

STUDIO GEOPLAN

Via C. Rota, 39
20900 Monza (MB)
Tel. 039/832781
e-mail: info@studio-geoplan.it
PEC: studlogeoplan@pec.studio-geoplan.it

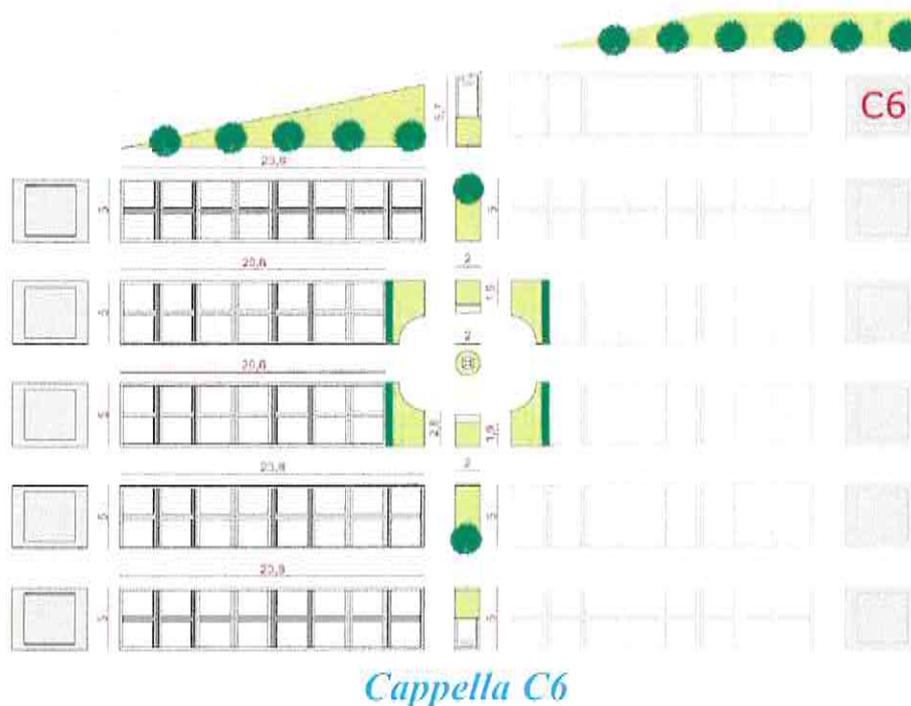
Rapp. 3366C6R17

COMUNE DI MONZA

Settore Attuazione Piano dei Servizi,
Manutenzione Edifici e Impianti Sportivi

RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del D.M. 14.01.08

Progetto di nuova Cappella
Cimitero Maggiore Campo n. 56



Cappella C6

Monza, 20 giugno 2017

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	3
B.2.2	<i>SISMA</i>	4
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI</i>	5
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione</i>	5
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	5
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen</i>	6
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti</i>	9
B.4	PRESCRIZIONI OPERATIVE.....	11

ALLEGATI

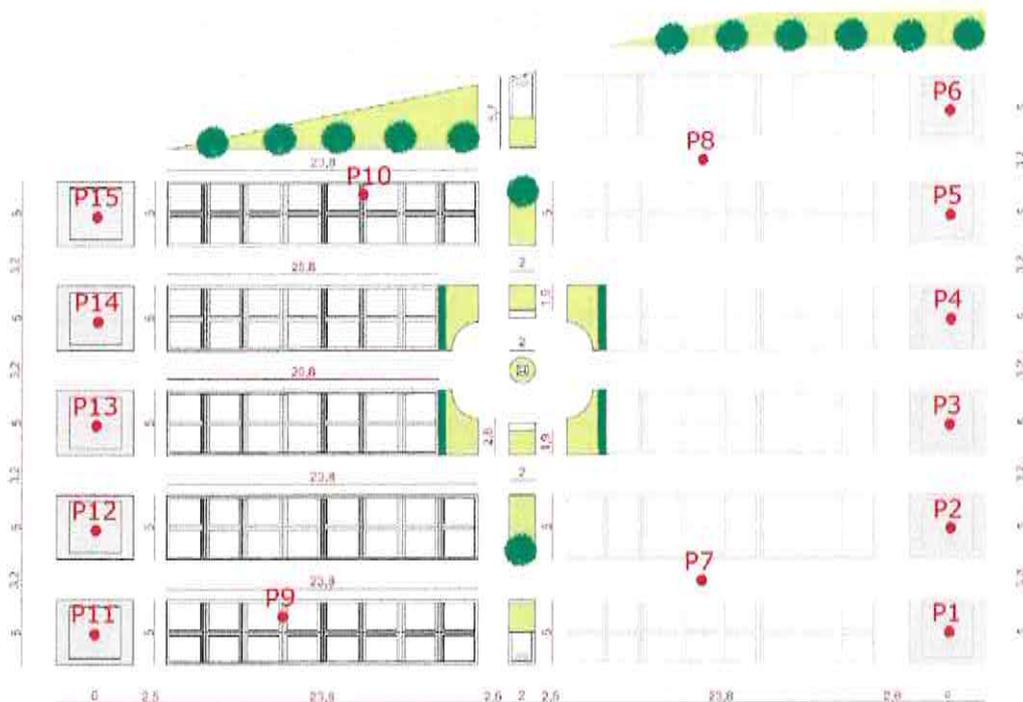
Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrate, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed arce destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P6, svolta in corrispondenza della cappella n. 6.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- Rd** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
- Ed** valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

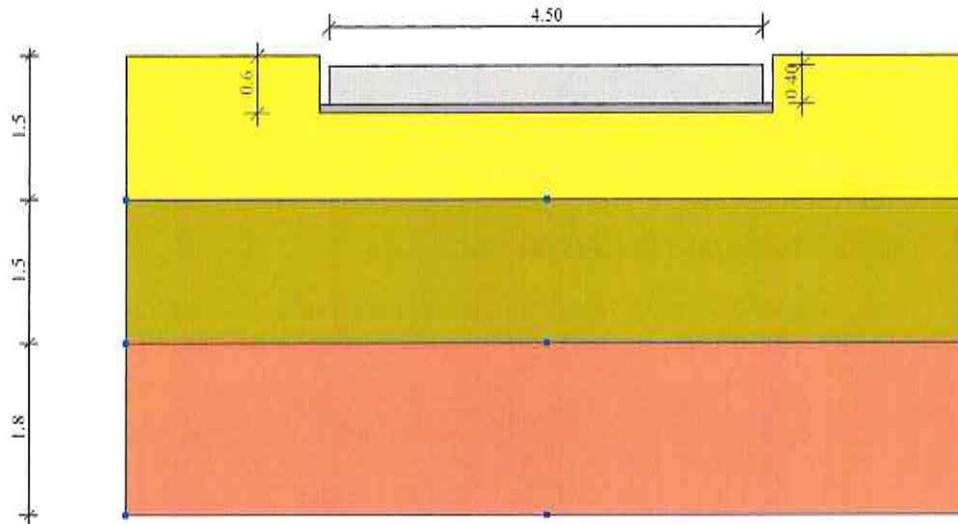
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [K _{hk}]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [K _{hi}]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1.5	16.0	19.0	26.4	0.0	0.0	5600.0	8100.0	0.36
1.5	17.0	20.0	29.7	0.0	0.0	9200.0	0.0	0.34
1.8	19.0	22.0	35.6	0.0	0.0	39000.0	0.0	0.29

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N di [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 6860 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.37
Fattore [Nc]	22.91
Fattore [Ng]	11.29
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	420.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	420.43 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.56
Fattore [Nc]	16.51
Fattore [Ng]	5.21
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.33
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	207.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	115.1 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7.56
Fattore [Nc]	16.51
Fattore [Ng]	5.21
Fattore forma [Sc]	1.38
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.33
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	171.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	95.28 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.37
Fattore [Nc]	22.91
Fattore [Ng]	11.29
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	420.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	420.43 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.37
Fattore [Nc]	22.91
Fattore [Ng]	11.29
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	420.43 kN/m ²
Resistenza di progetto	420.43 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	13.66667
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.044
Cedimento	2.91 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	13.66667
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.044
Cedimento	4.41 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvio-glaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.L.L. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr.geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

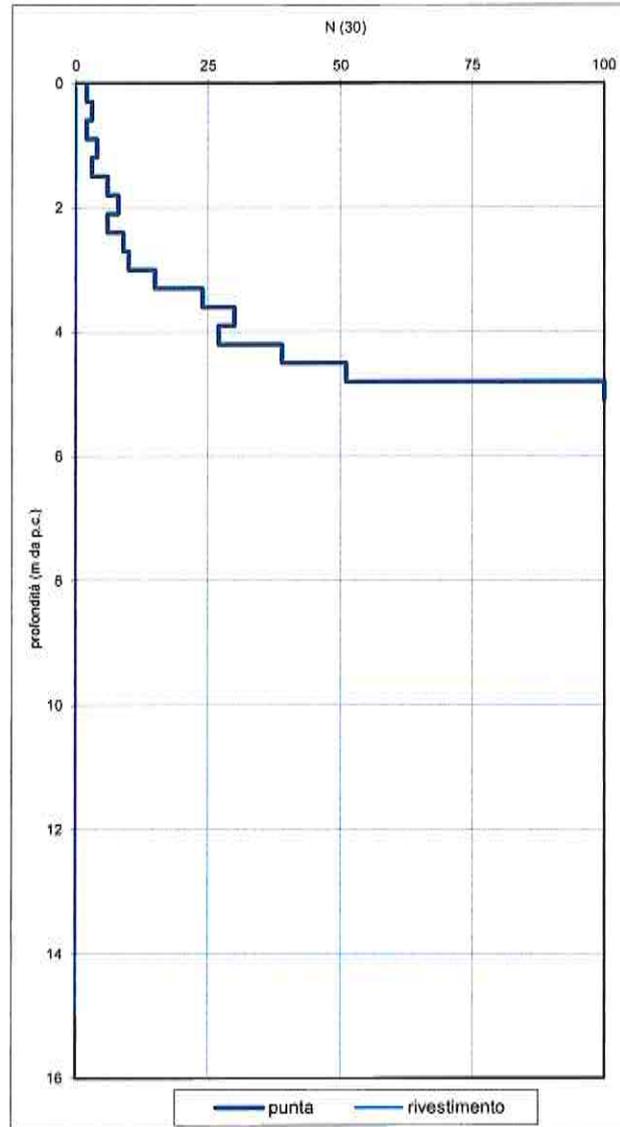
Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.Numero prova: **6**Data esecuzione: **15.05.2017**Rapporto: **3366R17**

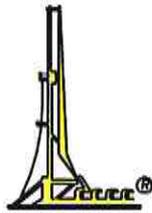
Quota: m da p.c.

Committente: **Comune di Monza**Cantiere: **Monza - Cimitero, campo 56**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	2	
0,60	3	
0,90	2	
1,20	4	
1,50	3	
1,80	6	
2,10	8	
2,40	6	
2,70	9	
3,00	10	
3,30	15	
3,60	24	
3,90	30	
4,20	27	
4,50	39	
4,80	51	
5,10	100	
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m



STUDIO GEOPLAN

Via C. Rota, 39
20900 Monza (MB)
Tel. 039/832781
e-mail: info@studio-geoplan.it
PEC: studiogeoplan@pec.studio-geoplan.it

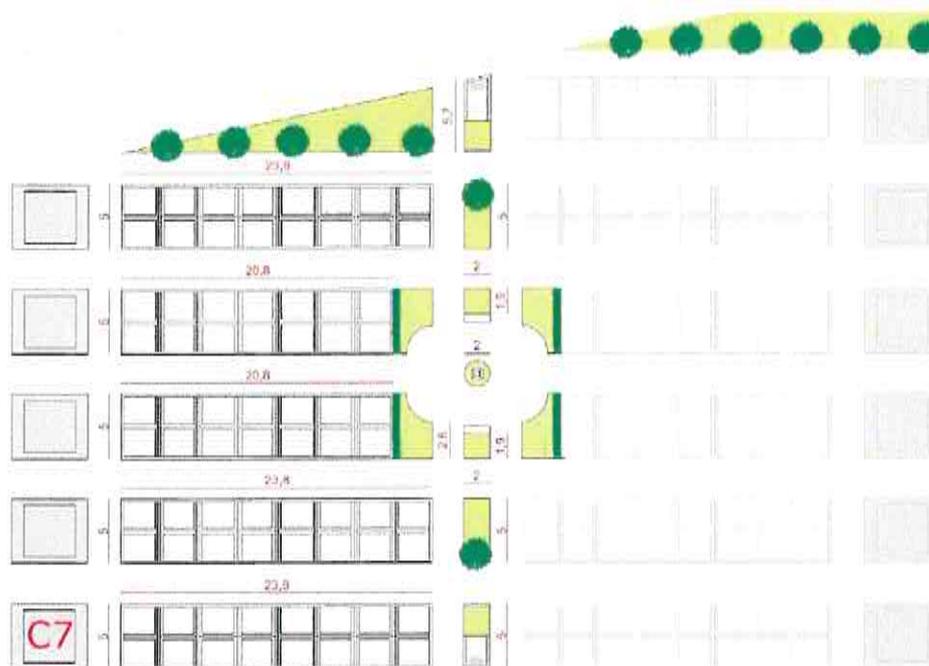
Rapp. 3366C7R17

COMUNE DI MONZA

Settore Attuazione Piano dei Servizi,
Manutenzione Edifici e Impianti Sportivi

RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del D.M. 14.01.08

*Progetto di nuova Cappella
Cimitero Maggiore Campo n. 56*



Cappella C7

Monza, 20 giugno 2017

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	<i>3</i>
B.2.2	<i>SISMA.....</i>	<i>4</i>
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI</i>	<i>5</i>
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione.....</i>	<i>5</i>
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	<i>5</i>
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen.....</i>	<i>6</i>
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti.....</i>	<i>10</i>

ALLEGATI

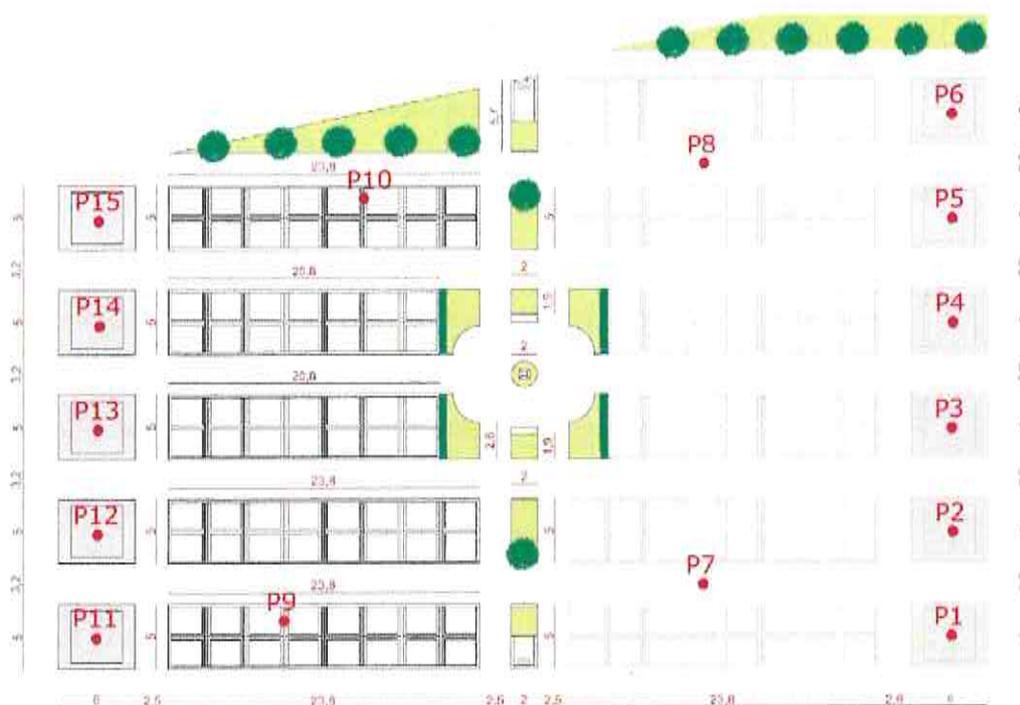
Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrate, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed aree destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P11, svolta in corrispondenza della cappella n. 7.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- R_d** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
- E_d** valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

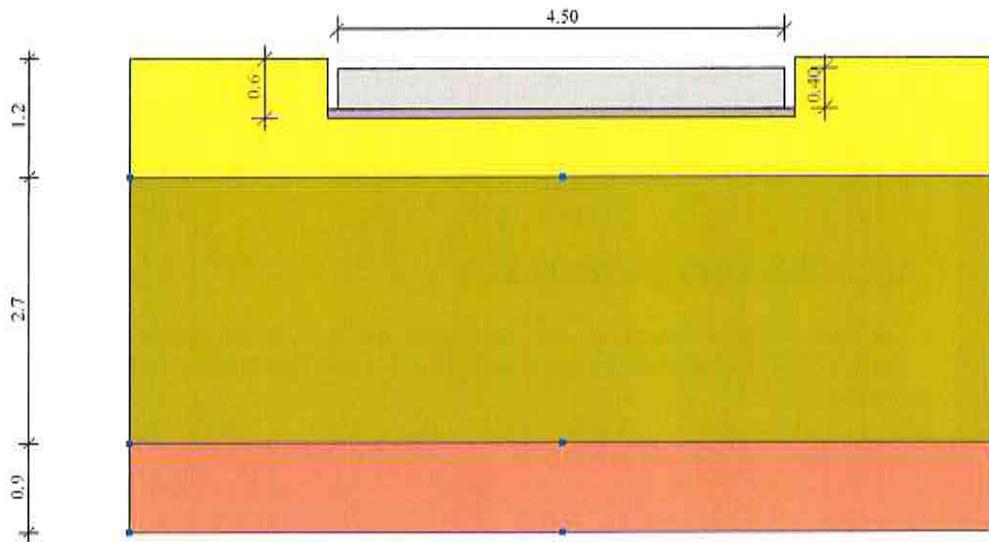
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1.2	16.5	19.5	28.8	0.0	0.0	7300.0	10600.0	0.34
2.7	19.0	22.0	34.2	0.0	0.0	33000.0	0.0	0.3
0.9	19.0	22.0	38.0	0.0	0.0	50000.0	0.0	0.28

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 9595 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE**A1+M1+R1**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.35
Fattore [Nc]	18.98
Fattore [Ng]	7.34
Fattore forma [Sc]	1.41
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0

Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	291.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	162.04 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.35
Fattore [Nc]	18.98
Fattore [Ng]	7.34
Fattore forma [Sc]	1.41
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	239.89 kN/m ²
Resistenza di progetto	133.27 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
<hr/>	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
<hr/>	
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
<hr/>	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
<hr/>	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	25.5
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.018
Cedimento	1.21 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	25.5
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.018
Cedimento	1.82 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvio-glaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

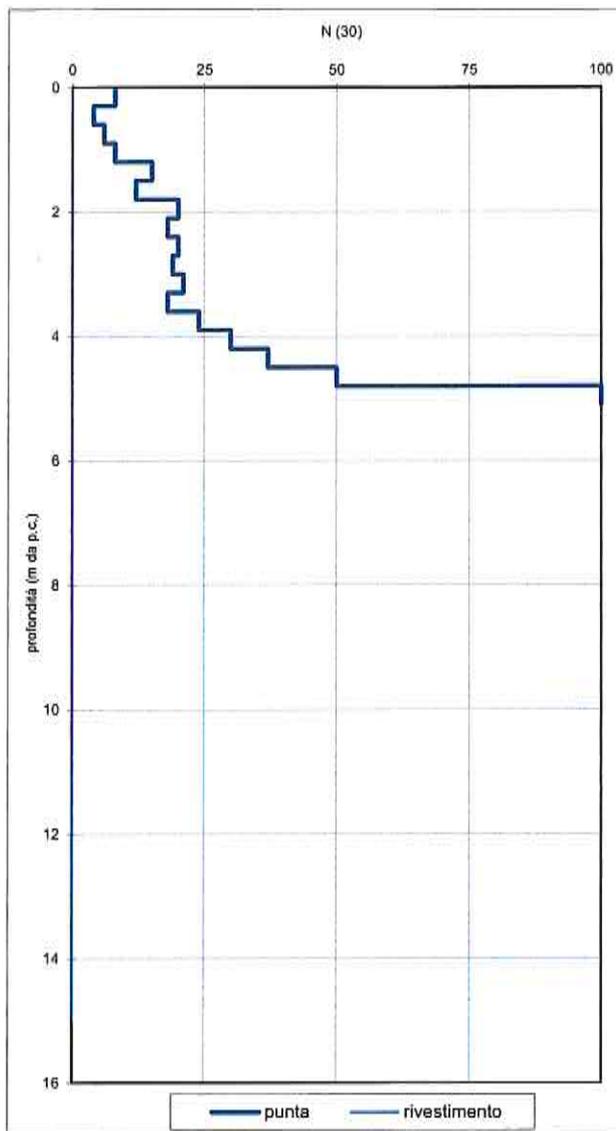
- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.LL. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr. geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

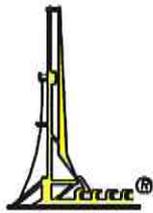
Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.Numero prova: **11**Data esecuzione: **15.05.2017**Rapporto: **3366R17**Quota: **m da p.c.**Committente: **Comune di Monza**Cantiere: **Monza - Cimitero, campo 56**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	8	
0,60	4	
0,90	6	
1,20	8	
1,50	15	
1,80	12	
2,10	20	
2,40	18	
2,70	20	
3,00	19	
3,30	21	
3,60	18	
3,90	24	
4,20	30	
4,50	37	
4,80	50	
5,10	100	
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m



STUDIO GEOPLAN

Via C. Rota, 39
20900 Monza (MB)
Tel. 039/832781
e-mail: info@studio-geoplan.it
PEC: studiogeoplan@pec.studio-geoplan.it

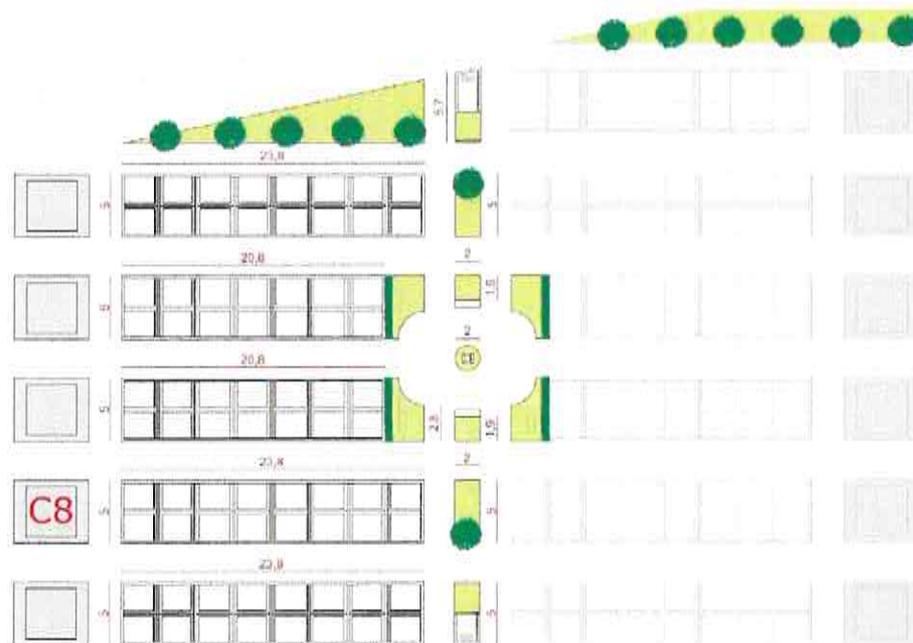
Rapp. 3366C8R17

COMUNE DI MONZA

Settore Attuazione Piano dei Servizi,
Manutenzione Edifici e Impianti Sportivi

RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del D.M. 14.01.08

Progetto di nuova Cappella
Cimitero Maggiore Campo n. 56



Cappella C8

Monza, 20 giugno 2017

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	3
B.2.2	<i>SISMA</i>	4
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI</i>	5
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione</i>	5
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	5
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen</i>	6
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti</i>	10
B.4	PRESCRIZIONI OPERATIVE.....	11

ALLEGATI

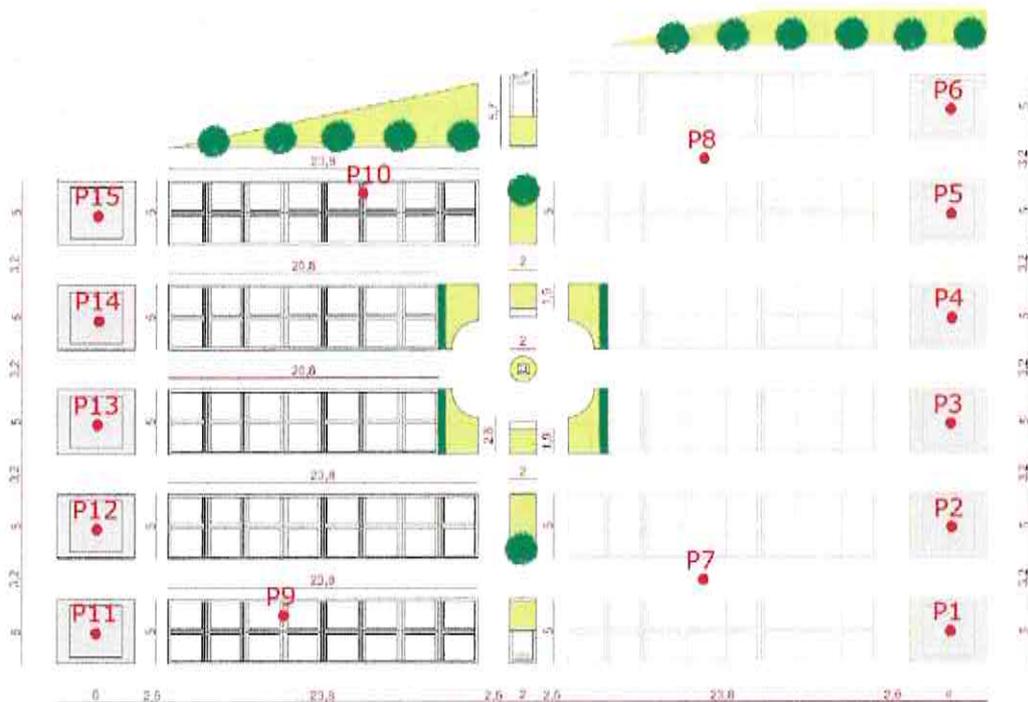
Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrate, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed aree destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P12, svolta in corrispondenza della cappella n. 8.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- Rd** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
- Ed** valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

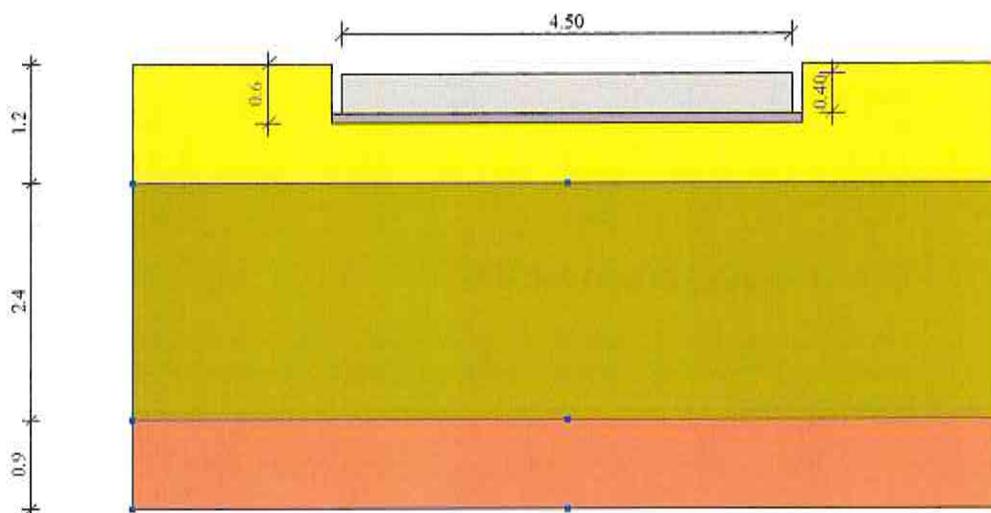
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [K _{hk}]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [K _{hi}]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1.2	16.5	19.5	28.8	0.0	0.0	7300.0	10600.0	0.34
2.4	19.0	22.0	34.5	0.0	0.0	34000.0	0.0	0.3
0.9	19.0	22.0	39.0	0.0	0.0	50000.0	0.0	0.27

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N di [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 9595 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE**A1+M1+R1**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.35
Fattore [Nc]	18.98
Fattore [Ng]	7.34
Fattore forma [Sc]	1.41
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	291.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	162.04 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9.35
Fattore [Nc]	18.98
Fattore [Ng]	7.34
Fattore forma [Sc]	1.41
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	239.89 kN/m ²
Resistenza di progetto	133.27 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0

Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.08
Fattore [Nc]	27.43
Fattore [Ng]	16.58
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.44
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	620.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	620.96 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{1}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	25
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.019
Cedimento	1.18 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	25
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.019
Cedimento	1.77 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvioglaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.L.L. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr.geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.

Numero prova: 12

Data esecuzione: 15.05.2017

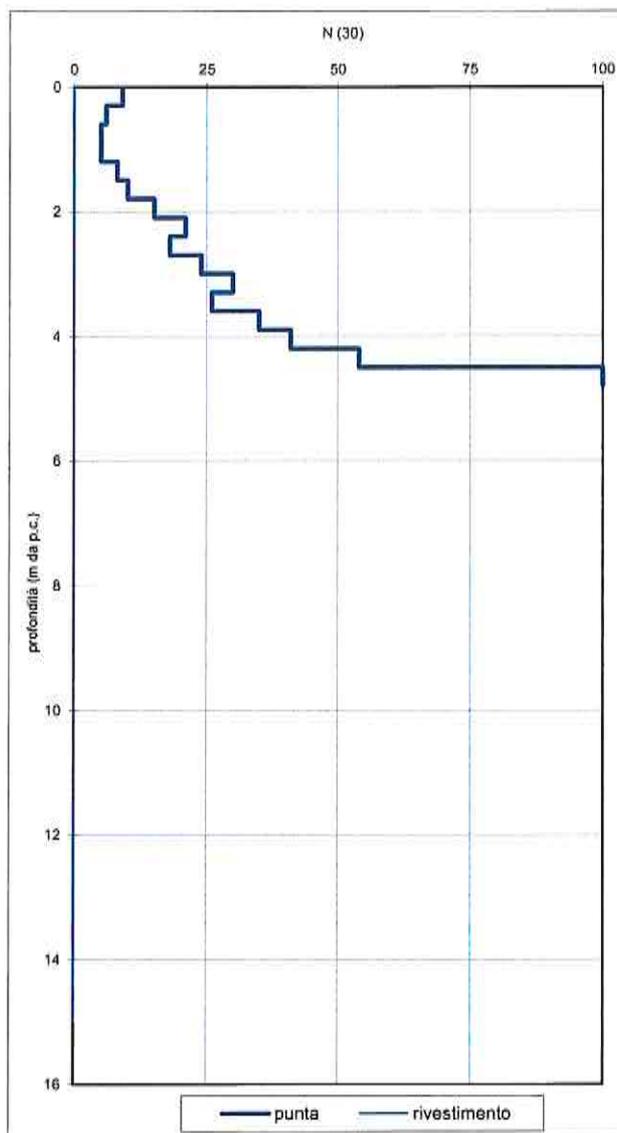
Rapporto: 3366R17

Quota: m da p.c.

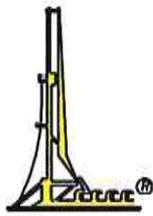
Committente: Comune di Monza

Cantiere: Monza - Cimitero, campo 56

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	9	
0,60	6	
0,90	5	
1,20	5	
1,50	8	
1,80	10	
2,10	15	
2,40	21	
2,70	18	
3,00	24	
3,30	30	
3,60	26	
3,90	35	
4,20	41	
4,50	54	
4,80	100	
5,10		
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m



STUDIO GEOPLAN

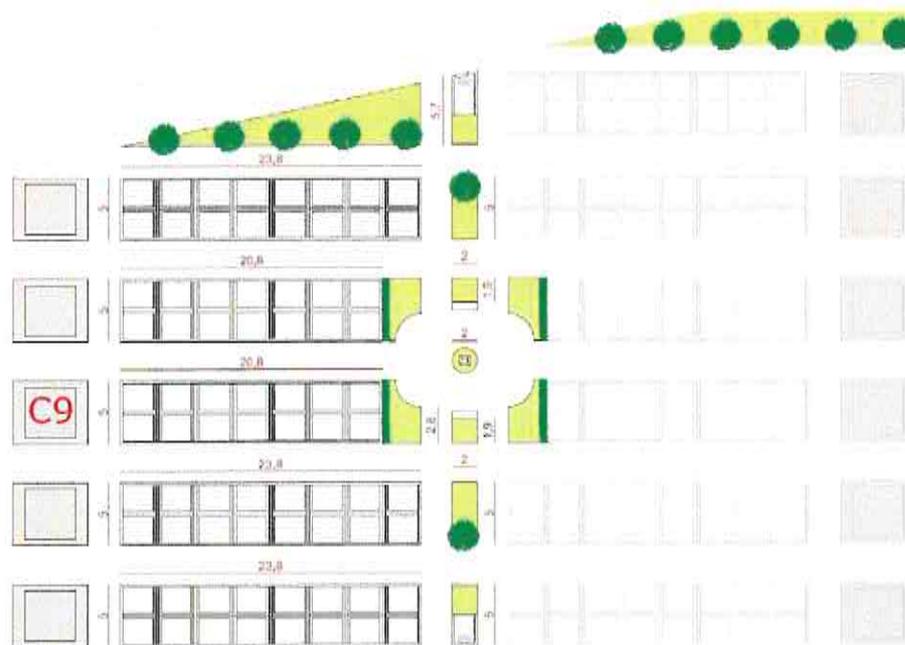
Via C. Rota, 39
20900 Monza (MB)
Tel. 039/832781
e-mail: info@studio-geoplan.it
PEC: studiogeoplan@pec.studio-geoplan.it

Rapp. 3366C9R17

COMUNE DI MONZA
Settore Attuazione Piano dei Servizi,
Manutenzione Edifici e Impianti Sportivi

RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del D.M. 14.01.08

*Progetto di nuova Cappella
Cimitero Maggiore Campo n. 56*



Cappella C9

Monza, 20 giugno 2017

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	3
B.2.2	<i>SISMA</i>	4
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI</i>	5
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione</i>	5
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	5
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen</i>	6
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti</i>	9
B.4	PRESCRIZIONI OPERATIVE.....	11

ALLEGATI

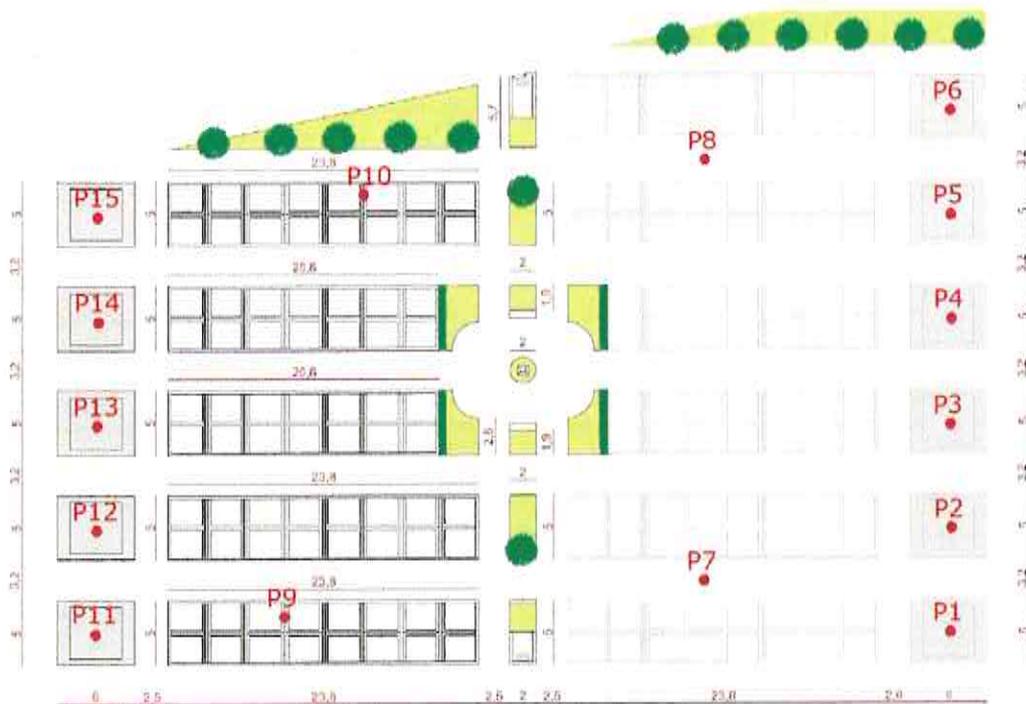
Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrate, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed aree destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P13, svolta in corrispondenza della cappella n. 9.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- Rd** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
Ed valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

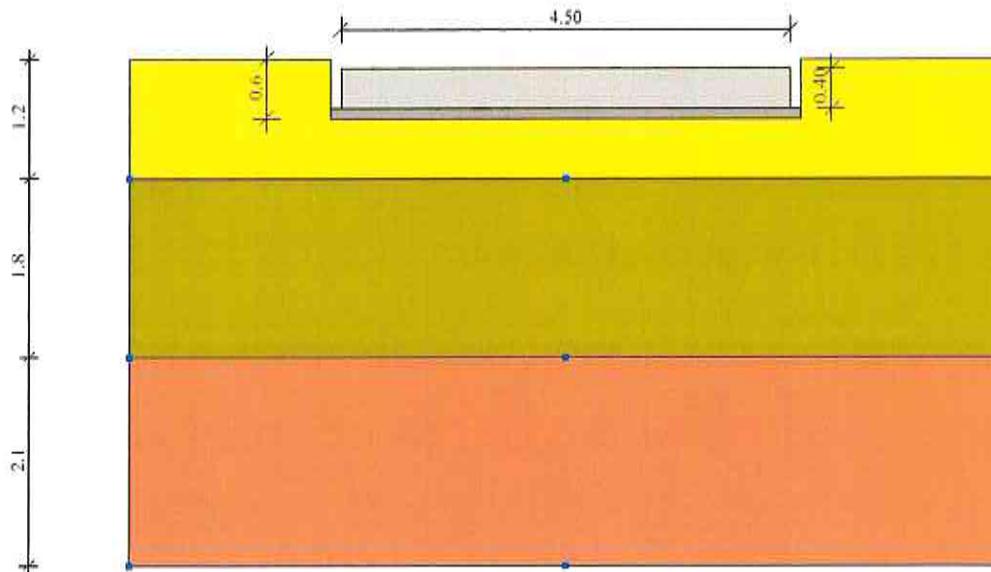
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nel confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1.2	16.5	19.5	28.3	0.0	0.0	7000.0	10000.0	0.34
1.8	18.5	21.5	33.9	0.0	0.0	28900.0	0.0	0.31
2.1	19.0	22.0	36.4	0.0	0.0	42000.0	0.0	0.29

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 9000 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15.21
Fattore [Nc]	26.4
Fattore [Ng]	15.31
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	576.04 kN/m ²
Resistenza di progetto	576.04 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8.94
Fattore [Nc]	18.42
Fattore [Ng]	6.84
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	273.3 kN/m ²
Resistenza di progetto	151.83 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8.94
Fattore [Nc]	18.42
Fattore [Ng]	6.84
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	225.07 kN/m ²
Resistenza di progetto	125.04 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15.21
Fattore [Nc]	26.4
Fattore [Ng]	15.31
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	576.04 kN/m ²
Resistenza di progetto	576.04 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15.21
Fattore [Nc]	26.4
Fattore [Ng]	15.31
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	576.04 kN/m ²
Resistenza di progetto	576.04 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova

penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{1}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	22.5
Fattore di forma f _s	1.041
Fattore strato compressibile f _h	1
Fattore tempo f _t	1
Indice di compressibilità	0.022
Cedimento	1.44 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	22.5
Fattore di forma f _s	1.041
Fattore strato compressibile f _h	1
Fattore tempo f _t	1.544
Indice di compressibilità	0.022
Cedimento	2.17 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvioglaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

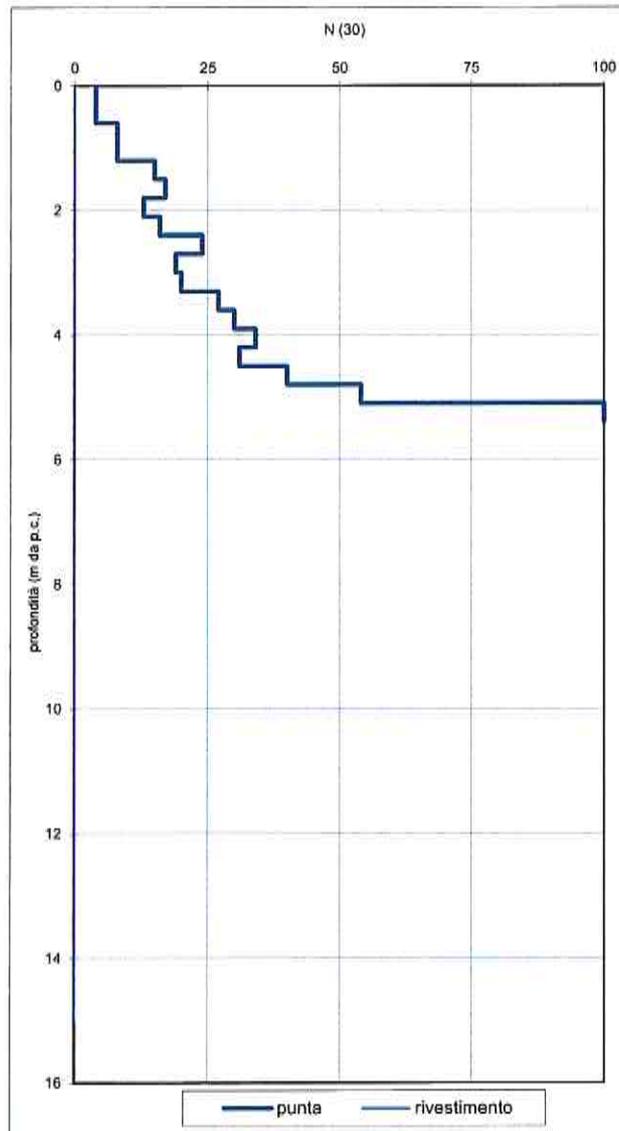
- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.LL. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr.geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.Numero prova: **13**Data esecuzione: **15.05.2017**Rapporto: **3366R17**Quota: **m da p.c.**Committente: **Comune di Monza**Cantiere: **Monza - Cimitero, campo 56**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	4	
0,60	4	
0,90	8	
1,20	8	
1,50	15	
1,80	17	
2,10	13	
2,40	16	
2,70	24	
3,00	19	
3,30	20	
3,60	27	
3,90	30	
4,20	34	
4,50	31	
4,80	40	
5,10	54	
5,40	100	
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m



STUDIO GEOPLAN

Via C. Rota, 39
20900 Monza (MB)
Tel. 039/832781
e-mail: info@studio-geoplan.it
PEC: studlogeoplan@pec.studio-geoplan.it

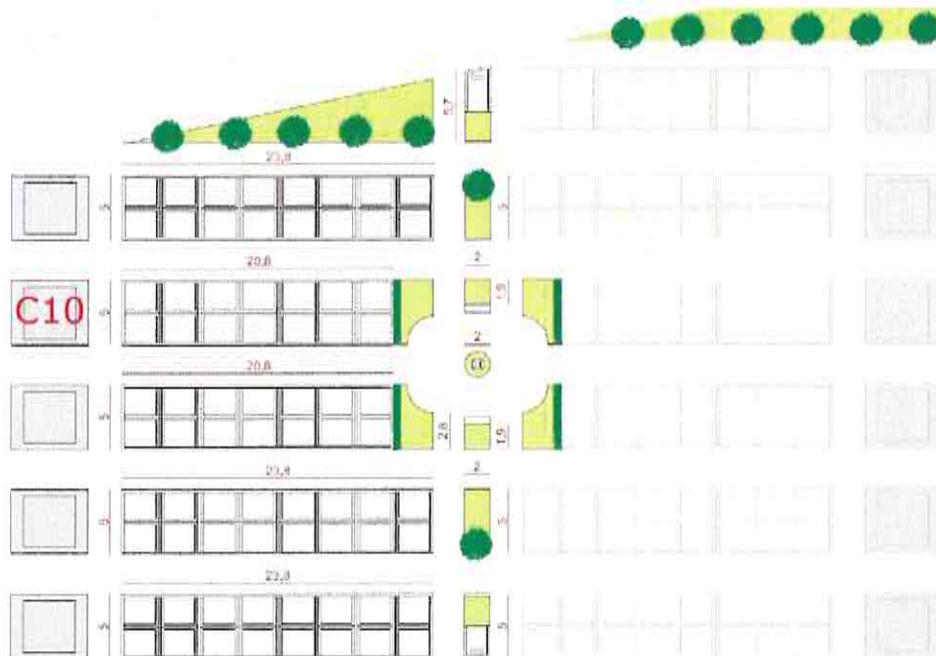
Rapp. 3366C10R17

COMUNE DI MONZA

Settore Attuazione Piano dei Servizi,
Manutenzione Edifici e Impianti Sportivi

RELAZIONE GEOTECNICA R2 ai sensi del D.M. 14.01.08

Progetto di nuova Cappella
Cimitero Maggiore Campo n. 56



Cappella C10

Monza, 20 giugno 2017

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	3
B.2.2	<i>SISMA</i>	4
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI</i>	5
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione</i>	5
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	5
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen</i>	6
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti</i>	9
B.4	PRESCRIZIONI OPERATIVE.....	11

ALLEGATI

Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrate, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed aree destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P14, svolta in corrispondenza della cappella n. 10.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- Rd** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
- Ed** valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

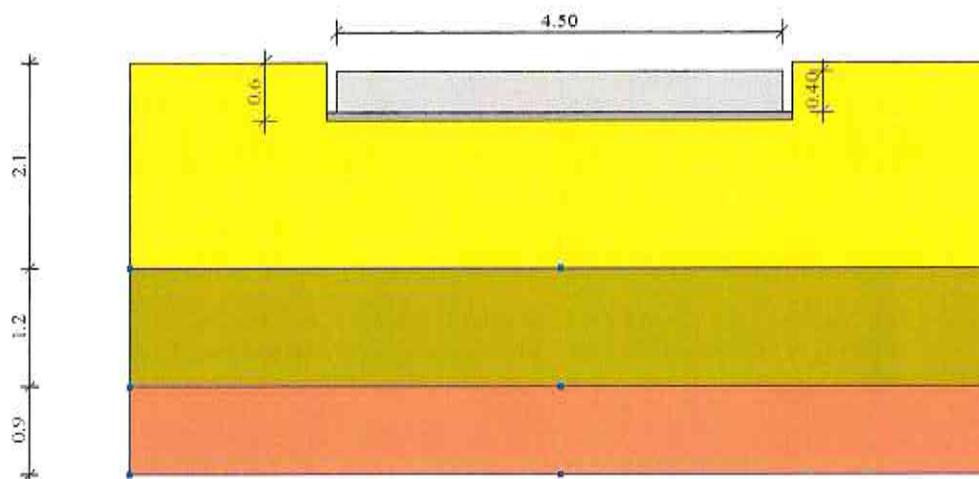
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
2.1	17.5	20.5	31.0	0.0	0.0	11000.0	15000.0	0.32
1.2	18.5	21.5	33.4	0.0	0.0	26800.0	0.0	0.31
0.9	19.0	22.0	36.0	0.0	0.0	44000.0	0.0	0.29

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 13500 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2(N_q - 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	23.59
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	918.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	918.75 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.45
Fattore [Nc]	21.74
Fattore [Ng]	10.05
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.39
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	412.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	229.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	11.45
Fattore [Nc]	21.74
Fattore [Ng]	10.05
Fattore forma [Sc]	1.43
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.39
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	337.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	187.56 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	23.59
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	918.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	918.75 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20.63
Fattore [Nc]	32.67
Fattore [Ng]	23.59
Fattore forma [Sc]	1.49
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	918.75 kN/m ²
Resistenza di progetto	918.75 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova

penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	19
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.028
Cedimento	1.80 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	19
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.028
Cedimento	2.70 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvioglaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.LL. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr.geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.

Numero prova: 14

Data esecuzione: 15.05.2017

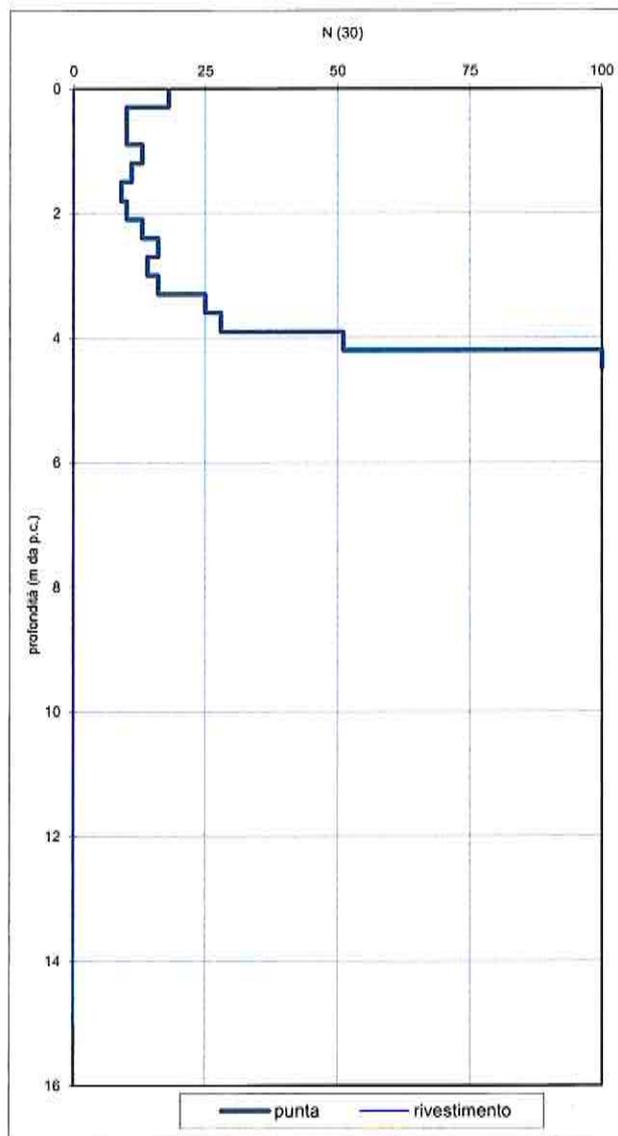
Rapporto: 3366R17

Quota: m da p.c.

Committente: Comune di Monza

Cantiere: Monza - Cimitero, campo 56

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	18	
0,60	10	
0,90	10	
1,20	13	
1,50	11	
1,80	9	
2,10	10	
2,40	13	
2,70	16	
3,00	14	
3,30	16	
3,60	25	
3,90	28	
4,20	51	
4,50	100	
4,80		
5,10		
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m

INDICE

A	PREMESSA	2
B	RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08	3
B.1	PREMESSA.....	3
B.2	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	3
B.2.1	<i>DATI GENERALI</i>	<i>3</i>
B.2.2	<i>SISMA.....</i>	<i>4</i>
B.2.3	<i>PARAMETRI GEOTECNICI.....</i>	<i>5</i>
B.2.4	<i>Carichi di progetto agenti sulla fondazione</i>	<i>5</i>
B.2.5	<i>Coefficiente di sottofondazione Bowles (1982)</i>	<i>5</i>
B.3	RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE	6
B.3.1	<i>calcolo pressione limite- Brinch Hansen.....</i>	<i>6</i>
B.3.2	<i>calcolo dei cedimenti.....</i>	<i>10</i>
B.4	PRESCRIZIONI OPERATIVE.....	11

ALLEGATI

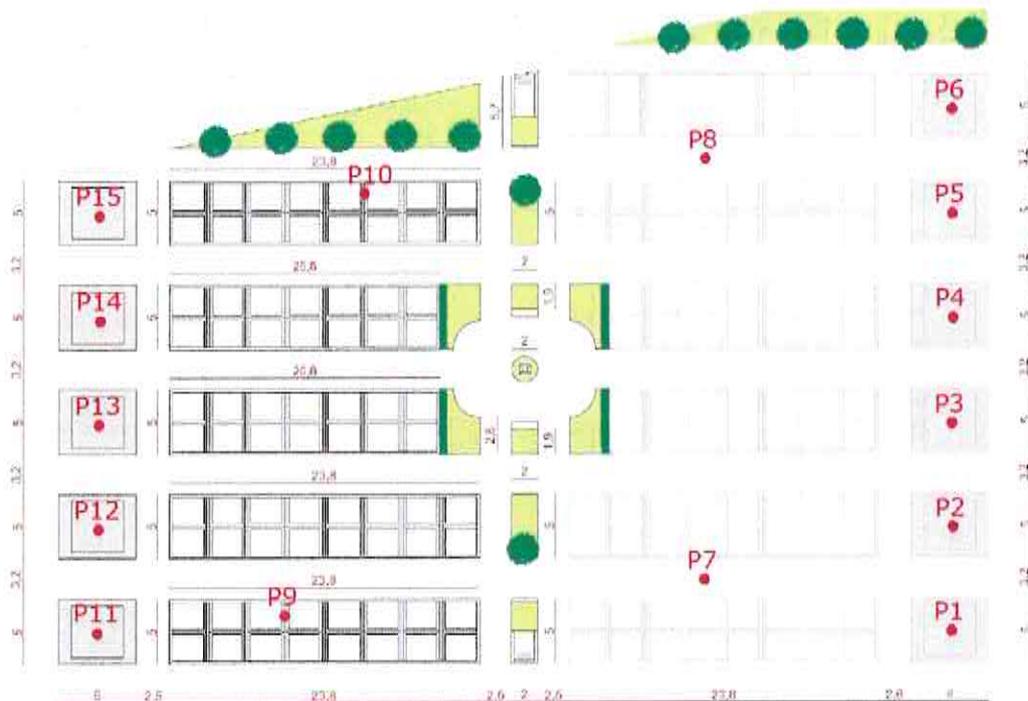
Allegato 1: Prova penetrometrica

A PREMESSA

La presente Relazione geotecnica fa seguito all'incarico ricevuto dal Comune di Monza (Det. Dirig. 882 del 10.04.2017, Prot. 0130920 del 20.04.17) a corredo del progetto di realizzazione di un nuovo campo di sepoltura provvisto di tombe interrato, realizzate mediante posa di elementi prefabbricati, ed aree destinate a cappelle familiari.

A tale scopo è stata effettuata un'indagine geotecnica comprensiva di 15 prove penetrometriche dinamiche SCPT, ubicate in corrispondenza delle opere fondazionali previste da progetto e riportate nell'immagine seguente, e di un'indagine sismica di tipo MASW; quest'ultima, con relativi risultati ed elaborazioni varie, viene illustrata nella relazione geologica R3 contenuta nel Rapp.3366R17 del 06.06.17 al quale si rimanda per ogni approfondimento anche di carattere geologico.

In Allegato 1 è inoltre riportato il diagramma penetrometrico relativo alla prova P15, svolta in corrispondenza della cappella n. 11.



B RELAZIONE GEOTECNICA R2 AI SENSI DEL D.M. 14.01.08

B.1 PREMESSA

Nel seguito si effettuerà la verifica della platea prevista da progetto, di altezza pari a 0.40 m e con piano di imposta collocato a -0.60 m dall'attuale quota media di piano campagna.

B.2 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.U.** di resistenza (*) si ottiene con il Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali (CP) di sicurezza, soddisfacendo alla seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

Dove:

- Rd** resistenza di progetto calcolata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali (di pertinenza del Geotecnico)
Ed valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello Strutturista)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **S.L.E.** (**) si esplica verificando aspetti di funzionalità dell'opera.

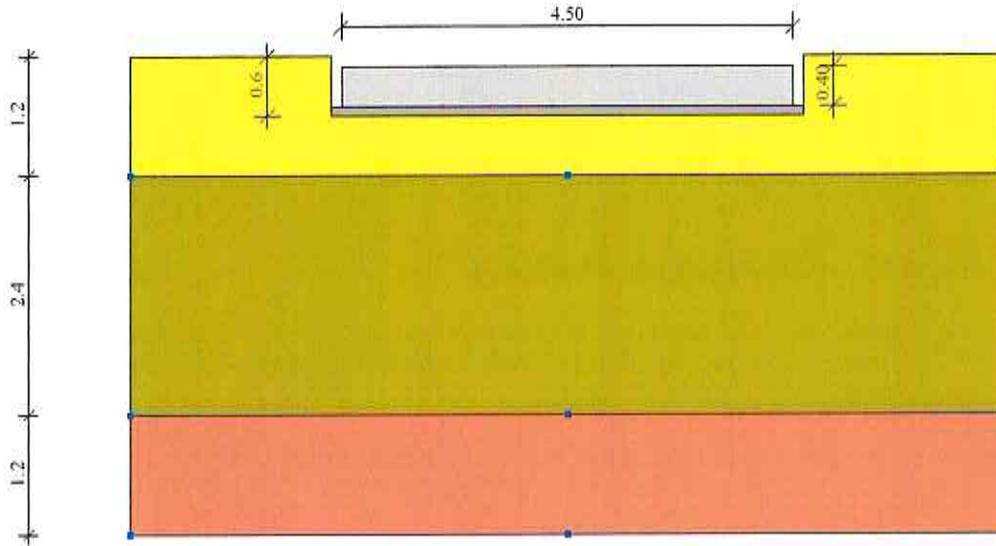
(*) *Stati Limite Ultimi, ovvero al limite tra stabilità del sistema e collasso totale o parziale dello stesso; è il limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi*

(**) *Stati Limite di Esercizio, (SLE): sono stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Nel primo caso il danno o la deformazione reversibile cessa non appena si elimina la causa che ha portato al superamento dello SLE, nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 14.01.2008):*

- **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, ecc., non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti, ecc., subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

B.2.1 DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	4,5 m
Lunghezza fondazione	5,0 m
Profondità piano di posa	0,6 m
Altezza di incastro	0,4 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

MODELLO GEOTECNICO STRUTTURALE di verifica**B.2.2 SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,031
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0061
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,078

B.2.2.1 Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,2	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,25	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,71	2,64	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,065	0,2	0,0217	0,0109

B.2.3 PARAMETRI GEOTECNICI

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	c [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1.2	17.5	20.5	32.0	0.0	0.0	11800.0	16800.0	0.32
2.4	19.0	22.0	34.5	0.0	0.0	34000.0	0.0	0.3
1.2	19.0	22.0	36.7	0.0	0.0	44000.0	0.0	0.29

B.2.4 CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Non essendo in possesso del progetto definitivo dell'opera, si fa riferimento ad una condizione di carico cautelativa; in sede di progetto esecutivo, se i carichi dovessero essere superiori a quanto sotto esposti, si dovrà eseguire una nuova verifica geotecnica.

Nr.	Nome comb.	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	39,90	898,00	Progetto
2	A2+M2+R2	31,35	705,00	Progetto
3	SLV sisma	28,46	640,00	Progetto
4	SLE qp	28,20	635,00	Progetto
5	SLD sisma	28,32	637,00	Progetto

B.2.4.1 Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1
2	No	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
3	Si	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
4	No	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1

B.2.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)Costante di Winkler 15380 kN/m³

B.3 RISULTATI DELLE ANALISI STATICHE

Di seguito si esplicitano i metodi di calcolo utilizzati per giungere alla verifica della capacità portante e della pressione di contatto sul terreno, valutando le condizioni geotecniche individuate dall'indagine descritta nella relazione geologica.

B.3.1 CALCOLO PRESSIONE LIMITE- BRINCH HANSEN

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

B.3.1.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE**AI+MI+RI**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.48
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	1070.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	1070.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.59
Fattore [Nc]	23.18
Fattore [Ng]	11.59
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	470.97 kN/m ²
Resistenza di progetto	261.65 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLV sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.59
Fattore [Nc]	23.18
Fattore [Ng]	11.59
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.75
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	384.53 kN/m ²
Resistenza di progetto	213.63 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0

Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.48
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	1070.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	1070.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SLD sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.5
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.48
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.73
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	1070.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	1070.67 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

B.3.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{av} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{1}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

I risultati vengono di seguito tabulati, relativamente alla condizione SLE quasi permanente (cedimenti a lungo termine) e SLE frequente (cedimenti immediati).

CEDIMENTI immediati SLE frequente

Pressione normale di progetto	28.7 kN/m²
Tempo	1.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	24
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.02
Cedimento	1.30 mm

CEDIMENTI secondari SLE quasi permanente

Pressione normale di progetto	28.2 kN/m²
Tempo	50.0
Profondità significativa Zi (m)	2.934
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	24
Fattore di forma fs	1.041
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.544
Indice di compressibilità	0.02
Cedimento	1.95 mm

B.4 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Le particolari condizioni geologiche del terreno esaminato (di deposizione fluvioglaciale) suggeriscono particolare prudenza in tali tipi di terreno per il seguente motivo:

- Possibile netta variabilità laterale in termini di litologia e di caratteristiche geomeccaniche (traducibili in potenziali rischi di cedimenti differenziali)
- Possibile ristagno di acque meteoriche
Questi fattori impongono al Progettista e/o al Direttore dei Lavori di:
- Verificare le condizioni geologiche del fondo scavo; i depositi dovranno presentarsi litologicamente omogenei, uniformi e relativamente compatti; in caso di ritrovamento di lenti compressibili, quali argille, limi molli o torbe, occorrerà avvisare la D.LL. che prenderà i provvedimenti del caso
- Al fine di ridurre il rischio di cedimenti differenziali, nonché il ristagno di acque meteoriche, si dovrà scavare fino alla - 1.00 m, quindi riportare 2 strati da 20 cm di misto granulare (certificato granulometricamente ed ambientalmente) che verrà costipato con piccolo rullo vibrante; alla quota di - 0.60 m si imposterà la platea di fondazione.

*Il tecnico incaricato: dr.geol. Cesare Resnati
Iscritto all'Ordine Geologi Lombardia n° 346*

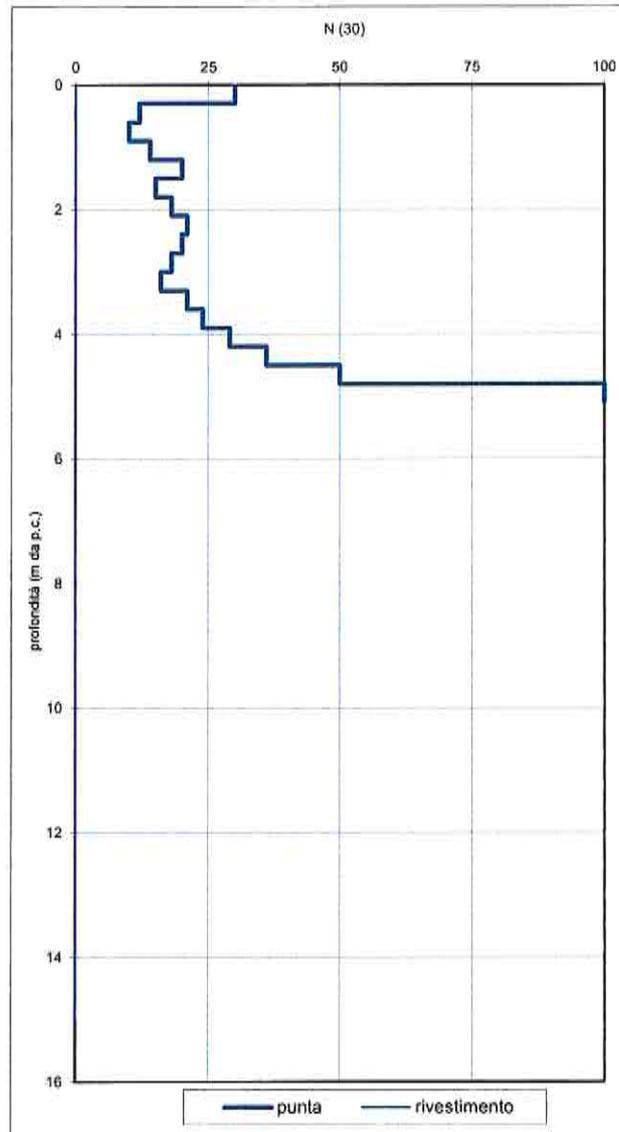
Allegato 1
Prova penetrometrica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.Numero prova: **15**Data esecuzione: **15.05.2017**Rapporto: **3366R17**

Quota: m da p.c.

Committente: **Comune di Monza**Cantiere: **Monza - Cimitero, campo 56**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	30	
0,60	12	
0,90	10	
1,20	14	
1,50	20	
1,80	15	
2,10	18	
2,40	21	
2,70	20	
3,00	18	
3,30	16	
3,60	21	
3,90	24	
4,20	29	
4,50	36	
4,80	50	
5,10	100	
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL
PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m