



Regione Lombardia



Comune di Lonato del Garda

Costruzione nuovo edificio residenziale LOTTO C – Residence Le Pirlette

Via Lavagnone s.n.c. – Lonato del Garda (BS)

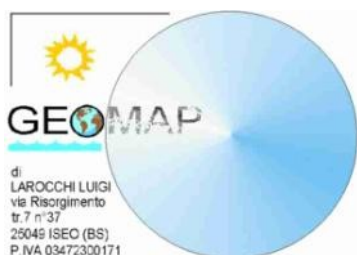
RELAZIONE GEOTECNICA preliminare D.M. 17/01/2018

(Relazione R2 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)

- VERIFICHE AGLI SLU
- VERIFICHE AGLI SLE

COMMITTENTE: MARTINA RE S.p.A. – Viale Bianca Maria n°25 – 20129 – Milano (MI)

Iseo, ottobre 2023



Dott.geol. Luigi Larocchi

N°1172 o.g.l.



8. CALCOLI

8.1 CALCOLI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU - NTC 2018)

DESCRIZIONE DEL TERRENO.

VERIFICHE IN CONDIZIONI DRENATE.

8.2 CALCOLI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE - NTC 2018)

8.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

9. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI

8. CALCOLI

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui dovrà poggiare la costruzione in progetto.

Dato che l'opera non è ancora in fase avanzata di progettazione i calcoli sono stati eseguiti ipotizzando ingombri e carichi di prima stima.

Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2018.

8.1 Calcoli nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU - NTC 2018)

Le NTC 2018 prevedono che i calcoli agli stati limite siano condotti in regime statico e dinamico. Nel caso di fondazioni superficiali per gli SLU, sia in condizioni statiche che dinamiche, le verifiche di sicurezza dovranno rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di questa condizione si effettua impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 – A2), per i parametri geotecnici (M1 - M2) e per le resistenze (R1 - R2 - R3).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per il calcolo in regime dinamico al collasso per carico limite sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *IPERFOND 2020*, della CDM Dolmen Software.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione; effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = \arctg 0,156 = 8,9^\circ$$

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamneto alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

LEGGI REGIONALI

- Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. n. 12 del marzo 2005 D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera della Giunta Regionale della Regione Lombardia del 22.03.96 n°6/10350: “Regolamento per i termini e le modalità di controllo da effettuarsi sulle costruzioni in zone sismiche regionali”.

Tali normative, insieme ad altre ad esse collegate ed alle numerose circolari che ne illustrano i principi applicativi, cercano di regolare il tipo di indagine, i calcoli richiesti, le verifiche necessarie ed i professionisti abilitati, per la stesura delle relazioni geologiche e geotecniche riguardanti, tra le altre cose, le opere di fondazione, con particolari prescrizioni per quelle realizzate in zona sismica.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati ed i risultati ottenuti.

Viene utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3) per fondazioni a trave rovescia di dimensioni 0,8 x 6 m, poste a 0,6 m dal p.c. (altezza di incastro 0,40 m).

Nel caso in cui il Progettista fornisca i carichi assiali ed i momenti agenti, gravanti sulla struttura di fondazione sarà possibile rielaborare i dati, tenendo conto di carichi eccentrici e delle dimensioni equivalenti della stessa fondazione.

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

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:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

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

Dove:

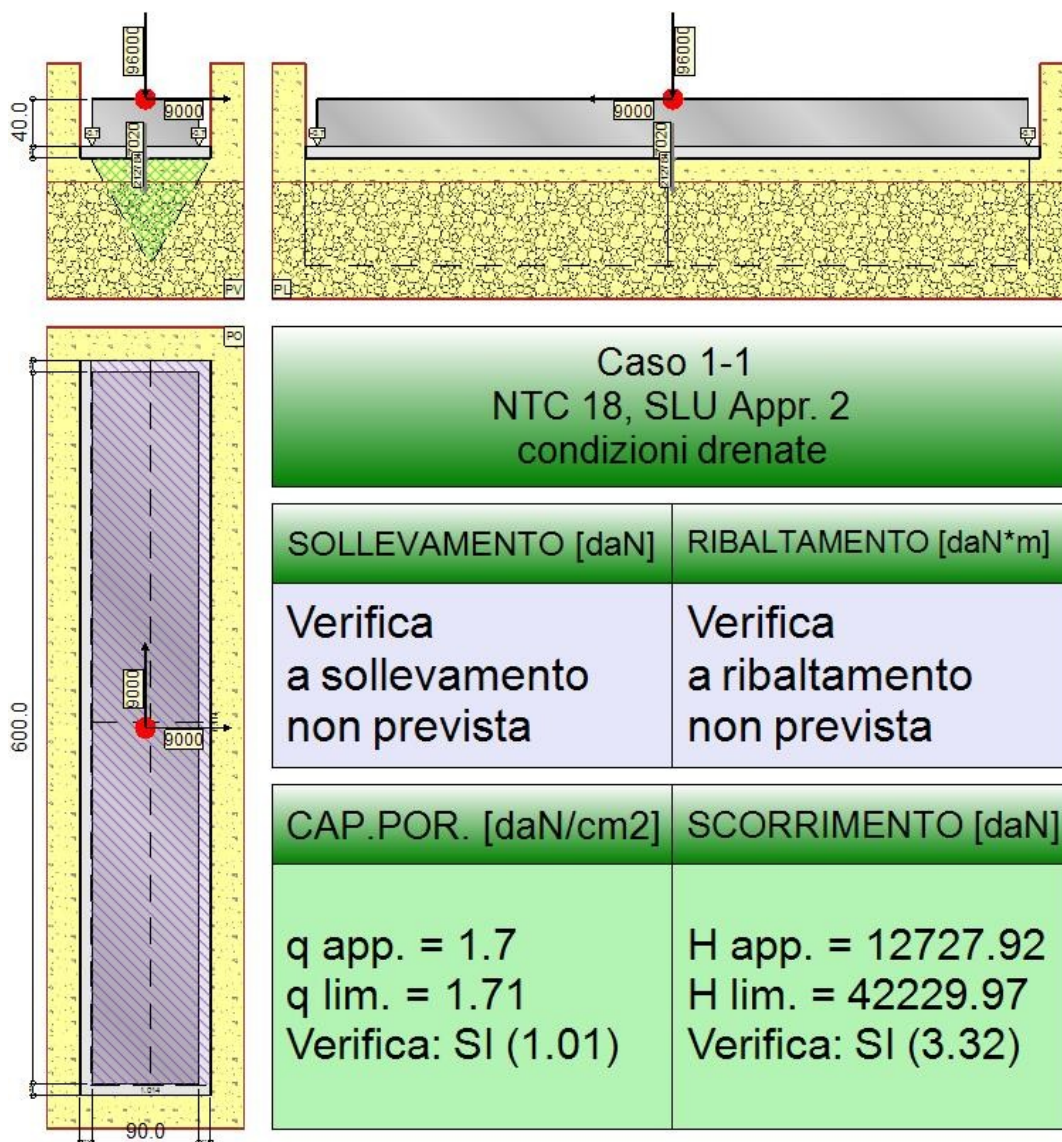
$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1.1 [m], lato Y di 6.2 [m], e centro alla quota $z = -0.8$ [m]. Il piano di posa è orizzontale.

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	z_i [m]	z_f [m]	γ_d [daN/m ³]	γ_t [daN/m ³]	c' [daN/cm ²]	ϕ' [°]
1	Sabbia limosa	0	-1	1760	1790	0	29.4
2	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	-1	-7	1950	1980	0	32.8
La stratigrafia non contiene una falda							

Verifiche in condizioni drenate.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F_x [daN]	F_y [daN]	F_z [daN]	M_x [daN*m]	M_y [daN*m]	dx [m]	dy [m]	dz [m]
1-1	9000	9000	-105147.84	0	0	0	0	0.5
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H_x [daN]	H_y [daN]	V_z [daN]	M_x [daN*m]	M_y [daN*m]	dx [m]	dy [m]	dz [m]
1-1	9000	9000	-105147.84	-4500	4500	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 0.0428 [m]) e lungo Y (max = 0.0428 [m]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [m]	ecc. Y [m]	Asse B	Asse L
1-1	0.0428	0.0428	asse X	asse Y

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_ϕ	γ_γ	ϕ [°]	γ' [daN/m ³]	N_γ	S_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	b_γ	g_γ	h_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	31.5	1880	27.86	1.05	1.00	0.77	0.83	1.00	1.00	0.71	1.27
Caso	$\gamma_{c'}$	c' [daN/cm ²]	N_c	S_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	h_c	$q'_{lim,c}$ [daN/cm ²]		
1-1	1.00	0	33.94	1.11	1.23	0.84	0.90	1.00	1.00	0.87	0		
Caso	q' [daN/cm ²]	N_q	S_q	d_q	i_{bq}	i_{lq}	b_q	g_q	h_q	$q'_{lim,q}$ [daN/cm ²]			
1-1	0.14	21.77	1.05	1.22	0.85	0.90	1.00	1.00	0.83	2.48			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q'_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	2.30	1.71	62024.92	106261.6	105147.8	SI (106261.6/105147.8 = 1.01 >= 1.0)

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_ϕ	γ_c	ϕ [°]	c' [daN/cm ²]	δ [°]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,c}$	R_h [daN]	R_c [daN]
1-1	1.00	1.00	29.4	0	22	0	1.10	1.00	38717.51	3512.46

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	42230	12727.9	SI (42230/12727.9 = 3.32 >= 1.0)

8.2 Calcoli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE - NTC 2018)

Per gli SLE le verifiche di sicurezza, in condizioni statiche e dinamiche, devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nel caso di fondazioni superficiali C_d equivale al valore limite massimo delle azioni delle azioni di progetto a cui corrisponde il cedimento massimo accettabile per la fondazione (25 mm).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per i calcoli in regime dinamico dei cedimenti sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di danno (SLD - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma CEDOGRAN 2020, della CDM Dolmen Software.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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;

La fondazione ha forma rettangolare, con base $B = 0.9$ [m] e lunghezza $L = 6$ [m]. Il piano di posa è approfondito di 0.7 [m].

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati						
n.	nome	z_i [m]	z_f [m]	γ_d [daN/m ³]	γ_t [daN/m ³]	OCR
1	Sabbia limosa	0	-1	1760	1790	1.00
2	Ghiaia sabbiosa con ciottoli	-1	-7	1950	1980	1.00
La stratigrafia non contiene una falda						

Risultati.

Il calcolo è stato eseguito considerando le seguenti condizioni di carico, costituite da una

sollecitazione di sforzo normale, applicata alla fondazione in corrispondenza del centro della base.

Numero	Nome	N [daN]
1	Cond. 1	108000

Di seguito sono riassunti i dati utilizzati per il calcolo col metodo di Burland e Burbidge ed il cedimento risultante:

$$w = \sigma'_{vp} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vp}) B^{0.7} I_c$$

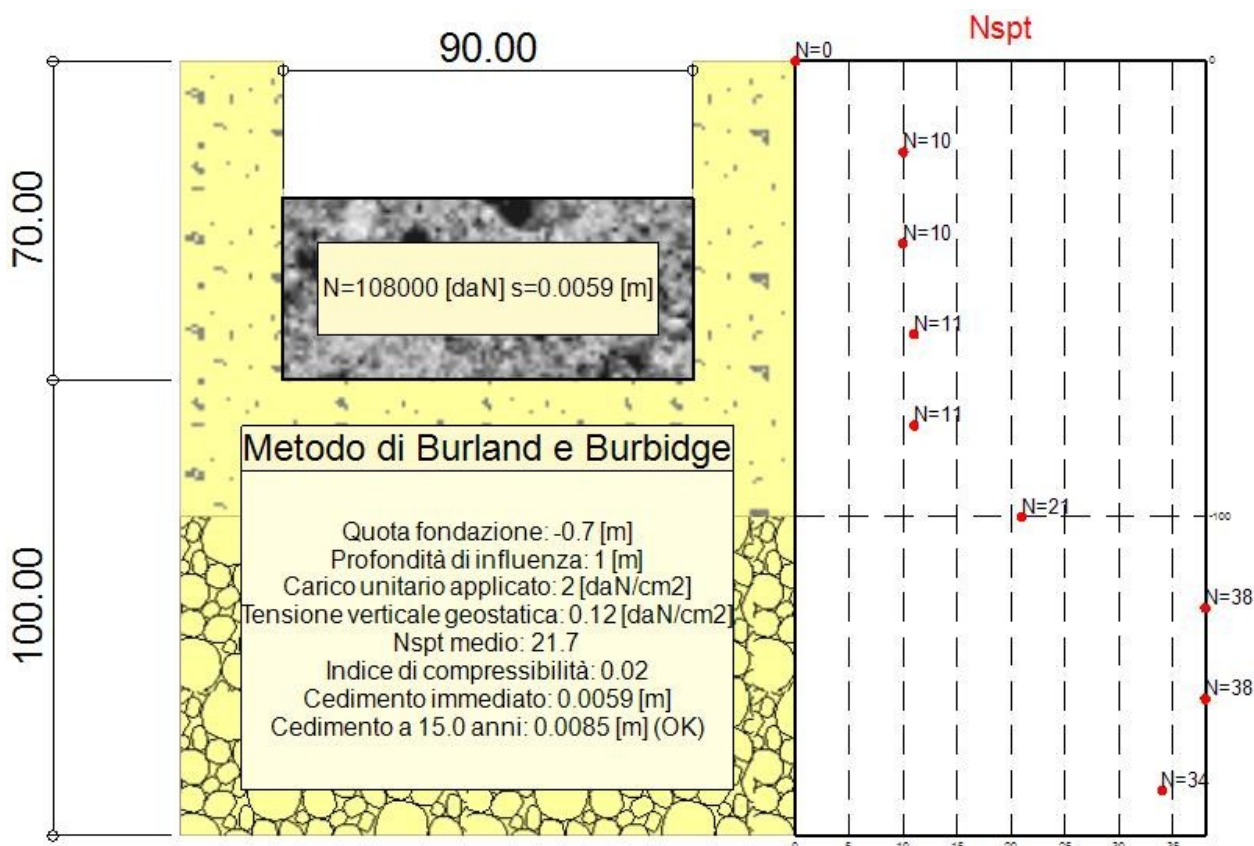
Il cedimento w viene moltiplicato per $f_s f_h f_t$.

Simbolo	Valore	Descrizione
Z_{fon}	-0.7 [m]	Quota di base della fondazione
B	0.9 [m]	Larghezza della base della fondazione
Z_i	1 [m]	Profondità di influenza
q'	2 [daN/cm ²]	Carico unitario applicato
σ'_{v0}	0.12 [daN/cm ²]	Tensione verticale geostatica alla quota della base
σ'_{vp}	0.12 [daN/cm ²]	Tensione verticale di preconsolidazione alla quota della base
N	21.7	Valore medio di Nspt nella profondità di influenza
I_c	0.023	Indice di compressibilità
f_s	1.45	Coefficiente per la forma della fondazione
f_h	1.00	Coefficiente per l'altezza dello strato comprimibile (8 [m])
f_t	1.44	Coefficiente per il cedimento differito (15.0 anni)

Il cedimento immediato è pari a 0.0059 [m].

Il cedimento differito a 15.0 anni, nel caso di carichi statici, vale 0.0085 [m] (Verificato).

Si riporta la sezione geotecnica inserita per i calcoli dei cedimenti.



Costante di sottofondo K	2,83
Bowles (1982)	

8.3 Verifica a liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c. per strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1 (a) delle NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura 7.11.1. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

In considerazione della presenza di falda entro i 15 m dal piano campagna e di litotipi granulari è stata eseguita una verifica alla liquefazione. E' stata adottata una procedura semplificata come indicato nel DM 17.01.2018, utilizzando la seguente formula (SEED-IDRISS 1982) basata sulla resistenza alla penetrazione SPT di terreni granulari. La formula utilizzata, suggerita dagli Autori è la seguente:

$$F_s = \frac{\left[N_{SPT} * \left(\frac{1.7}{\sigma'_{vo}} + 0.7 \right) + N_F \right]}{90} \cdot \frac{1}{0.65 * \left(\frac{a_{max}}{g} \right) * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d}$$

dove:

F_s = fattore di sicurezza alla liquefazione

σ'_{vo} = tensione litostatica efficace

σ_{vo} = tensione litostatica totale

N_F = coefficiente dipendente dalla granulometria

a_{max} = accelerazione massima attesa

r_d = coefficiente di riduzione dello sforzo, dipendente dalla profondità

Spessore [m]	γ [kg/m ³]	ER [%]	Nspt [colpi/piede]	FC [%]	σ_{vo} [kg/cm ²]	σ'_{vo} [kg/cm ²]	N _{60c} [colpi/piede]
1	1760	50	8	0	0.18	0.18	0.00
5	1950	50	20	0	0.98	0.98	0.00
5	1950	50	20	0	0.98	0.98	0.00
4	1950	50	20	0	0.78	0.78	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00
					0.00	0.00	0.00

CN	CE	Cr	fa	fb	rd	R	T	FS
1.700	0.83	0.00	0.00	0.00	0.9924	0.0480	0.0194	2.47
1.013	0.83	0.85	0.00	0.00	0.9618	0.0480	0.0188	2.55
1.013	0.83	0.85	0.00	0.00	0.9618	0.0480	0.0188	2.55
1.132	0.83	0.00	0.00	0.00	0.9694	0.0480	0.0190	2.53
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0480	0.0000	0.00

a _{max}	0.25	Zona 2
------------------	------	--------

Falda	7.00	[m]
-------	------	-----

M	8
MSF	0.8474

NOTA: FS > 1 Non liquefacibile

γ	Peso di volume terreno	σ_v	Tensioni verticali
ER	efficienza del sistema d'infrissione utilizzato	CN, CE, Cr	Coefficienti correttivi
FC	Percentuale di fine	CS, Cb	Coefficienti correttivi
N _{60c}	Nspt riferito ad una energia pari al 60%	fa, fb	Fattori correttivi
T	sforzo tagliante indotto dal sisma		
R	resistenza al taglio mobilizabile nello strato		
M	Magnitudo del sisma di riferimento		
MSF	Coefficiente correttivo		

Il terreno non possiede caratteristiche geotecniche che lo rendono teoricamente suscettibile alla liquefazione. Le eventuali lesioni strutturali saranno quindi da ricondurre non a fenomeni di liquefazione di porzioni del terreno di sottofondazione ma al diretto scuotimento del suolo durante l'evento sismico.

9. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI

Il terreno presente lungo il pendio su cui verranno realizzati i nuovi edifici residenziali è costituito da una coltre superficiale di sabbia limosa dello spessore di circa 1 m dalle caratteristiche geotecniche mediocri. Segue un potente strato di ghiaie sabbiose con ciottoli in matrice limosa dello spessore di alcune decine di metri dalle caratteristiche geotecniche buone.

La stratigrafia si evince, oltre che dalle prove penetrometriche realizzate, anche dall'indagine sismica eseguita in sito.

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione oltre 1 m di profondità dal p.c. sono:

φ (angolo di attrito)	32,8°
γ (peso di volume)	1,95 t/mc

Si sono eseguiti i calcoli relativamente a delle fondazioni a trave rovescia (di dimensioni 0,9 x 6 m), poggianti ad una profondità di 0,7 m dal p.c. (**altezza di incastro 0,4 m**)

La capacità portante è stata verificata utilizzando il metodo proposto dalle NTC 2018 e la seguente tabella riassume i risultati ottenuti.

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3					
*	Brinch - Hansen 1970	2.16	1.70	1.28	2.83
SISMA					
	Brinch - Hansen 1970	1.71	1.70	1.01	

Il progettista delle strutture dovrà rispettare la condizione

$$Ed = Rd$$

con i valori riportati nelle precedenti tabelle, dove Ed è il valore di progetto dell'azione sulle combinazioni di carico (struttura), Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

I cedimenti risultano inferiori a 25 mm con carichi di progetto illustrati nella precedente tabella. Dovrà comunque essere valutato dal progettista se i cedimenti calcolati siano compatibili con la struttura in progetto ed in particolare se potranno indurre alterazioni all'aspetto esterno e interno degli edifici, alla funzionalità delle opere o indurre danni agli elementi strutturali.

Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi dovranno essere finalizzati a garantire, in ogni caso, la stabilità dei luoghi, l'esecuzione dei lavori in condizioni di sicurezza, la verifica della pressione limite e delle resistenze dei terreni di fondazione anche in funzione dei cedimenti previsti in fase d'esercizio, nonché la compatibilità con l'assetto idrogeologico ed idrografico del territorio.

In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su materiali di riporto o su livelli o lenti di materiali a caratteristiche

geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.

Le opere in progetto dovranno avere un carico uniforme sul terreno. Saranno da evitare plinti isolati o porzioni di edificio poggianti a livelli diversi dal piano campagna.

Al fine di garantire l'esecuzione degli interventi di scavo nel rispetto delle condizioni di stabilità dei fronti, si dovrà in ogni caso operare con cautela mantenendo altezze ed inclinazioni rapportabili con le caratteristiche geotecniche dei terreni esistenti; per il sito in esame potrebbero essere considerate sufficienti le garanzie di tenuta dello scavo a breve termine, mantenendo inclinazioni del fronte non superiori a circa 65°, tenendo anche conto di un contributo della coesione sul breve termine. Gli interventi di sbancamento dovranno essere sempre eseguiti a distanza di sicurezza dalle proprietà contermini e dai manufatti esistenti.

Si rammenta che i parametri geotecnici interpretativi sono stati elaborati sulla base di dati puntuali, riscontrati direttamente dalle prove penetrometriche. Non si possono escludere però eventuali variazioni laterali sia della litologia sia dello spessore e delle profondità degli strati di terreno che si potrebbero rinvenire in fase di scavo.

La falda, in data 12/10/2023, non è stata incontrata durante le fasi di indagine (prove DPSH), fino alla profondità di 6 m dal p.c. Per avere maggiori informazioni relative all'oscillazione stagionale della falda sarebbe necessario installare un piezometro ed effettuare misure a cadenza mensile per una durata che copra almeno l'arco delle quattro stagioni.

I terreni non sono liquefacibili.

Il suolo rientra nella categoria sismica B e nella categoria topografica T2.

Data la tipologia della struttura in progetto e la sua funzione, si è stabilita una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso II.

Come riportato in premessa della relazione geologica, l'intervento da realizzare ricade, nella carta del rischio, all'interno della **classe 2** di fattibilità (fattibilità con modeste limitazioni) e parzialmente in **classe 3** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni) a motivo di alcuni tratti di versante con pendenza di poco superiore a 20°, come evidenziato nella Carta della Fattibilità Geologica del P.G.T.

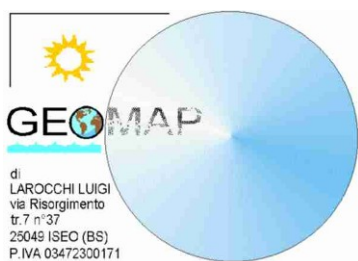
Tenuto conto di quanto sopra relativamente alle Norme di PGT ad oggi vigenti, la relazione è redatta sulla base di tutti i dati geognostici raccolti e con particolare riguardo alla valutazione del

Modello Geologico (D.M. 17/01/18) e Geofisico (D.M. 16/01/96, Ord. 3274/2003, Ord. 3519/2006, D.M. 14/01/08, D.G.R. 9/2616/2011 e D.G.R. 10/5001/2016) del sito di progetto ed alla verifica della compatibilità dell'intervento con le normative vigenti ed all'individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessarie per la sua realizzazione.

L'intervento di progetto, se eseguito secondo le prescrizioni del presente studio, risulta compatibile con la Classe di Fattibilità Geologica individuata e con le Normative di Vincolo Geologico e di Pericolosità Sismica vigenti.

Rimango a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Iseo, ottobre 2023



dott. geol. Luigi Larocchi

n. 1172 o.g.l.



DICHIARAZIONE DI CONFORMITÀ

(All. IIA DIR. 2006/42/CE)

IL FABBRICANTE

Il sottoscritto Diego Merlin in qualità di legale rappresentante della società Geo Deep Drill con sede in via Virgiliana, 130 a Bondeno (FE)

DICHIARA SOTTO LA PROPRIA RESPONSABILITÀ CHE LA MACCHINA NUOVA:

Marca: Geo Deep Drill - DPSH73-63 SMG
Modello: PENETROMETRO DINAMICO SUPERPESANTE MANUALE 63 KG
CINGOLATO GRILLO DUMPER 507
Matricola: 02/2022/123
Anno di costruzione: Febbraio 2022
Uso previsto: Indagini Geotecniche

È CONFORME ALLE DISPOSIZIONI LEGISLATIVE PERTINENTI ALLE DIRETTIVE:

- Direttiva Macchine 2006/42 CE
- Direttiva EMC 2004/108 CE (compatibilità elettromagnetica)

La macchina risulta inoltre conforme alle seguenti norme:
UNI EN ISO 12100:2010, UNI EN ISO 13857, EN 60204-1

Si dichiara che la persona autorizzata alla costituzione e conservazione del fascicolo tecnico della costruzione è il Sig. Diego Merlin.

luogo e data

Bondeno (FE) Febbraio 2022

.....

firma(legale rappresentante)

GEO DEEP DRILL S.R.L.
Via Virgiliana, 130 - 44017 BONDENO (FE)
Tel. 0532 893836 - Fax 0532 892883
e-mail: info@geodeepdrill.it
P.IVA 01187290361



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

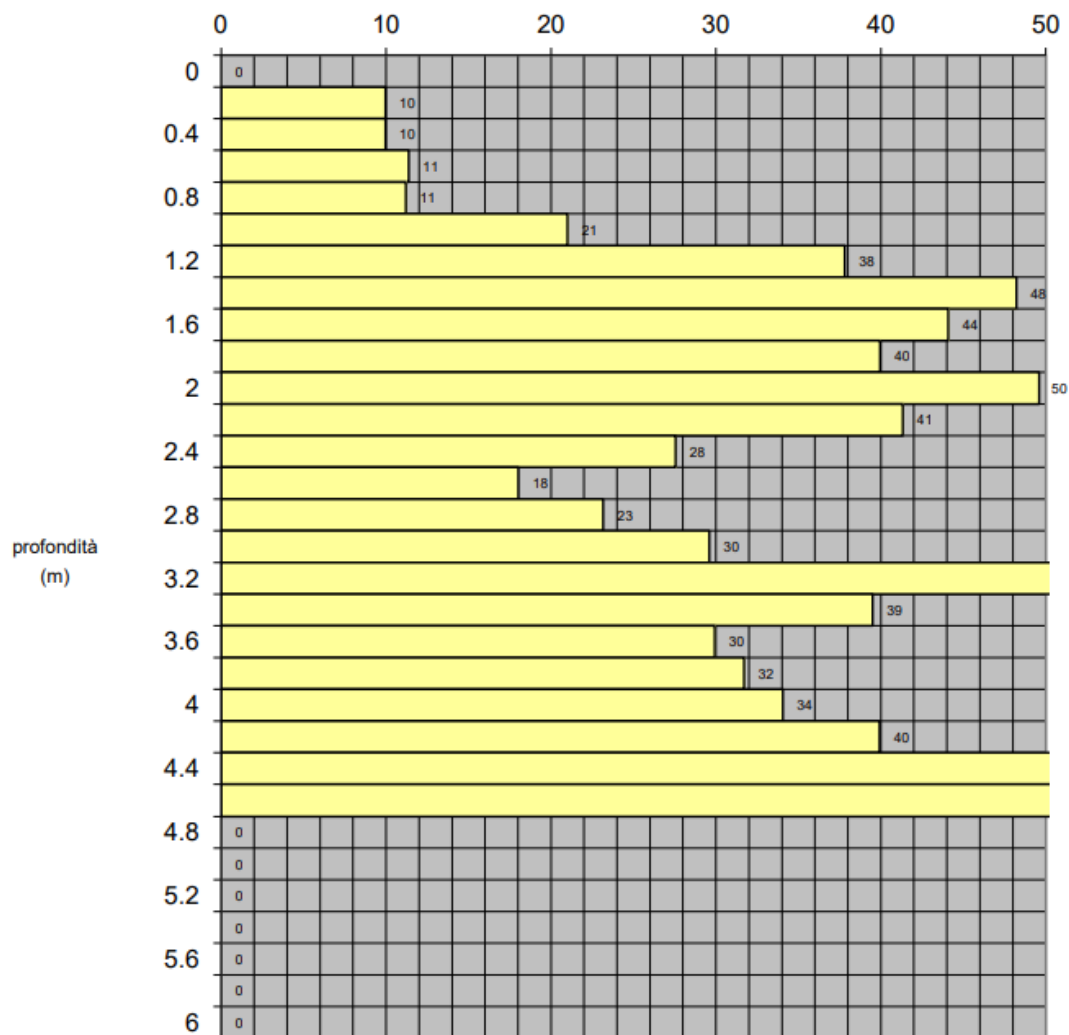
Diagramma numero di colpi punta

n°1

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

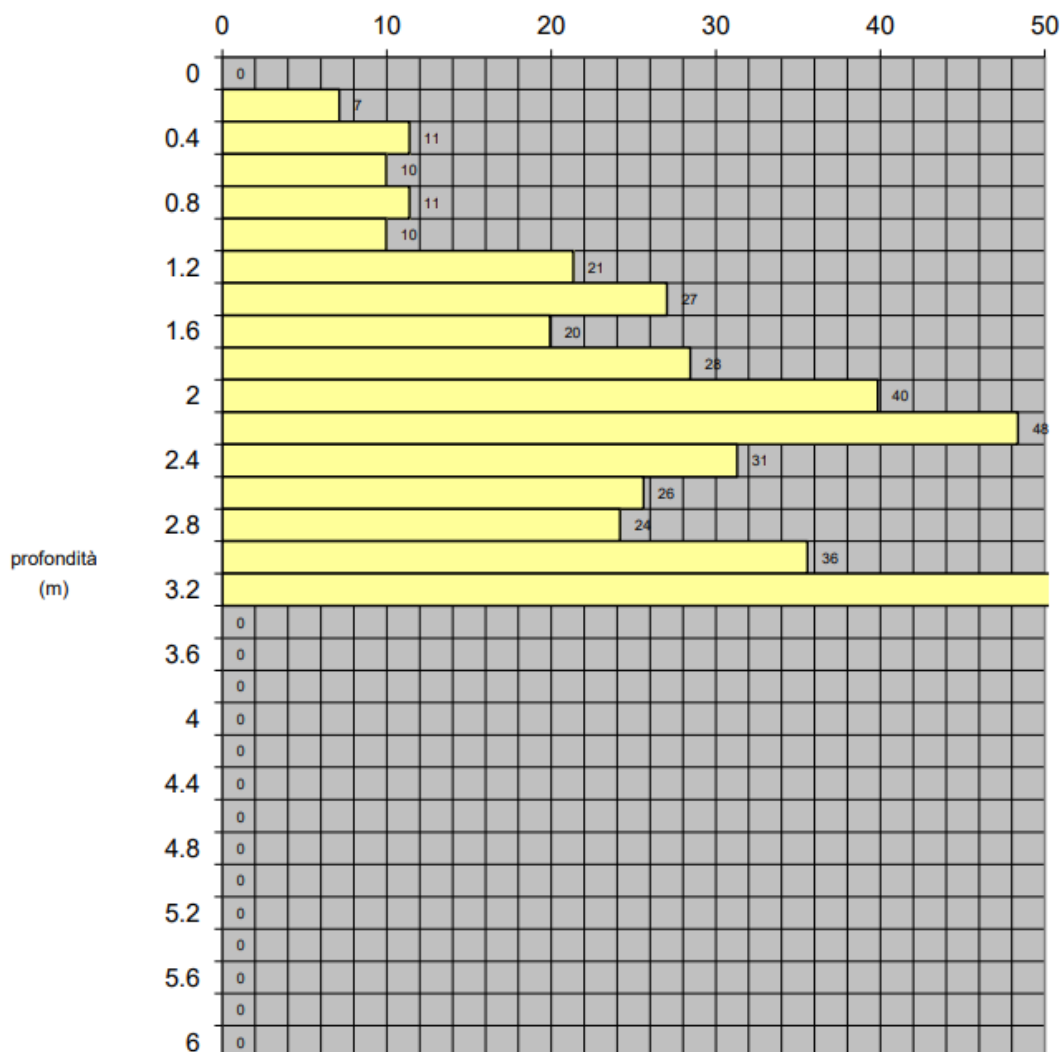
Diagramma numero di colpi punta

n°2

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Diagramma numero di colpi punta

n°3

Committente: Martina Re spa

Lavoro: Nuovi edifici residenziali

Località: Lonato del Garda (BS)

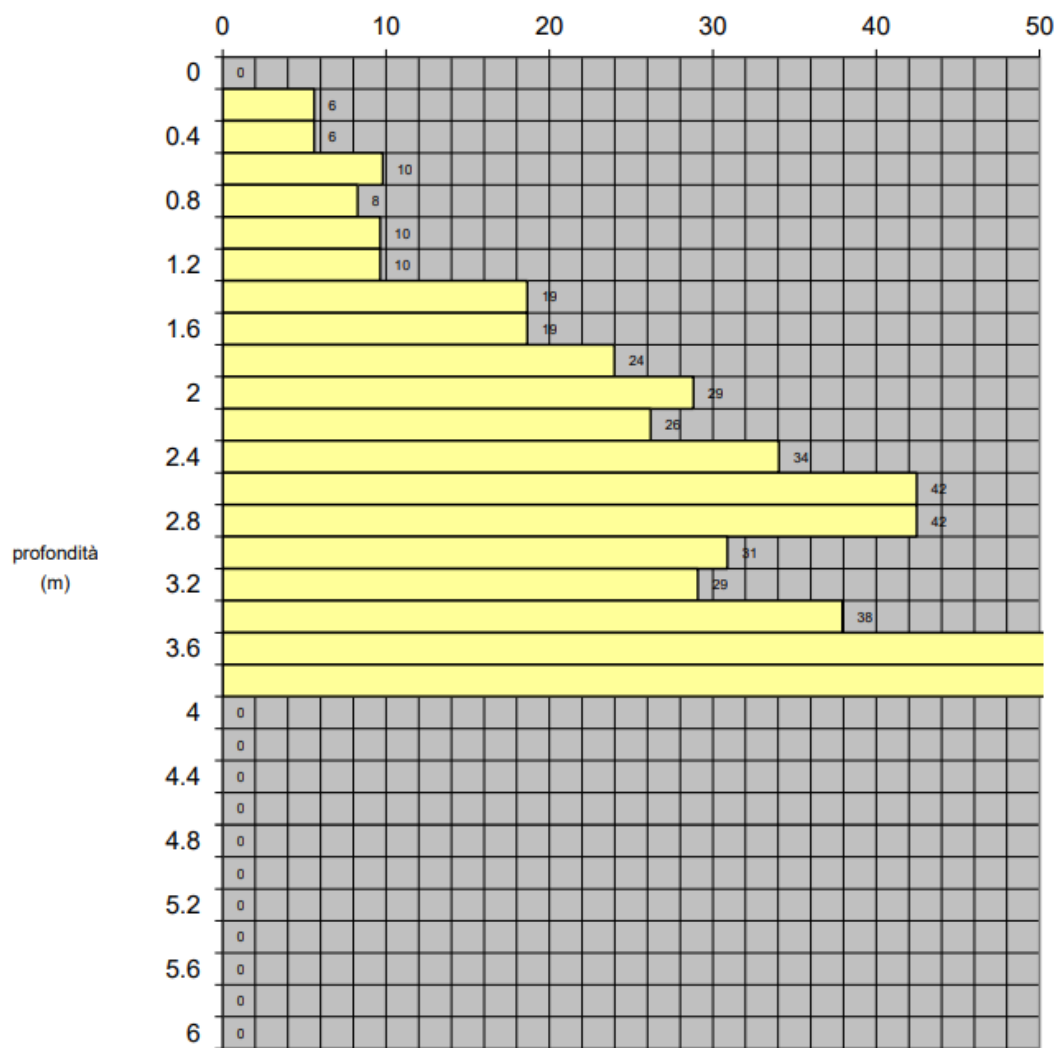
Indirizzo: Via Lavagnone

Data: 12/10/2023

Quota: 125 m s.l.m.

note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

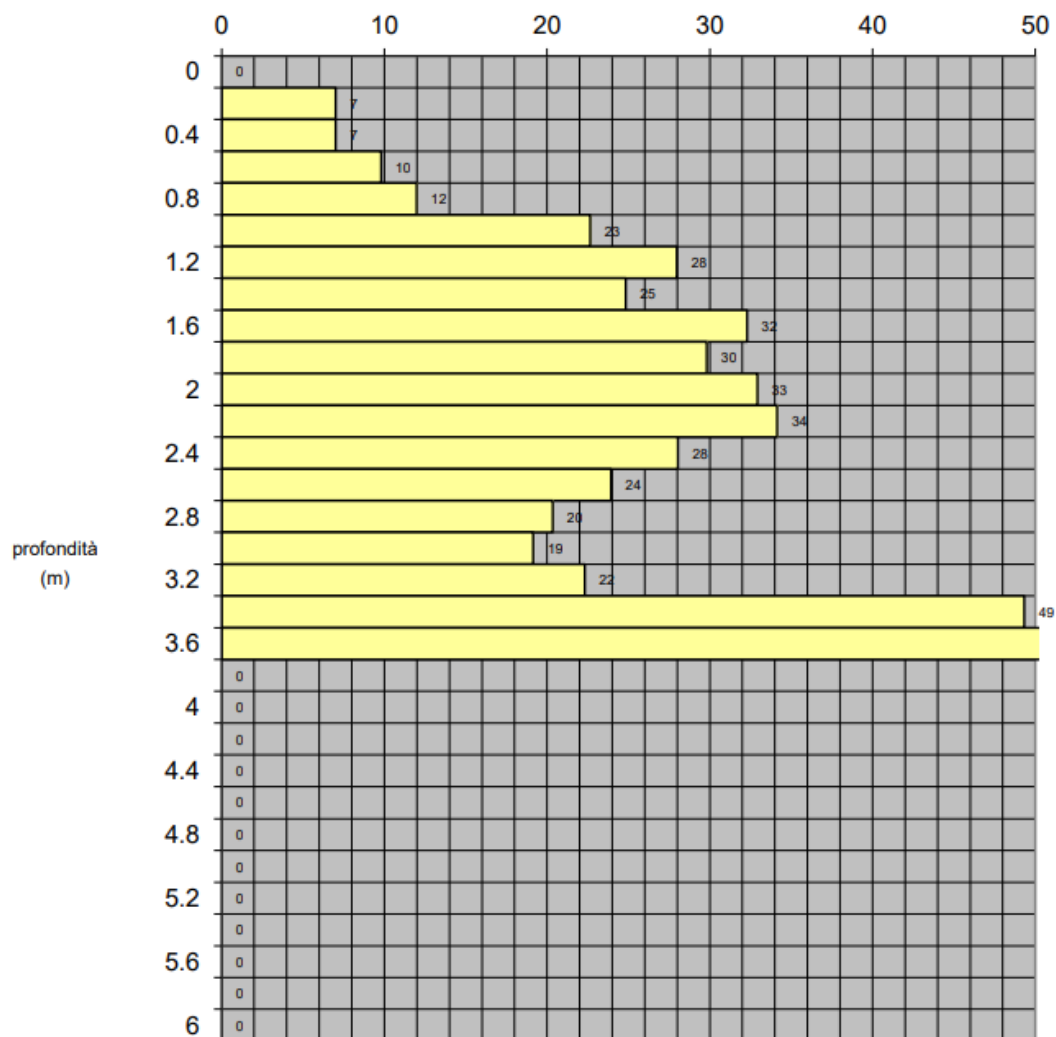
Diagramma numero di colpi punta

n°4

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

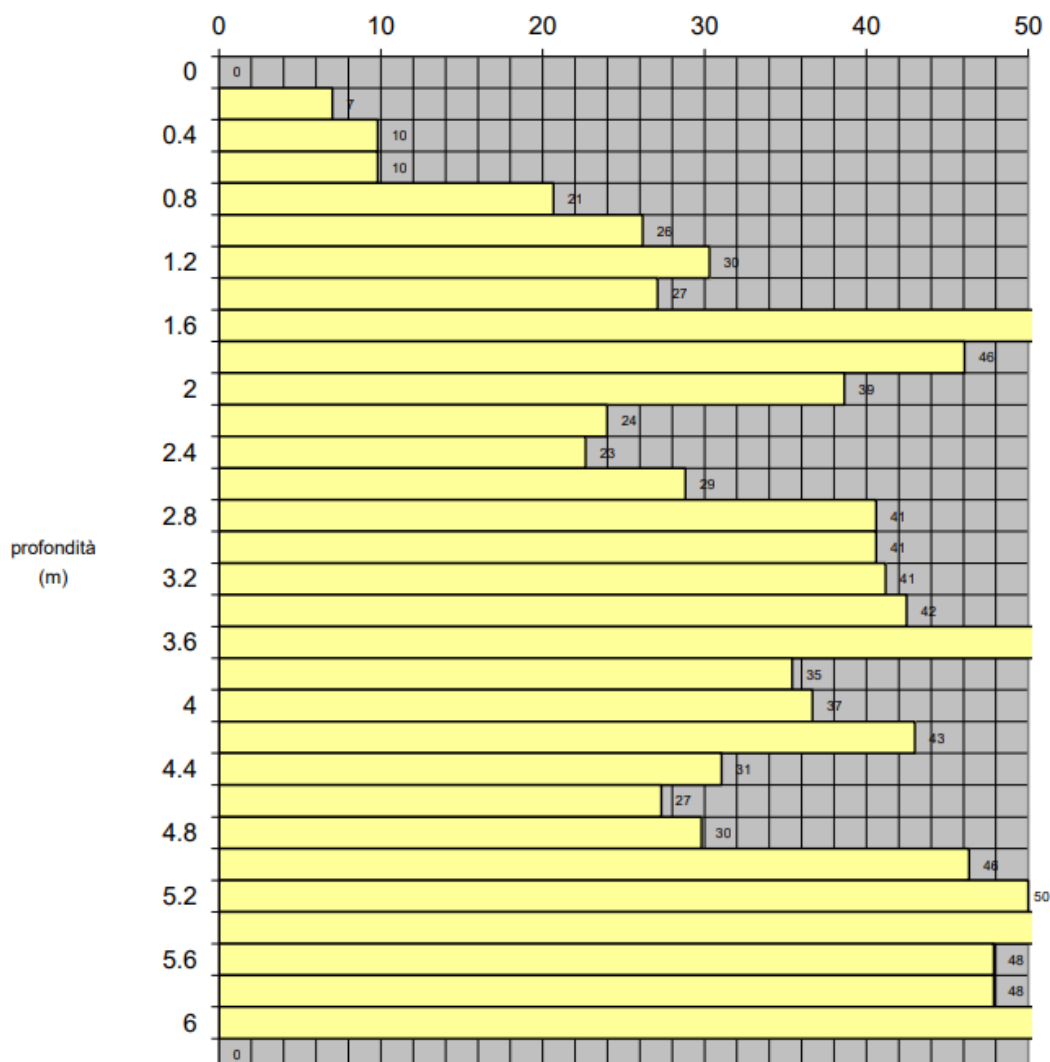
Diagramma numero di colpi punta

n°5

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

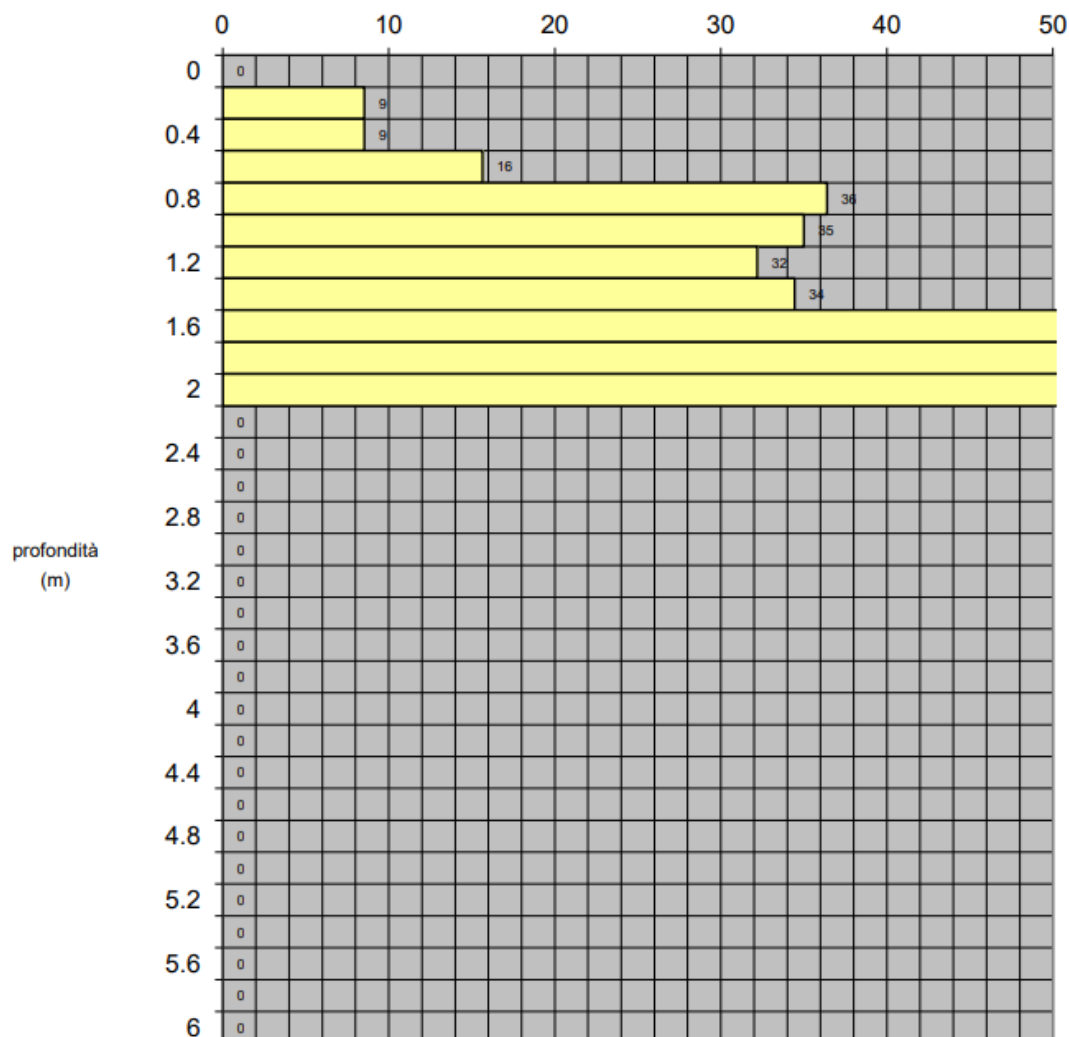
Diagramma numero di colpi punta

n°6

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

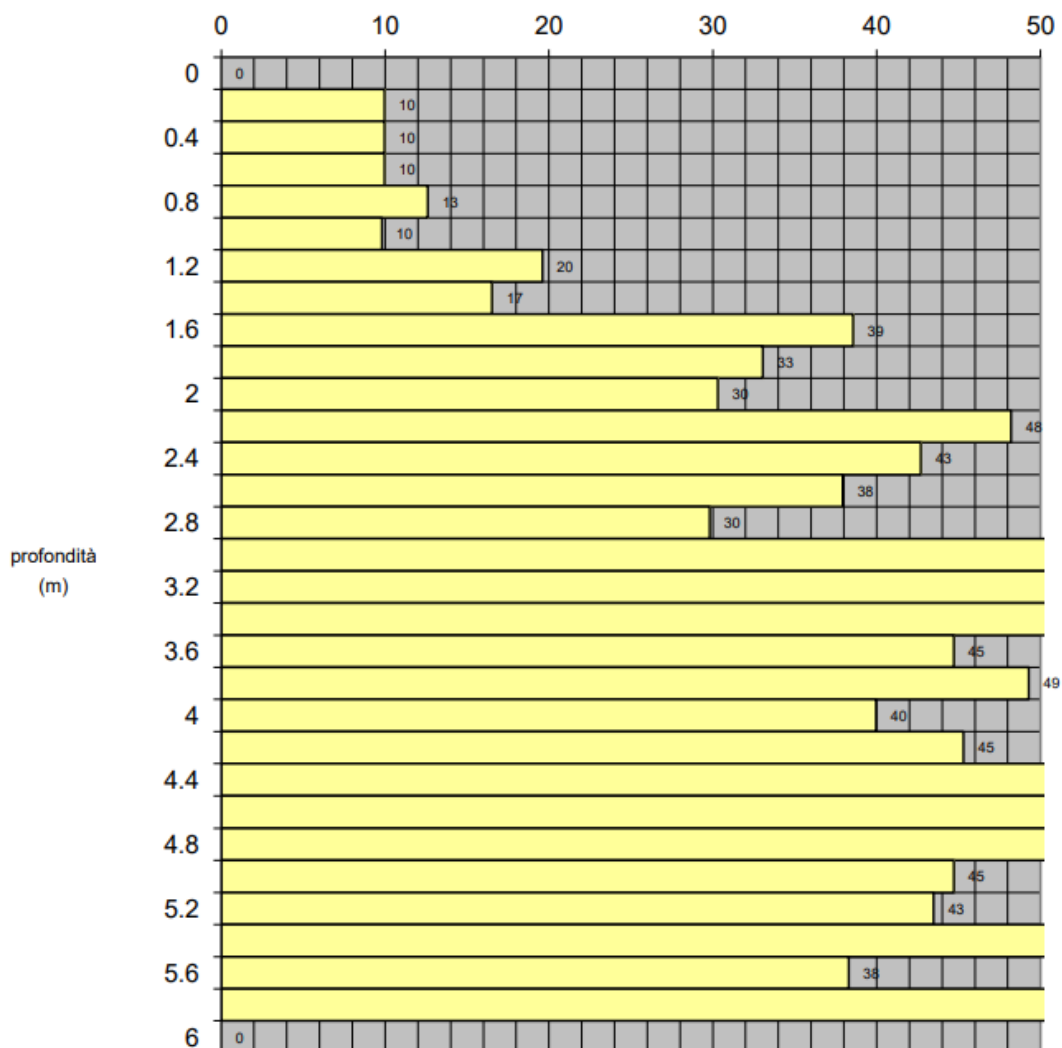
Diagramma numero di colpi punta

n°7

Committente: Martina Re spa
Lavoro: Nuovi edifici residenziali
Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
Data: 12/10/2023
Quota: 125 m s.l.m.
note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Diagramma numero di colpi punta

n°8

Committente: Martina Re spa

Lavoro: Nuovi edifici residenziali

Località: Lonato del Garda (BS)

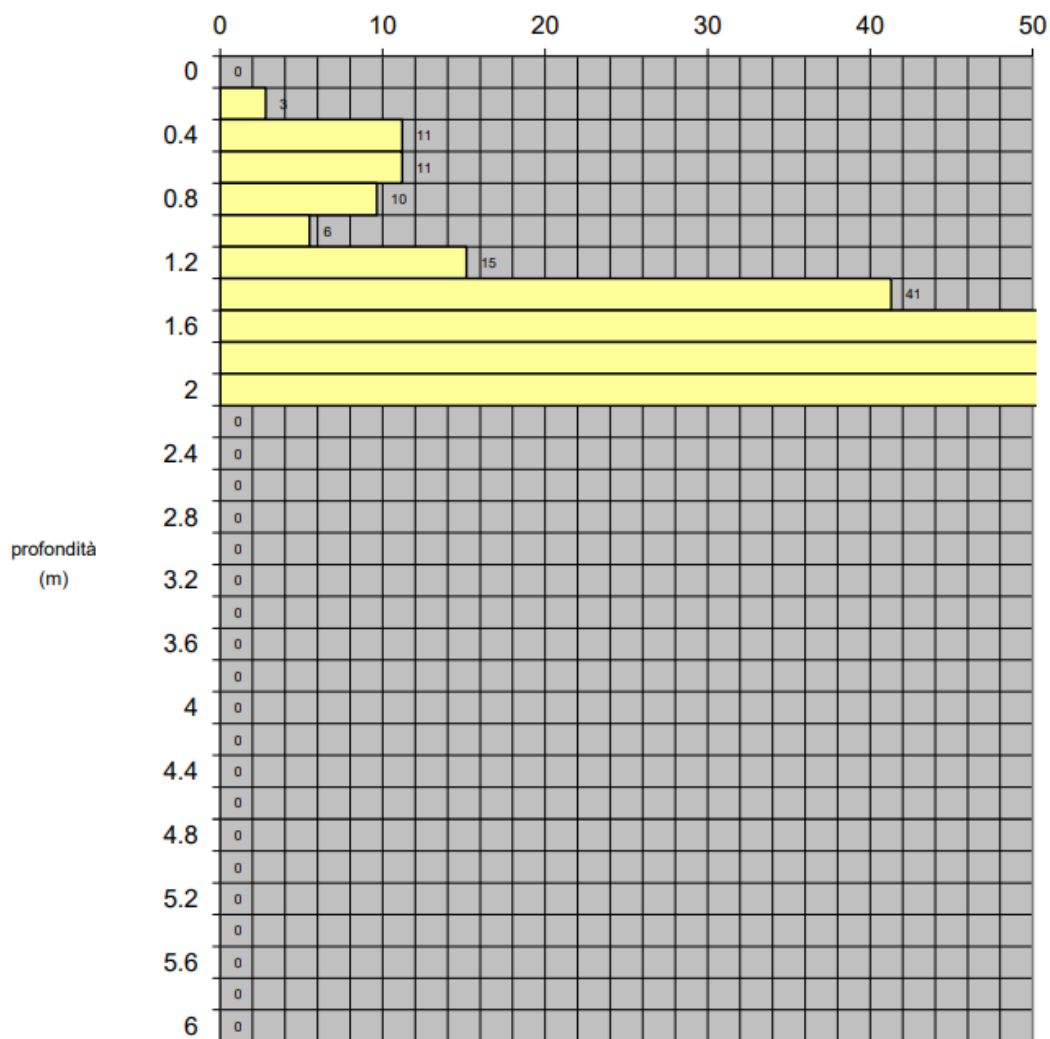
Indirizzo: Via Lavagnone

Data: 12/10/2023

Quota: 125 m s.l.m.

note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Diagramma numero di colpi punta

n°9

Committente: Martina Re spa

Lavoro: Nuovi edifici residenziali

Località: Lonato del Garda (BS)

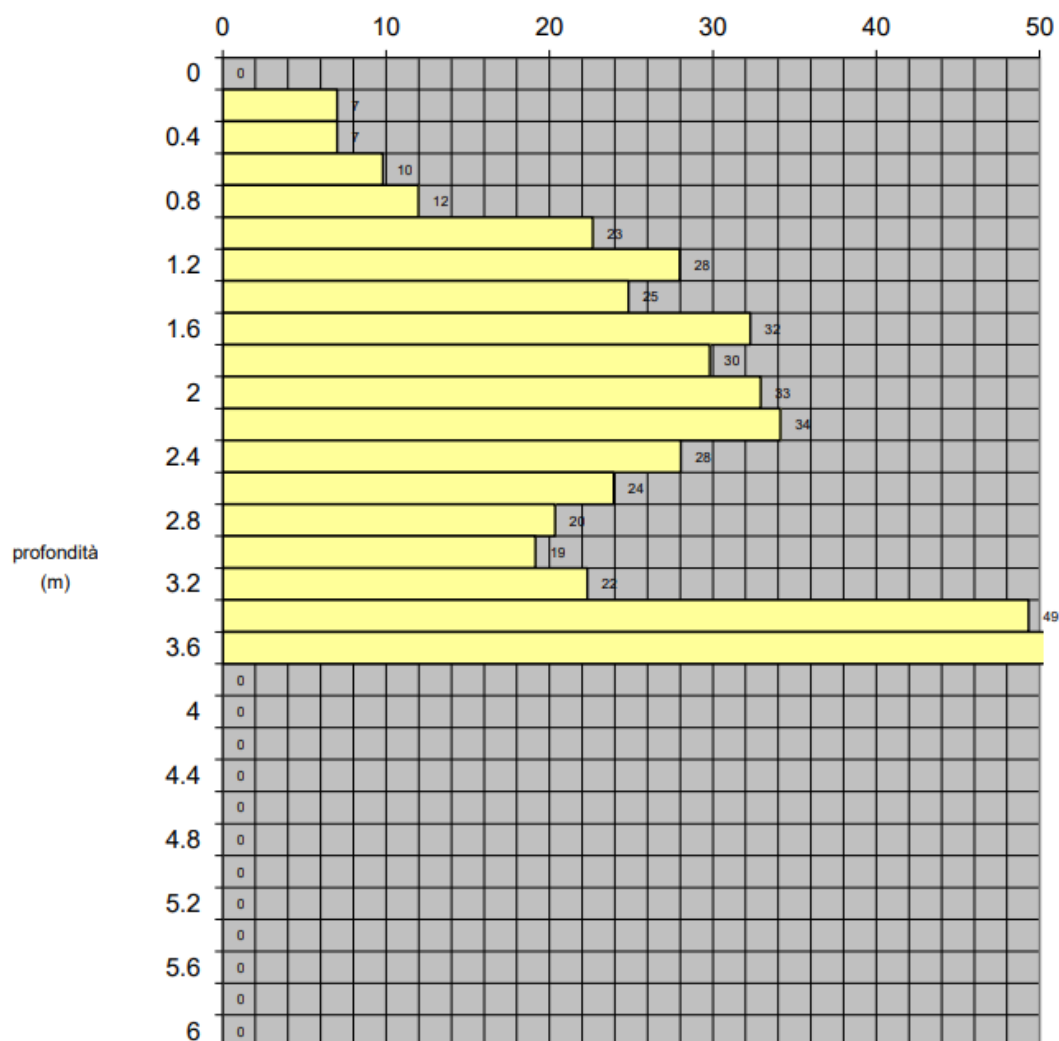
Indirizzo: Via Lavagnone

Data: 12/10/2023

Quota: 125 m s.l.m.

note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



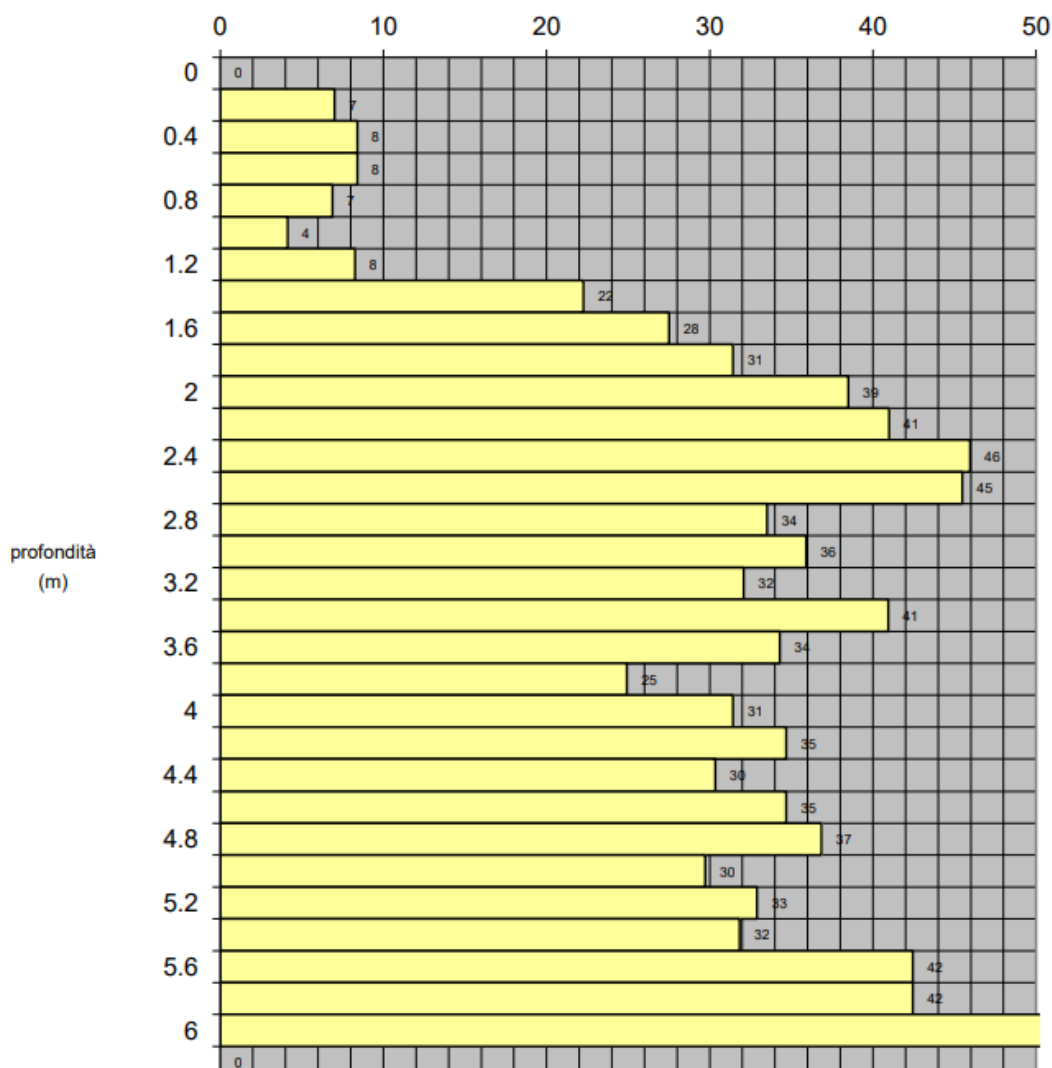
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Diagramma numero di colpi punta

n°10

Committente: Martina Re spa
 Lavoro: Nuovi edifici residenziali
 Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone
 Data: 12/10/2023
 Quota: 125 m s.l.m.
 note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Diagramma numero di colpi punta

n°11

Committente: Martina Re spa

Lavoro: Nuovi edifici residenziali

Località: Lonato del Garda (BS)

Indirizzo: Via Lavagnone

Data: 12/10/2023

Quota: 125 m s.l.m.

note: Profondità falda: n.r.

$$N = (N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$

