

COMUNE DI BERGAMO
PROVINCIA DI BERGAMO
Via Borgo Palazzo / Via Daste Spalenga

**OPERE DI COMPLETAMENTO URBANIZZAZIONI SECONDARIE RELATIVE
ALL'INTERVENTO EDILIZIO "NUOVI ALLOGGI E.R.P." IN VIA BORGO
PALAZZO-VIA DASTE E SPALENGA - AMBITO "A" - PROGETTO NORMA
PN9 A.d.P. "Palatenda".**



D.06 – RELAZIONE GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI

Bergamo, 27/09/2024

IL PROGETTISTA
Dott. Marco Belloli



COMUNE: BERGAMO
PROVINCIA: BERGAMO
VIA: DASTE E SPALENGA
COMMITTENTE: ALER BERGAMO
OGGETTO:

***RELAZIONE GEOTECNICA (R2) DELLE FONDAZIONI
ai sensi dell'NTC 2018***

DATA: APRILE 2024



La presente relazione ha esclusiva finalità geotecniche. Si scoraggia ogni altro uso od interpretazione impropria (ad esempio ambientale o tecnico economica)

E' vietato ogni utilizzo anche parziale e la riproduzione non autorizzata di questo documento ed ogni sua divulgazione incompleta

1.0 RELAZIONE GEOTECNICA

1.1 PREMESSA

Su incarico della committenza è stato eseguito nell'area di indagine, un sondaggio geognostico a carotaggio continuo con prove SPT in foro e posa piezometro provvisorio ed una prova penetrometrica dinamica continua SCPT necessariamente ambedue ubicate in sponda del canale, non potendosi operare in sponda opposta. Per quanto riguarda la prospezione geofisica MASW viene fatto riferimento a quella eseguita per l'edificio ALER vicino,

1.2 MODELLO GEOTECNICO

In base alle resistenze misurate del terreno dalle prove penetrometriche, in coerenza con il modello geologico stratigrafico definito nella relazione geologica a firma dello scrivente, il sottosuolo viene essere suddiviso in orizzonti stratigrafici e geotecnici (litotecnici) a resistenza uniforme, definendo conseguentemente un modello geotecnico cui attribuire valori ai principali parametri geotecnici. Si veda al proposito la seguente tabella, con indicato lo spessore degli strati.

Prove	Orizzonte 1			Orizzonte 2			Orizzonte 3			Orizzonte 4			Orizzonte 5		
	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,15$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,15$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,15$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1,15$	Spess m	Nscpt	Nspt $\beta=1$
SCPT 1	0,9	1,5	1,7	1,2	11,7	13,5	1,2	2,7	3,1	3,3	8,6	9,9	0,3	rifiuto	
Sondaggio 1	0,5			1,5		11,0*	1,0		5,0*	3,7		8,8	3,3		rifiuto
valore medio	0,7	1,5	1,7	1,4	11,7	12,2	1,1	2,7	4,0	3,5	8,6	9,3	1,8		
valore normalizzato			2			11			4			9			rifiuto

* Valori non statistici

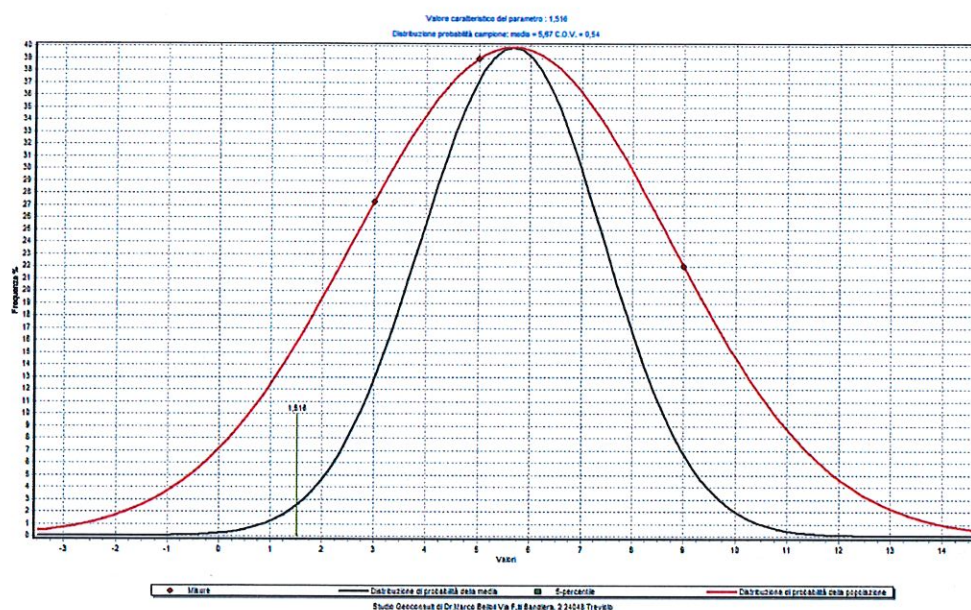
Tabella n°1

I parametri geotecnici del terreno vengono valutati sia come caratteristici con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto che considerando in modo ragionato i valori (non statistici) ottenuti dalle SPT del sondaggio secondo. Nell'approccio statistico la probabilità di non superamento da utilizzare deve essere quella del 5% come specificato sia nell'EC1 che nell'EC7 ed è coerente con quanto indicato nella Normativa Nazionale. Trattandosi di campioni poco numerosi ($N < 30$) si è ritenuto utilizzare la distribuzione di Student applicata al valore di N inteso come valore di resistenza SPT (correlato ad esso nel nostro caso per le prove SCPT come specificato in seguito); nel caso di campione unitario o molto piccolo si può

anche operare introducendo un coefficiente di variazione (C.O.V.) dedotto dalla letteratura scientifica.

Si procede quindi calcolando il valore caratteristico della media, considerando coinvolto un elevato volume di terreno, con compensazione delle eterogeneità, tenendo conto della necessaria rigidezza che deve essere conferita alla struttura fondazionale a platea.

Si veda di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



Prova 1 orizzonte 1

Le resistenze SCPT sono state correlate allo standard SPT con un coefficiente $\beta = 1,15$ scelto sulla base di dati bibliografici (Tissoni 1987, S.G.I., Meardi, Pagani, Cestari), dell'esperienza dello scrivente, della energia strumentale e della litologia e quindi normalizzati alla pressione litostatica efficace. Possono quindi ritenersi valori ben rappresentativi della situazione geotecnica del sottosuolo.

Nella attribuzione di valori ai parametri geotecnici, le valutazioni espresse si basano sui risultati delle prove eseguite, tenuto conto della litologia dei terreni ed elaborate facendo riferimento ai seguenti principali Autori ed all'esperienza dello scrivente.

Le valutazioni vengono fatte in condizione drenate o non drenate in base alle valutazioni litostratigrafiche ove trattarsi di terreni di natura incoerente o pseudocoerente. Si tenga presente che tali valutazioni potrebbero non considerarsi affidabili se riferite a terreni non di naturale deposizione (riporti).

Angolo di attrito interno ϕ	Peck – Hanson & Thorburn - Meyerhoff – Road Bridge Specification - Japanese National Railway – Owasaki & Iwasaki - Sowers - De Mello
Modulo di elasticità drenato	Bowles – Schmertmann – Webb - Mezebach e Malcev – Schultze- Mezebach –D’Appollonia et Alii - Tornaghi et Alii
Modulo edometrico	Collotta – Stroud & Butler
Coesione non drenata	Terzaghi&Peck – NAVFAC, D.M.7.2. – Sanglerat
Modulo di elasticità non drenato	DUNCAN & Buchigami
Modulo di Poisson μ	Yaky

Tabella n°2

Si vedano in allegato n°1 i tabulati di elaborazione dei parametri geotecnici.

Si propone, in sintesi, la suddivisione in cinque principali unità litotecniche, come di seguito descritte.

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1- Orizzonte superficiale, di natura pseudocoerente ,poco consistente,con spessore sino a circa 1 metro.

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,70
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,80
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,4
Numero di colpi correlato SPT	N_{Ck}	-	2

Condizioni non drenate

Modulo edometrico	m_o	Kg/cm ²	12
Coesione non drenata	c_{uk}	Kg/cm ²	0,13
Modulo di elasticità non drenato	E'_k	Kg/cm ²	47

-2- Orizzonte successivo,di natura incoerente, moderatamente addensato: esteso sino circa a 2 metri di profondità.

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,85
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,94
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,34
Numero di colpi correlato SPT	N_{Ck}	-	12

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	29
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	100
Densità relativa	dr_k	%	40

-3- Orizzonte successivo, da poco a moderatamente consistente, di natura pseudocoerente, esteso sino a 3,0 - 3,3 metri di profondità,.

parametro	simbolo	U.M.	Valore
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,75
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,85
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,4
Numero di colpi correlato SPT	N _{Ck}	-	4

Condizioni non drenate

Modulo edometrico	m _o	Kg/cm ²	30
Coesione non drenata	c _{u_k}	Kg/cm ²	0,3
Modulo di elasticità non drenato	E' _k	Kg/cm ²	95

-4- Orizzonte successivo, di natura incoerente, moderatamente addensato: esteso sino circa a 7 metri di profondità.

parametro	simbolo	U.M.	Valore
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,82
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,92
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,34
Numero di colpi correlato SPT	N _{Ck}	-	9

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	28,5
coesione	c' _k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E' _k	Kg/cm ²	90
Densità relativa	dr _k	%	37

-4- Orizzonte successivo, di natura incoerente, addensato: esteso in profondità; dati desunti su base indagine geognostica eseguita per il vicino edificio Aler di via Borgo Palazzo.

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,90
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	2,00
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,3
Numero di colpi correlato SPT	N_{Ck}	-	100(rifiuto)

Condizioni drenate

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	35
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	350
Densità relativa	dr_k	%	60

1.3 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

1.3.1 Calcolo della portanza

Il progetto prevede fondazioni a platea impostate a profondità da circa 2,2 metri dalla attuale quota del piano di campagna.

La struttura fondazionale interesserà con il proprio piano di appoggio i terreni dell'orizzonte -3- da poco a moderatamente consistente.

In tali ipotesi e sulla base dei parametri geotecnici precedentemente determinati, viene calcolata la portanza del terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando le formule proposte da Meyerhoff, elaborate avvalendosi del Programma QSB2 WIN di Programgeo di Carpenedolo (BS).

Simile alla relazione di Terzaghi, quella di Meyerhoff introduce un fattore di forma sq legato al fattore di portanza N_q , tre fattori legati all'approfondimento del piano di posa della fondazione e tre fattori correttivi per carichi inclinati. Ha la seguente espressione: $Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + sq \times \gamma_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y$; in cui: N_c, N_q, N_y = fattori

adimensionali di portanza dati dalle relazioni: $N_q = \exp[\pi \times \tan(\Phi)] \times \tan^2(45 + \Phi/2)$; $N_c = (N_q - 1) \times \cotg(\Phi)$; $N_y = (N_q - 1) \times \tan(1.4 \times \Phi)$; s_c, s_q, s_y = fattori di forma, dati da:

$s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B/L$; dove $K_p = \tan^2(45 + \Phi/2)$ e L = lato lungo della fondazione; $s_q = s_y = 1 + 0.1 \times K_p \times B/L$ per $\Phi > 0$; $s_q = s_y = 1$ per $\Phi = 0$;

d_c, d_q, d_y = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$d_q = d_y = 1 + 0.1 \times \sqrt{K_p} \times D/B$ per $\Phi > 0$;

$d_q = d_y = 1$ per $\Phi = 0$; i_c, i_q, i_y = fattori correttivi per l'inclinazione dei carichi, dati da: $i_c = i_q = (1 - I^\circ/90)$; dove I° = inclinazione del carico rispetto alla verticale; $i_y = (1 - I^\circ/\Phi)^\circ$ per $\Phi > 0$; $i_y = 0$ per $\Phi = 0$.

Quando i valori di portanza risultano molto elevati la relazione sforzo - resistenza al taglio non è più di tipo lineare ma assume forma più complessa; l'uso delle formule per il calcolo della portanza può condurre a valori sovrastimati. Pertanto si applica, in tale caso, la correzione di Terzaghi ai parametri coesione ed angolo di attrito interno per tenere conto di tale non linearità, calcolando come segue: $c' = (2/3) \times c$ $\phi' = \text{atang}((2/3) \times \phi)$.

Lo stesso tipo di correzione viene proposta da Terzaghi per terreni ove è prevedibile una rottura di tipo locale (con $d_r < 20\%$ e/o $c < 0,25 \text{ Kg/cm}^2$).

Per rottura di tipo generale (con $d_r > 70\%$ e/o $c > 1 \text{ Kg/cm}^2$ si usano parametri con valori reali. Per rottura di tipo intermedio si procede ad interpolazione fra parametri ridotti e reali. Nel caso in cui la fondazione sia su pendio o prossima al pendio, viene utilizzato il metodo di calcolo di Bowles che comporta un calcolo di $N_c - N_q - N_y$ ridotti per tener conto del differente sviluppo del cuneo efficace sotto la fondazione stessa. In condizione sismica vengono applicati i seguenti: z_c, z_q, z_γ = fattori correttivi per gli effetti cinematici dovuti al sisma (Paolucci & Pecker -1997) con $z_q = 1, z_c = 1; z_\gamma = (1 - K_h k / \tan \phi)^\circ$ ove $K_h k$ = coeff. sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni.

In riferimento a quanto richiesto contenuto nel paragrafo 10.2 delle NTC2018:

- Origine e caratteristiche del codice di calcolo: programma utilizzato QSB2 vers 2.10, di ProgramGeo; autore: dr. Aldo di Bernardo - produttore del programma.
- Affidabilità dei codici di calcolo: Si dichiara che si è esaminata la

documentazione fornita insieme al programma e di avere accertato che le basi teoriche sulle quali è basato il software sono affidabili ed idonee al caso in esame.

- Modalità di presentazione dei risultati: si dichiara che gli elaborati riportati nella relazione, tratti dal programma, sono sufficienti a sintetizzare in maniera completa ed efficace il calcolo svolto.
- Informazioni generali sull'elaborazione: sono stati svolti controlli sui risultati dell'elaborazione, verificando che non vi siano incongruenze.
- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati: i risultati ottenuti, paragonandoli a quelli ottenuti in altri risultano attendibili, inoltre sono stati verificati i tabulati di calcolo e non sono stati riscontrati errori od incongruenze.

1.3.2 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)

Per quanto riguarda la verifica agli Stati Limite Ultimi occorre fare riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. Essa viene effettuata sia nella condizione fondamentale (allo SLU) che sismica (allo SLV). In quest'ultimo caso i calcoli sono stati effettuati sotto l'azione sismica, determinando i parametri g, F^0, T_c relativi alla pericolosità sismica. Si tenga presente che il calcolo della portanza viene effettuato nella condizione sismica adottando una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker visto in precedenza) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche). La verifica finale dovrà tenere conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati del calcolo strutturale.

Le verifiche vengono effettuate nei confronti degli stati limite ultimi per diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2 e R3).

Nel caso della verifica allo stato limite ultimo in condizioni statiche e dinamiche di tipo geotecnico GEO per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione terreno la verifica deve essere effettuata secondo:

Approccio 2: unico (A1+M1+R3)

si è ottenuto;

Carico limite condizione fondamentale SLU: 0,84 kg/cm²

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: fondamentale
Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m):	5
Lunghezza della fondazione (m):	6
Altezza della fondazione (m):	0,5
Profondità di posa (m):	2,2

Metodo di calcolo: Meyerhof stato limite ultimo

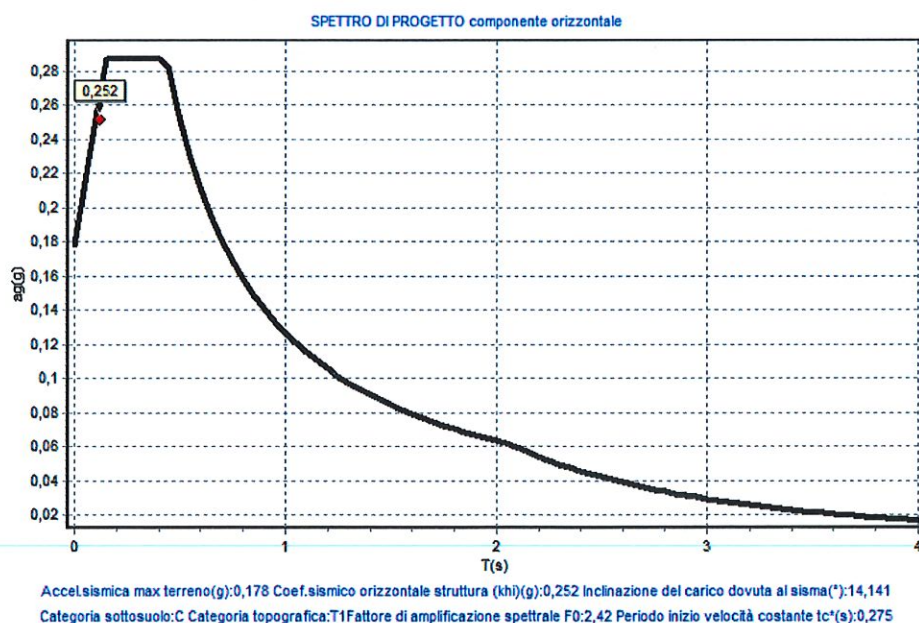
Sc:	1,47	Sq:	1,24	Sy:	1,24
Dc:	1,03	Dq:	1,02	Dy:	1,02
Ic:	1	Iq:	1	Iy:	1
Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	1	By:	1
Zc:	1	Zq:	1	Zy:	1

Fattori di forma
Fattori di profondità
Fattori inclinazione carico
Fattori inclinazione pendio
Fattori inclinazione base
Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 1
Coefficiente di sicurezza globale: 2,3
Correzione di Terzaghi: non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq): 0,84
Profondità del cuneo efficace (m): 2,5

Calcolato il seguente spettro di progetto della componente orizzontale posto in prima ipotesi il valore di fattore di struttura $q = 1,5$ ed il periodo fondamentale $T_1 = 0,1875$.



si è ottenuto, per la fondazione in progetto:

Carico limite condizione sismica SLV : 0,51 kg/cm²

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni
Secondo NTC2018 App.II Combinazione: sismica
Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m):	5
Lunghezza della fondazione (m):	6
Altezza della fondazione (m):	0,5
Profondità di posa (m):	2,2

Metodo di calcolo: Meyerhof stato limite ultimo

Sc:	1,47	Sq:	1,24	Sy:	1,24
Dc:	1,03	Dq:	1,02	Dy:	1,02
Ic:	0,71	Iq:	0,71	Iy:	0,25
Gc:	1	Gq:	1	Gy:	1
Bc:	1	Bq:	1	By:	1
Zc:	1	Zq:	1	Zy:	0,97

Fattori di forma
Fattori di profondità
Fattori inclinazione carico da sisma
Fattori inclinazione pendio
Fattori inclinazione base
Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma

RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	0,51
Profondità del cuneo efficace (m):	2,5
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,178

La **Valutazione della sicurezza** andrà effettuata a progetto esecutivo dal progettista, ove:

per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$

Ove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione sulle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista), considerando quello inferiore fra le condizioni drenate e non drenate;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

1.3.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, nelle situazioni in cui la fondazione si trova sollecitata da forze orizzontali, per esempio per azione del sisma, in generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza: $H \leq S + E$

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ($\varphi > 0$), in condizioni drenate, S viene calcolata come segue: $S = Vtg\delta$

in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata. Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da: $H = V k_{hi}$ dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg\delta}{k_{hi}} \quad \text{Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni coerenti} (\varphi = 0), \text{ in}$$

condizioni non drenate come nel nostro caso, S viene calcolata come segue:

$S = A c_u$ dove c_u è la coesione non drenata dello strato di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da: $A = BL \cos \omega$

con ω = inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

La verifica potrà essere effettuata ponendo nel caso specifico $c_u = 0,3 \text{ kg/cm}^2$ e $k_{hi}(g) = 0,252$.

Secondo il D.M. 17.01.2018 il rapporto S/H (coefficiente di sicurezza allo scorrimento) deve essere maggiore o uguale a 1,1.

1.3.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti

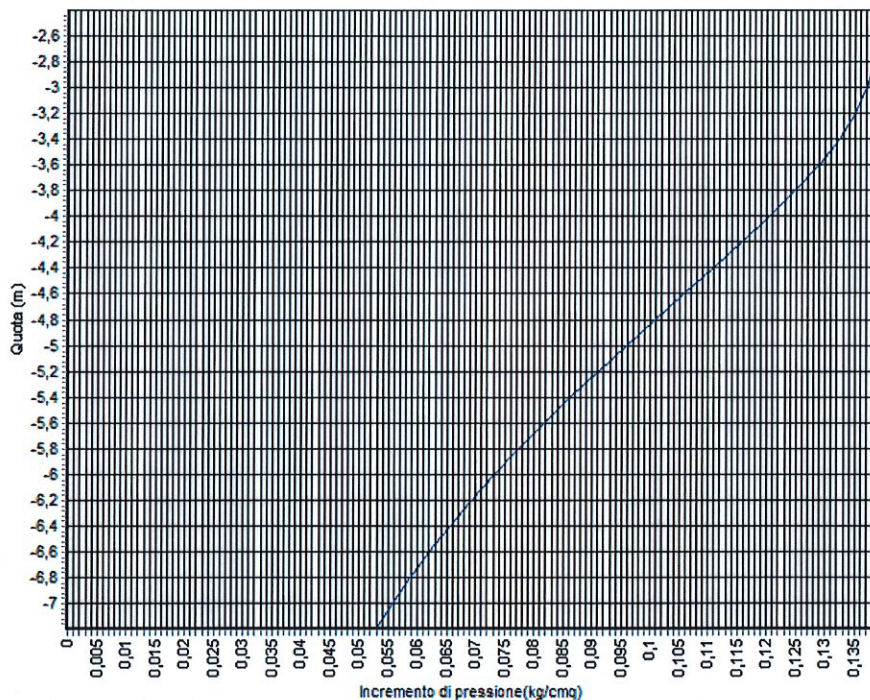
Per quanto riguarda Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata condotta la verifica dei cedimenti in via teorica per fondazioni isolate avvalendosi del metodo della elasticità. I dati sono stati elaborati con programma di calcolo QSB2 di Programgeo. Si tenga presente che non sono disponibili analisi di laboratorio su campioni di terreno e pertanto la esecuzioni di analisi con prove di compressibilità. In questi casi si devono adoperare metodi o correlazioni empiriche con i moduli di compressibilità come nello specifico caso.

Viene valutata la componente immediata del cedimento mentre non risulta pertanto possibile stimare il valore del cedimento secondario, come pure il decorso dei cedimenti nel tempo. Il metodo della elasticità si basa sulla seguente relazione: $S = DH \times Q2/E$ In cui: DH = spessore strato; Q2 = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato; E = modulo di deformazione dello strato.

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale viene condotto con il criterio di Boussinesq. Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da: $p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2)$; in cui: $m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)] / [(V+V1) \times V]$; $m_2 = \text{atang}[2 \times M \times N \times \sqrt{V} / (V1-V)]$ dove: $M = B/z$; $N = L/z$; $V = M^2 + N^2 + 1$; $V1 = (M \times N)^2$; $\pi = \pi$ Greco.

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree. Posto come indicatoci dallo strutturista una pressione allo SLE condizione RARA pari a 0,53 kg/cm² cui viene sottratto il peso del terreno asportato dallo scavo si ottiene il seguente bulbo di diffusione delle pressioni nel sottosuolo.



Risulta per la fondazione a platea posta a -2,2m di profondità il seguente valore di cedimento :

cedimento : 0,79 cm

Riassunto del calcolo dei cedimenti - Verifica allo Stato Limite d'Esercizio
Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m): 5
Lunghezza della fondazione (m): 6
Carico lordo applicato sulla fondazione (kg/cmq): 0,53

Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti: Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni): n.c.

	Vertice sini	Punto central	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	1,6	3,6	1,6
Cedimento secondario (mm):	n.c.	n.c.	n.c.

Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi: Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni): 20

	Vertice sini	Punto central	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	3,2	4,3	3,2
Cedimento secondario (mm):	n.c.	n.c.	n.c.

Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	4,8	7,9	4,8
Max cedim. differenziale(mm):	3,1		
Massima distorsione (%):	0,08021		

Il progettista potrà valutare l'ammissibilità dei cedimenti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera ed operare la verifica

$$Ed \leq Cd$$

Ove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

1.3.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo

Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondo statico viene applicato per il calcolo il metodo di Bowles che propone la seguente relazione: $K \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot f_c$

Ove $f_c = 0.025$ /cedimento della fondazione

Ottenendo per la fondazione di progetto:

Coefficiente di sottofondo statico $K = 0,53 \text{ Kg/cm}^3$

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione a platea

Larghezza della fondazione (m): 5

Lunghezza della fondazione (m): 6

Cedimento del terreno di fondazione (cm): 0,79

Carico netto applicato sulla fondazione (kg/cmq): 0,14

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato: Metodo di Bowles

Modulo di reazione (kg/cmq): 0,53

Il modesto valore e le caratteristiche litotecniche dell'orizzonte direttamente interessato dai carichi della struttura nonché la tipologia dell'intervento, a parere dello scrivente, comporta la opportunità di conferire rigidità alla stessa.

INDICE

1.0	RELAZIONE GEOTECNICA.....	1
1.1	PREMESSA.....	1
1.2	MODELLO GEOTECNICO	1
1.3	CONDIZIONI DI FONDAZIONE	6
1.3.1	Calcolo della portanza.....	6
1.3.2	Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)	8
1.3.3	Verifica allo slittamento (scorrimento)	10
1.3.4	Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti	12
1.3.5	Calcolo del coefficiente di sottofondo.....	14

Allegato n° 1

TABULATI PARAMETRI GEOTECNICI

ORIZZONTE: 1

CONDIZIONI NON DRENATE

COESIONE NON DRENATA (Kg/cm²)

Nspt=

2

Terzaghi & Peck	0,13	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
NAVFAC, D.M.7.2	0,08	LIMI
NAVFAC, D.M.7.2	0,16	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
Sanglerat	0,20	ARGILLE LILOSE
Sanglerat	0,13	ARGILLE LIMO-SABBIOSE

MODULO DI ELASTICITA' NON DRENATO (Kg/cm²)

Duncan & Buchigami	46,9	ARGILLE LILOSE
--------------------	------	----------------

MODULO EDOMETRICO (Kg/cm²)

Stroud & Butler (1975)	12,0	ARGILLE BASSA PLASTICITA'
Bishop	20,0	ARGILLE LILOSE

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson & Thornburn	30,3	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	34,0	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	29,2	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	27,8	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
11	Japanese National Railway	30,3	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	29,8	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	31,1	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	39,9	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
	DENSITA' RELATIVA (%)		
	Marcuson & Bleganousky	60,0	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bleganousky	59,9	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	41,2	pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	236,7	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	88,0	SABBIA FINE
Shmertmann	132,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	220,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	134,0	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	275,8	Ghiaia +SABBIA
D'appolonia et Alii	491,9	SABBIA SC
Webb	126,6	SABBIA SATURA
Webb	51,4	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	76,9	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	87,1	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	153,1	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	168,2	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	132,6	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	66,3	SABBIA SATURA
Bowles	208,0	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	52,0	SABBIA LIMOSA
Bowles	84,8	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	104,0	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	619,2	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	731,3	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	735,4	
----------------------	-------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	206,0	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,338	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	1,94	SATURO
-----------------	------	--------

ORIZZONTE: 3

CONDIZIONI NON DRENATE

COESIONE NON DRENATA (Kg/cm²)

Nspt=

4

Terzaghi & Peck	0,27	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
NAVFAC, D.M.7.2	0,16	LIMI
NAVFAC, D.M.7.2	0,32	ARGILLE MEDIA PLASTICITA'
Sanglerat	0,40	ARGILLE LIMOSE
Sanglerat	0,27	ARGILLE LIMO-SABBIOSE

MODULO DI ELASTICITA' NON DRENATO (Kg/cm²)

Duncan & Buchigami	93,8	ARGILLE LIMOSE
--------------------	------	----------------

MODULO EDOMETRICO (Kg/cm²)

Stroud & Butler (1975)	24,0	ARGILLE BASSA PLASTICITA'
Bishop	40,0	ARGILLE LIMOSE

SPT =

ANGOLO ATTRITO (°)		Nspt	NOTE
INPUT	Peck -Hanson & Thornburn	29,7	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	33,3	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	28,3	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	26,6	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	Japanese National Railway	29,7	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	28,4	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	30,5	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	38,2	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
DENSITA' RELATIVA (%)			
	Marcuson & Bieganousky	57,3	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	57,2	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	37,3	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	214,1	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	72,0	SABBIA FINE
Shmertmann	108,0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	180,0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	123,4	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	260,4	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	470,7	SABBIA SC
Webb	116,8	SABBIA SATURA
Webb	45,0	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	69,9	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	78,1	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	132,1	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	144,6	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	122,4	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	61,2	SABBIA SATURA
Bowles	183,5	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	45,9	SABBIA LIMOSA
Bowles	78,3	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	91,8	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	512,7	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	627,8	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	641,6	
----------------------	-------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	193,4	
----------------------	-------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	0,344	
-----------	-------	--

PESO DI VOLUME

Terzaghi e Peck	1,92	SATURO
-----------------	------	--------

