultimi.

Lo stato limite GEO è l'unico che prevede il raggiungimento della resistenza del terreno.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, può essere utilizzato l'Approccio 1 o l'Approccio 2.

Nell'ambito dell'Approccio 2, la combinazione 2 risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, GEO.

L'analisi in oggetto è condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive dei coefficienti parziali definiti dalle NTC:

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

TABB. 8-9-10

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

9.1 Parametri sismici di progetto

Considerata l'ubicazione del sito in Zona Sismica 4, è stata omessa la simulazione alla liquefazione dei terreni in quanto non ricorrono le condizioni minime, ossia saturazione dei terreni di fondazione e granulometria sabbiosa degli stessi, come previsto dalle NTC18.

La combinazione 2 diventa A2+M1+R3, in considerazione delle opere di fondazione e dell'azione sismica indotta, considerando i parametri R delle tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

TABB.. 11-12

10. OPERE DI FONDAZIONE

Le verifiche di sicurezza sono state condotte in funzione delle caratteristiche geometriche delle fondazioni, secondo i dati di progetto disponibili.

Le opere in progetto sono così definite:

1. Nuov1 edificio costituito da n. 2 piani fuori terra;

La struttura è costituita da Piano Terra, un Piano Primo e Piano Secondo; la fondazione è di tipo a platea con dimensioni di circa 9,35 x 9,85 m con un piano di posa a circa 0,5 m dal piano campagna attuale.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

10.1 Valutazione della capacità portante

La capacità portante è stata calcolata con riferimento alla soluzione di Brinch-Hansen (1970), secondo la seguente espressione:

$$q = 1/2 \gamma' B N_g s_g i_g b_g g_g + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

nella quale:

q = capacità portante

N_g, N_c, N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ'

s_g, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione

i_g, i_c, i_q = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico

b_g, b_c, b_q = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base

g_g, g_c, g_q = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna

d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Le stime della portanza dei terreni di fondazione sono state condotte con il metodo degli SLU, ai sensi del D.M. 14/01/2008, App.I Comb.2, modificata per l'azione sismica.

I valori di progetto dei parametri geotecnici sono i seguenti:

Litologia	Valori parametri geotecnici di progetto	
	Φ_p (°)	c_p (t/m2)
<u>SABBIA CON GHIAIA</u>	22,7	-
<u>LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO</u>	19,8	3,5

TAB. 13: PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it



1 - FONDAZIONE SU PLATEA

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	34	kPa
Angolo di attrito (ϕ')	20	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	19,7	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	13,1	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	0,9	m
Lunghezza (L)	9,4	m
Profondità piano di posa (D)	0,5	
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	0	t

Fattori capacità portante	
N_Y	6,28
N_c	15,92
N_q	7,14
Fattori forma della fondazione	
s_Y	1,02
s_c	1,05
s_q	1,02
Fattori inclinazione del carico	
i_Y	1,00
i_c	1,00
i_q	1,00
Fattori inclinazione piano di posa	
b_Y	1,00
b_c	1,00
b_q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g_Y	1,00
g_c	1,00
g_q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d_c	1,25
d_q	1,21

Pressione limite (Q_{lm})	821,6	kPa
Coefficiente di sicurezza	1,8	
Pressione ammissibile (Q_{amm})	459,4	kPa

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoro 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

10.2 Coefficiente di Winkler

Il coefficiente di reazione del terreno, o coefficiente di Winkler, è normalmente indicato come K o KS [kgf/cm²]. Nel modello di Winkler il sottosuolo è caratterizzato da una relazione lineare fra il cedimento di un punto (s) e la pressione di contatto (p) nello stesso punto: $p = K s$.

K è detto “costante di sottofondo” o “coefficiente di reazione del terreno” (coefficient of subgrade reaction).

Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Il coefficiente di reazione del terreno è per definizione il rapporto fra carico e cedimento. In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione e dalla stratigrafia del terreno.

Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.

Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s. In alternativa e soprattutto se il terreno è relativamente uniforme si possono fare valutazioni di prima approssimazione secondo le procedure che seguono.

Per un mezzo **elastico omogeneo** il cedimento di una fondazione di larghezza B che applica al terreno di appoggio una pressione p è dato da:

Il modulo edometrico è dato da:

$$E_{ed} = (\Delta s \times H) / \Delta p$$

dove H è lo spessore dello strato compressibile.

quindi:

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

$$K = \Delta p / \Delta s = E_{ed} / H$$

Se H è inferiore a B per una fondazione quadrata o ad 1,5B per una fondazione allungata si può ricavare K direttamente da questa espressione.

Se invece lo spessore dello strato compressibile è grande, considerato che la maggior parte del cedimento è dato dal terreno fino ad una profondità pari circa a B per una fondazione quadrata ed a 1,5B per una fondazione allungata, come prima approssimazione si può assumere :

$\Delta s = (\Delta p \times B) / E_{ed}$ per una fondazione quadrata e $\Delta s = (\Delta p \times 1.5B) / E_{ed}$ per una fondazione allungata da cui:

$k = \Delta p / \Delta s = E_{ed} / B$ per una fondazione quadrata, $k = \Delta p / \Delta s = E_{ed} / (1.5 \times B)$ per una fondazione allungata; pertanto nel nostro caso otteniamo:

DPSH1-2	
UNITÀ GEOTECNICA	K – Winkler (kg/cm ³)
Limo argilloso deb. sabbioso	31,5

TAB. 15 – COEFFICIENTE DI WINKLER

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

10.3 Stima dei cedimenti

Si sono stimati gli ordini di grandezza dei cedimenti utilizzando il metodo di Burland-Burbridge (1984), che tiene conto dell'evoluzione tensionale del terreno, secondo la seguente equazione, per gli strati di terreno incoerenti:

$$S = f_s * f_h * f_t * (\sigma'_{vo} * B^{0.7} * I_c/3 + (q' - \sigma'_{vo}) * B^{0.7} * I_c)$$

nella quale :

- S = cedimento, espresso in mm
- q' = pressione efficace lorda, espressa in KPa
- σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota imposta della fondazione, espressa in KPa
- B = larghezza della fondazione espressa in m
- Ic = indice di compressibilità
- f_s, f_h, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti

I valori dei cedimenti ottenuti e riportati nelle allegate tabelle di calcolo sono da considerarsi indicativi dell'ordine di grandezza della deformazione attesa.

Fondazione su platea, in Unità Litotecnica "Limo argilloso deb. sabbioso", dove si sono considerati cautelativamente i valori di tale unità, anche se il bulbo di carico si svilupperà in buona parte anche nell'unità B, che presenta caratteristiche geomeccaniche decisamente mediocri.

Profondità Z del piano di posa a circa 0,50 m da p.c.

DPSH 1-2

Fond. superficiali	Carico Max di esercizio kPa	Cedimento A 0 anni mm	Cedimento A 5 anni mm	Cedimento A 10 anni mm	Cedimento A 30 anni mm	Cedimento A 50 anni mm
0,9 x 9,35 m	70	-15,743	-21,165	-22,113	-23,615	-24,313

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

Come da dati dall'Ing. Orvi il carico massimo d'esercizio (SLE) per le opere in oggetto è pari a 70 kPa.

Tale grandezza è considerata quale azione di progetto E_d per il confronto con la resistenza del terreno di progetto R_d , ai sensi delle NTC2018:

1. Il rapporto $R_d \geq E_d$ è verificato per le fondazioni superficiali, essendo $R_d = 459,4$ kPa ; i cedimenti in 50 anni di vita nominale dell'opera saranno dell'ordine massimo di 24,3 mm, considerando che i 2/3 sono di tipo immediato ed i cedimenti differenziali sono inesistenti

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it

11. CONCLUSIONI

Alla luce di quanto fino a qui esposto è possibile affermare quanto segue:

- ✓ si evidenzia una discreta omogeneità del lotto di terreno investigato da un punto di vista stratigrafico, infatti si è in presenza di materiali a granulometria fine e media con caratteristiche geotecniche da mediocri a discrete fino alla profondità indagata, con profondità significativamente differenti nelle due prove realizzate;
- ✓ La profondità della falda porta a considerare saturi i terreni per le fondazioni dirette;
- ✓ In funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, della sismicità della zona, dell'entità degli interventi, della tipologia di fondazioni continue ipotizzate, non si evincono problematiche relative alla capacità portate poiché risulta sempre $R_d > E_d$; anche i cedimenti che si manifesteranno per il 60-70% in fase di esecuzione, risultano comunque accettabili perché inferiori a 25 mm.

GEO PLUS STP Srl

sede legale: Via Fratel Teodoreto 1/H – 10135 Torino

uffici: Via Demetrio Cosola 9 – 10020 San Sebastiano da Po (TO) e Via Varallino, 21 – 28066 Galliate (NO) – Cell. 3403358738

P.IVA e C.F. 13236640010

Email: geolroby@hotmail.com

PEC: geopiu@pec.it