



COMUNE: CALVENZANO

PROVINCIA: BERGAMO

VIA: LOMBARDIA

COMMITTENTE: OMT SPA – OFFICINE RONZONI SRL

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA (R2) ai sensi dell'NTC 2018

DATA: NOVEMBRE 2022

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 MODELLO GEOTECNICO

In base alle resistenze misurate del terreno dalle prove penetrometriche, in coerenza con il modello geologico stratigrafico definito nella relazione geologica, il sottosuolo viene essere suddiviso in orizzonti stratigrafici e geotecnici (litotecnici), definendo conseguentemente un modello geotecnico cui attribuire valori ai principali parametri geotecnici.

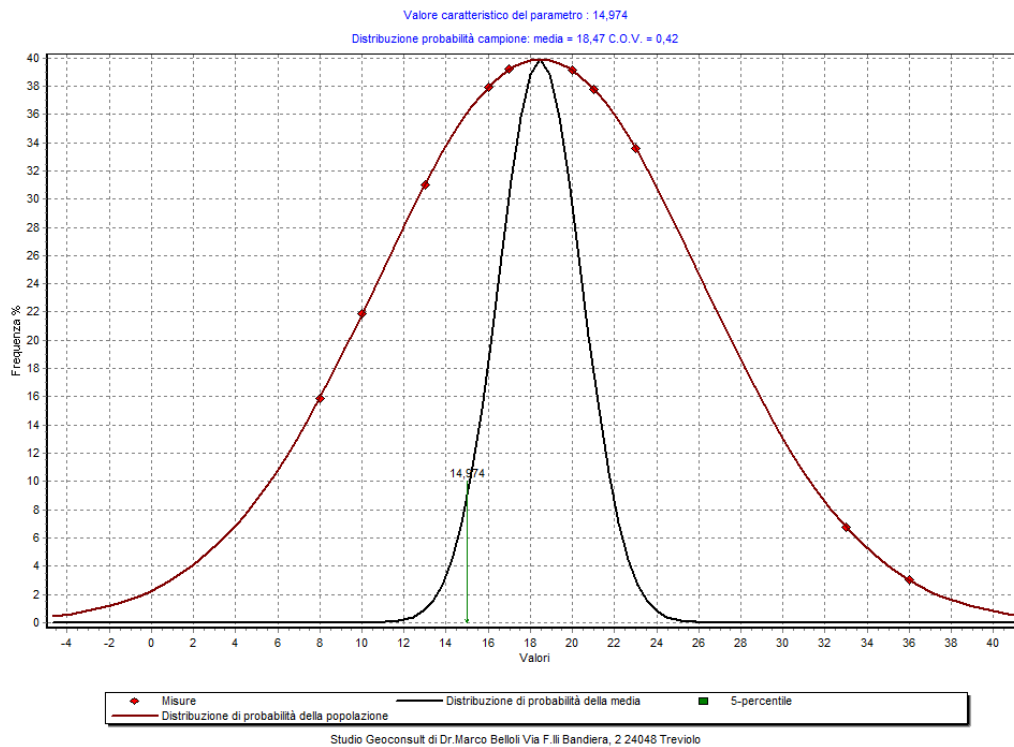
Si veda al proposito la seguente tabella, con indicato lo spessore degli strati.

Prove	Orizzonte 1			Orizzonte 2			Orizzonte 3			Orizzonte 4			Orizzonte 5			Rifiuto (m)
	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 $\beta=1,15$	
SCPT 1	1,8	8,2	9,4	0,9	12,4	14,3							0,9	30,3	34,8	3,9
SCPT 2	1,8	8,2	9,4	2,7	18,2	20,9	1,5	7,0	8,0	1,8	17,2	19,8	2,1	31,9	36,7	-
SCPT 3	1,5	7,7	8,9	1,2	21,4	24,6							0,6	39,1	45,0	3,6
SCPT 4	2,1	7,1	8,2	2,7	15,2	17,5	1,8	7,5	8,6	1,5	21,5	24,7	1,8	27,4	31,5	-
SCPT 5	1,8	5,0	5,8	6,6	16,5	19,0							1,5	30,7	35,3	-
SCPT 6	2,1	6,1	7,0	2,1	17,6	20,2	1,2	8,1	9,3	1,5	13,4	15,4	3,0	29,0	33,4	-
SCPT 7	1,8	6,4	7,4	2,1	21,7	25,0										4,2
SCPT 8	1,5	6,4	7,4	2,7	20,4	23,5							0,6	28,5	32,8	5,1
SCPT 9	1,5	4,8	5,5	2,1	21,8	25,1										3,9
SCPT 10	1,8	6,3	7,2	2,7	18,2	20,9							0,6	26,6	30,6	5,4
valore medio	1,8	6,6	7,6	2,6	18,3	21,1	1,5	7,5	8,7	1,6	17,4	20,0	1,4	30,4	35,0	4,4
valore normalizzato			8			21			8			18			29	

Tabella n°1

I parametri geotecnici del terreno vengono valutati come caratteristici con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto. 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 veda di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



prova 4 orizzonte 2

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 presunta 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 presunta dei terreni – non sono state nel caso specifico commissionati sondaggi ed analisi di laboratorio – ed elaborate facendo riferimento ai seguenti principali Autori ed all'esperienza dello scrivente.

Peso di volume γ	Peck e Terzaghi
Densità relativa dr	Skempton – Gibbs & Holtz Schultze & Mezembach Bazaara – Terzaghi & Peck
Angolo di attrito interno ϕ	Peck – Hanson & Thorburn - Meyerhoff – Road Bridge Specification - Japanese National Railway – Owasaki & Iwasaki - Sowers – Hatanaka e Ukida
Modulo di elasticità drenato	Bowles – Schmertmann – Buismann - Webb
Modulo di Poisson μ	Yaky
Modulo di taglio Kg/cm ²	Ohsaki & Iwasaki
Modulo di elasticità tangenziale dinamico Kg/cm ²	Imai & Tanuochi
Velocità onde di taglio (m/s)	Imai & Tanuochi

Tabella n°2

Si vedano di seguito i tabulati di elaborazione dei parametri geotecnici.

ORIZZONTE: 1 -3		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt		NOTE
		Peck -Hanson & Thornburn	29,4		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	32,9		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	27,9		<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	SPT =	Road Bridge Specification	26,0		>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	8	Japanese National Railway	29,4		" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
		Owasaki & Iwasaki	27,6		" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	30,2		<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	37,2		>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Bieganousky	55,9		sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Bieganousky	55,8		sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	35,1		pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	201,9		Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	64,0		SABBIA FINE
		Shmertmann	96,0		SABBIA MEDIA
		Shmertmann	160,0		SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	118,2		SABBIA SOTTO FALDA
		D'appolonia et Alii	252,7		GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	460,0		SABBIA SC
		Webb	112,0		SABBIA SATURA
		Webb	41,8		SABBIA ARGILLOSA
		Mezebach e Malcev	66,3		SABBIA FINE
		Mezebach e Malcev	73,7		SABBIA MEDIA
		Mezebach e Malcev	121,7		SABBIA +GHIAIA
		Mezebach e Malcev	132,7		SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	117,3		SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	58,6		SABBIA SATURA
		Bowles	171,3		SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	42,8		SABBIA LIMOSA
		Bowles	75,0		SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	85,7		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	459,0		SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	574,1		SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	592,2		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	186,4		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,347		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	1,90		SATURO

ORIZZONTE: 2		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt		NOTE
		Peck -Hanson & Thornburn	33,1		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	SPT =	INPUT Meyerhof < 5% limo	37,4		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	33,0		<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
		Road Bridge Specification	32,7		>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
		Japanese National Railway	33,3		" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
		Owasaki & Iwasaki	35,5		" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	33,9		<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	45,6		>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Bieganousky	71,8		sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Bieganousky	71,5		sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	56,9		pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	327,1		Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	168,0		SABBIA FINE
		Shmertmann	252,0		SABBIA MEDIA
		Shmertmann	420,0		SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	186,7		SABBIA SOTTO FALDA
		D'appolonia et Alii	352,9		GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	598,2		SABBIA SC
		Webb	175,3		SABBIA SAT URA
		Webb	83,6		SABBIA ARGILLOSA
		Mezebach e Malcev	112,3		SABBIA FINE
		Mezebach e Malcev	131,7		SABBIA MEDIA
		Mezebach e Malcev	257,7		SABBIA +GHIAIA
		Mezebach e Malcev	286,6		SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	183,5		SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	91,8		SABBIA SAT URA
		Bowles	330,4		SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	82,6		SABBIA LIMOSA
		Bowles	117,5		SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	165,2		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	1137,1		SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	1195,4		SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	1141,5		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	252,3		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,313		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	2,00		SATURO

ORIZZONTE: 4		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt		NOTE
		Peck -Hanson & Thornburn	32,2		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	36,5		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	32,0		<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
		Road Bridge Specification	31,4		>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	SPT =	Japanese National Railway	32,4		" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	18	Owasaki & Iwasaki	34,0		" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	33,0		<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	44,2		>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Bieganousky	68,6		sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Bieganousky	68,3		sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	52,7		pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	302,8		Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	144,0		SABBIA FINE
		Shmertmann	216,0		SABBIA MEDIA
		Shmertmann	360,0		SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	170,9		SABBIA SOTTO O FALDA
		D'appolonia et Alii	329,8		GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	566,3		SABBIA SC
		Webb	160,7		SABBIA SAT URA
		Webb	74,0		SABBIA ARGILLOSA
		Mezebach e Malcev	101,7		SABBIA FINE
		Mezebach e Malcev	118,3		SABBIA MEDIA
		Mezebach e Malcev	226,3		SABBIA +GHIAIA
		Mezebach e Malcev	251,1		SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	168,3		SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	84,1		SABBIA SAT URA
		Bowles	293,7		SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	73,4		SABBIA LIMOSA
		Bowles	107,7		SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	146,8		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	983,7		SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	1063,2		SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	1027,9		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	240,4		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,320		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	1,98		SATURO

ORIZZONTE: 5		CONDIZIONI DRENATE			
		ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt		NOTE
		Peck -Hanson & Thornburn	35,3		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	INPUT	Meyerhof < 5% limo	39,4		<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
		Meyerhof > 5% limo	35,2		<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
		Road Bridge Specification	35,9		>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
	SPT =	Japanese National Railway	35,7		" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
		Owasaki & Iwasaki	39,1		" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
		Sowers	36,1		<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
		De Mello	48,4		>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
		DENSITA' RELATIVA (%)			
		Marcuson & Bieganousky	79,8		sabbie normalconsolidate
		Marcuson & Bieganousky	79,4		sabbie sovraconsolidate
		Bazaara (1967)	66,9		pressione efficace >= 0.732Kg/cm ²
		MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)			
		Tornaghi et Alii	384,4		Inattendibile per SPT bassi o alti
		Shmertmann	232,0		SABBIA FINE
		Shmertmann	348,0		SABBIA MEDIA
		Shmertmann	580,0		SABBIA GROSSOLANA
		Schultze-Mezebach	228,8		SABBIA SOTTO FALDA
		D'appolonia et Alii	414,6		GHIAIA +SABBIA
		D'appolonia et Alii	683,3		SABBIA SC
		Webb	214,2		SABBIA SATURA
		Webb	109,4		SABBIA ARGILLOSA
		Mezabach e Malcev	140,7		SABBIA FINE
		Mezabach e Malcev	167,3		SABBIA MEDIA
		Mezabach e Malcev	341,3		SABBIA +GHIAIA
		Mezabach e Malcev	381,4		SABBIA GHIAIOSA
		Bowles	224,3		SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
		Bowles	112,2		SABBIA SATURA
		Bowles	428,3		SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
		Bowles	107,1		SABBIA LIMOSA
		Bowles	143,6		SABBIA ARGILLOSA
		Bowles per N<=15	214,1		
		MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)			
		Ohsaki & Iwasaki	1540,2		SABBIE PULITE
		Ohsaki & Iwasaki	1527,7		SABBIE CON FINE PLASTICO
		MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)			
		Imai & Tanuochi 1982	1421,7		
		VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)			
		Imai & Tanuochi 1982	279,2		
		COEFFICIENTE di POISSON			
		Jaky 1942	0,298		
		PESO DI VOLUME			
		Terzaghi e Peck	2,05		SATURO

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

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1- Orizzonte superficiale, poco/moderatamente addensato di spessore 1,5-2 metri

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,80
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,90
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,36
Numero di colpi corr. SPT	N_{ck}	-	8
Densità relativa	dr_k	%	35

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	28
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	80

-2- Orizzonte successivo, mediamente addensato esteso almeno sino a 4,2 m di profondità

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,90
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	2,00
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,31
Numero di colpi corr.SPT	N_{ck}	-	21
Densità relativa	dr_k	%	60

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	33
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	260

-3- Orizzonte successivo , poco/moderatamente addensato di spessore 1,2-1,8 metri, non sempre presente

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,80
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,90
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,36
Numero di colpi corr. SPT	N_{ck}	-	8
Densità relativa	dr_k	%	35

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	28
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	80

-4- Orizzonte successivo, non sempre presente , mediamente addensato

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,88
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	1,98
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,32
Numero di colpi corr. SPT	N_{ck}	-	18
Densità relativa	dr_k	%	50

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	gradi	32
coesione	c'_k	Kg/cm ²	0
Modulo di elasticità drenato	E'_k	Kg/cm ²	250

-5- Orizzonte profondo addensato

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	γ_w	t/m ³	1,95
Peso di volume saturo	γ_{sat}	t/m ³	2,05
Modulo di Poisson	μ_k	-	0,31
Numero di colpi corr. SPT	N_{ck}	-	29
Densità relativa	dr_k	%	70

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

1.2 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

1.2.1 Calcolo della portanza

Considerato il modello litotecnico precedentemente descritto risulta consigliabile escludere di affidare carichi anche modesti all'orizzonte superficiale presumibilmente di alterazione/rimaneggiato che risulta avere resistenze basse. Prevedendosi fondazioni a plinto esse dovranno interessare i terreni corrispondenti all'orizzonte litotecnico -2-, consigliando una quota imposta delle fondazioni a profondità di 2 metri oltre 10 cm di magrone in modo di sfruttare le migliori caratteristiche geotecniche entro lo spessore dell'orizzonte -2- di medio grado di addensamento.

In tale ipotesi viene calcolata la portanza del terreno allo Stato Limite Ultimo, applicando la formula proposta da Brinch Hansen elaborata avvalendosi del Programma QSB2 WIN di Programgeo di Carpenedolo (BS).

La formula proposta da Brinch Hansen deriva da quella di Meyerhoff differendo per i fattori correttivi di forma, approfondimento, inclinazione dei carichi, e per

il fattore di portanza N_y e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazioni su pendio o con base ruotata.

Ha la seguente espressione per $\Phi > 0$: $Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y$
E per $\Phi = 0$ $Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1+s_c+d_c-i_c-b_c-g_c) + y_1 \times D$.

La variante modificata della formula di Brinch Hansen differisce dall'originale per una diversa definizione del fattore N_y e del fattore di forma s_q . In cui:

N_c, N_q, N_y = fattori adimensionali di portanza. $N_q = \exp[\text{PixTg}(\Phi)] \times \text{Tg}^2(45+\Phi/2)$; $N_c = (N_q-1) \times \text{Cotg}(\Phi)$; $N_y = 1,5 \times (N_q-1) \times \text{Tg}(\Phi)$; s_c, s_q, s_y = fattori di forma dati da: $s_c = 0.2 \times B/L$ per $\Phi = 0$; $s_c = 1 + (N_q/N_c) \times (B/L)$ per $\Phi > 0$; $s_q = 1 + 0,1 \times \text{tg}(\Phi) \times (B/L)$; $s_y = 1 - 0,4 \times (B/L)$

d_c, d_q, d_y = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da: $d_c = 0.4 \times K$ per $\Phi = 0$; dove $K = D/B$ per $D/B \leq 1$ e $K = \arctang(D/B)$ per $D/B > 1$; $d_c = 1 + 0.4 \times k$; $d_q = 1 + 2 \times \text{tg}(\Phi) \times [1 - \text{sen}(\Phi)]^2 \times K$; $d_y = 1$; i_c, i_q, i_y = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da: $i_c = 0.5 - 0.5 \times \text{srq}[1-H/(A \times c)]$ per $\Phi = 0$; $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q-1)$ per $\Phi > 0$; $i_q = [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5$; $i_y = [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5$ per $b^\circ = 0$; $i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \text{cotg}(\Phi))]^5$ per $b^\circ > 0$ dove H = componente longitudinale del carico; V = componente assiale del carico; b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale; A = area effettiva della fondazione; b_c, b_q, b_y = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da: $b_c = b^\circ/147$ per $\Phi = 0$; $b_c = 1 - b^\circ/147$ per $\Phi > 0$; $b_q = \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)]$; $b_y = \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \text{tg}(\Phi)]$.

Nel caso di fondazione a platea il programma di calcolo applica la correzione di Bowles. A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D = 4 \times B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata. Tutte le equazioni per il calcolo della capacità portante inoltre si basano sul presupposto che il terreno di fondazione abbia un comportamento descrivibile dalla legge di Coulomb: $T = c + P_{ef} \times \text{tg}(\Phi)$;

in cui: T =resistenza al taglio del terreno; P_{ef} =pressione efficace del terreno.

I dati sperimentali confermano che il campo di validità della (74) è limitato all'intervallo di Q_{lim} . che va da 0 a 4.5 kg/cmq circa. Oltre i 4.5 kg/cmq la

relazione sforzi - resistenza al taglio non è più di tipo lineare, ma assume una forma più complessa. L'uso delle formule per il calcolo della portanza fuori dal campo di validità conduce a valori della Q_{lim} sovrastimati.

Terzaghi (1943) ha proposto una correzione da applicare ai parametri coesione e angolo d'attrito del terreno, nei casi in cui risulti dal calcolo una $Q_{lim} > 4.5$ kg/cmq, per tener conto della non linearità della relazione sforzi - resistenza al taglio. In pratica ha suggerito di utilizzare nel calcolo valori ridotti di Φ e c , calcolati 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 dove è prevedibile una rottura del terreno di tipo locale. Nella pratica per distinguere fra terreni con rottura di tipo locale e generale si può utilizzare il seguente criterio:

a) rottura di tipo locale: probabile nei terreni che abbiano una densità relativa ($Dr\%$) inferiore a 20 e/o una coesione (c) minore di 0.25 kg/cmq; in questo caso si consiglia di procedere al calcolo della Q_{lim} adottando i valori ridotti di c e Φ : $c' = (2/3) \times c$; $\Phi' = \text{atang}[(2/3) \times \Phi]$;

b) rottura di tipo generale: probabile nei terreni che abbiano una $Dr\% \geq 70$ e/o una coesione maggiore o uguale a 1 kg/cmq; in questo caso nel calcolo vanno impiegati i valori reali di c e Φ ;

c) rottura di tipo intermedio: probabile nei terreni con $Dr\% \geq 20$ e < 70 e/o con una $c \geq 0.25$ kg/cmq e $c < 1$ kg/cmq; in questo caso si procede a interpolazione fra i valori ridotti c' e Φ' e quelli reali c e Φ .

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 $z_q = 1, z_c = 1, z_\gamma = (1 - Khk / \text{tg} \varnothing)^{0.35}$

ove Khk = 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.

1.2.2 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 a g, F°, 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, in prima ipotesi per una a plinto di lato 3m :

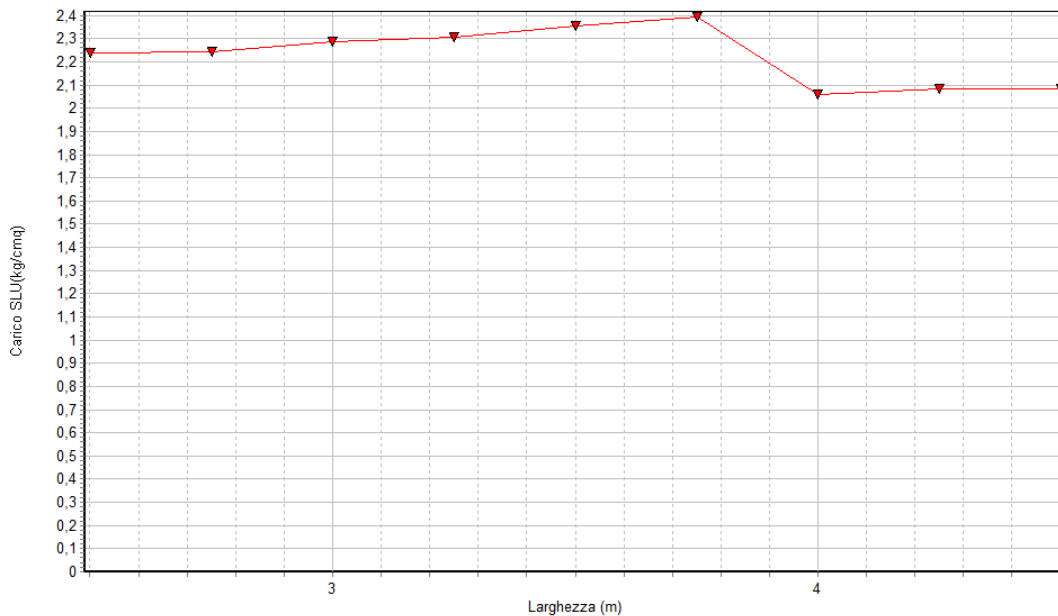
Carico limite condizione fondamentale SLU: 2,29 kg/cm²

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

Fondazione a pilnto

Larghezza della fondazione (m):					3
Lunghezza della fondazione (m):					3
Altezza della fondazione minima(m):					1
Profondità di posa (m):					2,1
Metodo di calcolo:					Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc:	1,54	Sq:		Fattori di forma	
				Sy:	0,6
Dc:	1,13	Dq:	1,53	Fattori di profondità	
				Dy:	1
Ic:	1	Iq:	1,1	Fattori inclinazione carico da sisma	
				Iy:	1
Gc:	1	Gq:	1	Fattori inclinazione pendio	
				Gy:	1
Bc:	1	Bq:	1	Fattori inclinazione base	
				By:	1
Zc:	1	Zq:	1	Fattori correttivi per gli effetti cinematicidel sisma	
				Zy:	1
				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/cm ²):	2,29
				Profondità del cuneo efficace (m):	2,76

Per geometria (lato minore) della fondazione variabile si faccia riferimento al seguente grafico: la portanza diminuisce oltre una certa dimensione della fondazione poiché risulta essere interessato dal bulbo di rottura anche l'orizzonte meno addensato.



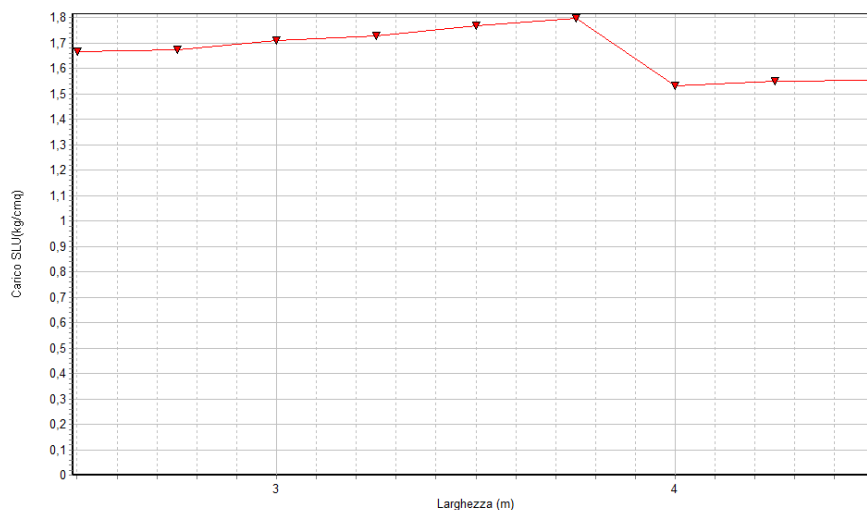
Calcolato il seguente spettro di progetto della componente orizzontale, posto analogamente all'ampliamento del vicino capannone OMT il fattore di comportamento pari a $q=1,5$ ed il periodo di vibrazione $T1=1,1$ s comunicatomi dallo strutturista (per valori diversi la portanza potrebbe cambiare) - Si ottiene in condizione sismica:

Carico limite condizione sismica SLV : 1,71 kg/cm²

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

Larghezza della fondazione (m):			3
Lunghezza della fondazione (m):			3
Altezza della fondazione minima(m):			1
Profondità di posa (m):			2,1
Metodo di calcolo:		Brinch Hansen stato limite ultimo	
SC:	1,54	Fattori di forma	Sy: 0,72
		1,41	
DC:	1,13	Fattori di profondità	Dy: 1
		1,1	
IC:	0,75	Fattori inclinazione carico da sisma	Iy: 0,7
		0,77	
GC:	1	Fattori inclinazione pendio	Gy: 1
		1	
BC:	1	Fattori inclinazione base	By: 1
		1	
ZC:	1	Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma	Zy: 0,98
		1	
		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):	1,71
		Profondità del cuneo efficace (m):	2,76
		Accelerazione sismica orizzontale:	0,155

Per geometria (lato minore) della fondazione variabile si faccia riferimento al seguente grafico



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);

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

1.2.3 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. Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ($\phi > 0$), 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	$\delta = \phi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \phi$

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:
$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg\delta}{k_{hi}}$$

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni coerenti($\phi=0$), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue: $S = Ac_u$ dove c_u è la coesione

non drenata dello strati 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.

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

Si è ottenuto:

Coeff. di sicurezza per verifica allo slittamento: 6,49

Riassunto verifica allo scorrimento		
Secondo NTC2018 App.II Combinazione delle azioni: sismica		
Fondazione gettata in opera a plinto		
Larghezza della fondazione (m):		3
Lunghezza della fondazione (m):		3
Altezza della fondazione minima (m):		1
Profondità di posa (m):		2,1
	AZIONI SULLA FONDAZIONE	
Fattore di sicurezza di Legge:		1,1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (k_{hi}):		0,1
	RISULTATO	
Fattore di sicurezza allo scorrimento:		6,49

In questo caso la geometria della fondazione risulta pressochè influente.

Quindi esso risulta verificato.

1.2.4 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 non essendo stati commissionate campionature indisturbate del 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.

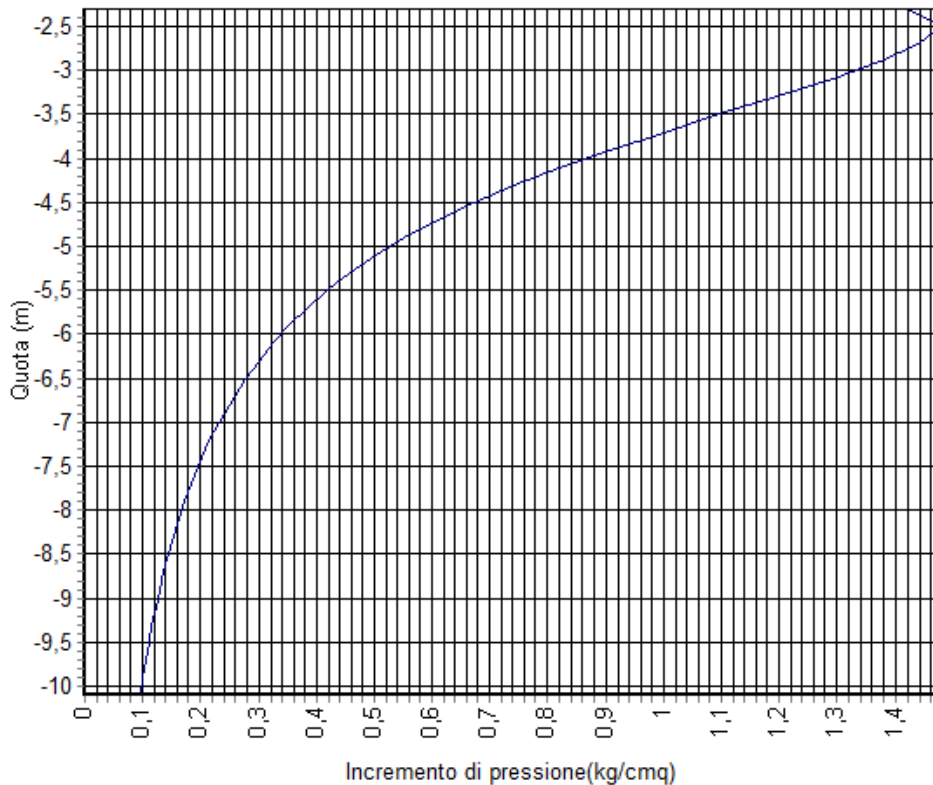
In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$pz = [Q/(4 \times \text{Pi})] \times (m1 + m2);$$

in cui: $m1 = [2 \times M \times N \times \text{sqr}(V) \times (V+1)]/[(V+V1) \times V]$; $m2 = \text{atang}[2 \times M \times N \times \text{sqr}(V)/(V1-V)]$ dove: $M = B/z$; $N = L/z$; $V = M^2 + N^2 + 1$; $V1 = (M \times N)^2$; $\text{Pi} = \text{Pi Greco}$.

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, in prima ipotesi una pressione media netta pari a $1,5 \text{ kg/cm}^2$, si ottiene il seguente bulbo di diffusione delle tensioni nel sottosuolo.



Bulbo di diffusione delle tensioni indotte dalle fondazioni

Risultando i seguenti cedimenti per la fondazione A PLINTO RIGIDA di lato 3 metri:

cedimento : 1,75 cm

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

Larghezza della fondazione (m):	3
Lunghezza della fondazione (m):	3
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	1,5

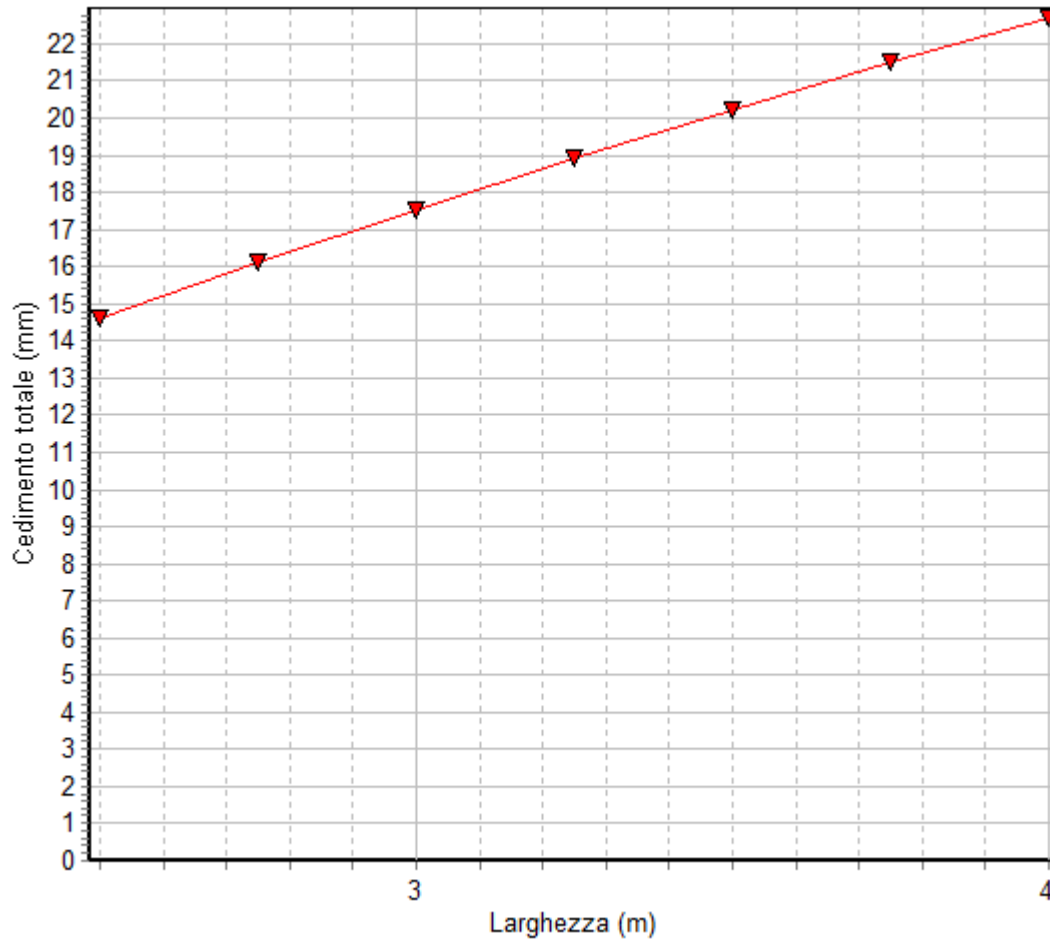
Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	Teoria dell'elasticità
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	n.c.

Cedimento immediato (mm):	Punto centrale
	17,5

Fondazione rigida o flessibile:	Fondazione rigida
---------------------------------	-------------------

NOTA: si tenga presente che il cedimento è sensibilmente determinato dall'orizzonte poco/moderatamente addensato ove presente; pertanto un approfondimento delle fondazioni oltre i 2,1 m ne determinerebbe un incremento e così pure in corrispondenza delle fondazioni ove tale orizzonte non risulta presente può essere inferiore.

Per geometria(lato minore) della fondazione variabile si faccia riferimento al seguente grafico



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

$$E_d \leq C_d$$

Ove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni.

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

fondazionale.

1.2.5 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 $f_c = 0.025 / \text{cedimento della fondazione}$

E 'stato ottenuto il seguente risultato per la fondazione a plinto quadrato di lato 3 m::

Coefficiente di sottofondo statico $K = 2,67 \text{ kg/cm}^3$

Modulo di reazione del terreno di fondazione

Fondazione a plinto

Larghezza della fondazione (m):

3

Lunghezza della fondazione (m):

3

Cedimento del terreno di fondazione (cm):

1,7

Carico applicato sulla fondazione (kg/cm²):

1,5

RISULTATI

Metodo di calcolo utilizzato:

Metodo di Bowles

Modulo di reazione (kg/cm³):

2,64

Indice

1.0 relazione geotecnica	pag. 1
1.1 modello geotecnico	pag. 1
1.2 condizioni di fondazione	pag. 10
1.2.1 calcolo della portanza	pag. 10
1.2.2. Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limiti ultimi (SLU e SLV)	pag. 13
1.2.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)	pag. 16
1.2.4 Verifiche di sicurezza agli stati limiti di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti	pag. 17
1.2.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo	pag. 21