



STUDIO TECNICO

DOTT. ING. DARIO VALENTINI

Sede: Via Asnenga, 17/A - CALCINATE - Ufficio: Via Locatelli, 19/G - TRESORE B.RIO
Tel. 035/944.439 - Fax. 4257883 - e.mail: ingvalentini@ingvalle.net

COMUNE DI CALCINATE
Provincia di Bergamo

Progetto:
VARIANTE AL PIANO ATTUATIVO ATP8
Convenzionato in data 12/12/2019
Notaio Dr. Piergiorgio Nosari
Repertorio n° 8669 - Raccolta n° 6536

Committente:
MARLEGNO SRL

Il Committente
Marlegno SRL

Il Progettista
Dott. Ing. Dario Valentini

Relazione geologica-geotecnica

Trescore Balneario, 28/07/2022

All. **G**

COMMITTENTE	Marlegno S.r.l.
OGGETTO	Ambito di trasformazione AtP 8 e relativa lottizzazione in EX. S.S. N. 573/ Via Larga
COMUNE	Calcinatè (Bg) Relazione geologica (R1, R3) Relazione geotecnica (R2)
DATA	marzo 2022
RELATORE	<i>dott. geol. Alessandro Ratazzi</i>



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Alessandro Ratazzi".

SOMMARIO

Premessa

Relazione Geologica - Modellazione geologica e stratigrafica del sito

- Inquadramento geologico-geomorfologico
- Inquadramento idrologico e idrogeologico
- Indicazioni componente geologica PGT comunale
- Indagini in sito
 - Scavi esplorativi
 - Metodo HVSr
- Classificazione sismica
- Categoria sismica dei terreni
- Stratigrafia del sito

Relazione Geotecnica -Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Considerazioni stratigrafiche e geotecniche

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

- Fondazioni superficiali
- Pareti di scavo e opere di sostegno
- Dispersione delle acque bianche meteoriche

Allegati in fondo al testo

Indagini pregresse

(File – CalcinataMarlegno)

Premessa

Su incarico della Marlegno S.r.l. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche a supporto della progettazione degli interventi nell'ambito di trasformazione AtP 8 e relativa lottizzazione in EX. S.S. N. 573/ Via Larga nel comune di Calcinате (Bg).

Date le personali conoscenze dell'area d'intervento, e le particolari caratteristiche stratigrafiche e geotecniche che lo contraddistinguono (a granulometria grossolana, talvolta cementata e molto resistenti all'avanzamento delle aste delle prove penetrometriche SCPT), in accordo con i progettisti e la proprietà, per definire le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo dell'area di interesse e fornire alcune note idrogeologiche e geotecniche sono stati appositamente realizzati scavi nel lotto in esame e utilizzati i risultati di indagini geognostiche e relazioni geologico tecniche seguite dal sottoscritto o effettuate da altre società, in passato, nelle immediate vicinanze e comunque nel medesimo ambito geologico-geomorfologico.

Inoltre, a conferma delle generali proprietà sismostratigrafiche dell'area, valutare la frequenza in sito e determinare la velocità ponderata delle onde sismiche di taglio (Vsequivalenti), è stata effettuata un'indagine geofisica con prospezione HVSR.

Trattandosi di risultati desunti da indagini puntuali, e non escludendo la possibilità di locali variazioni, qualora in fase di scavo si dovessero evidenziare differenze significative, sarà preciso obbligo dell'impresa esecutrice darne tempestiva comunicazione.

È stato fatto riferimento, infine, all'esauriente studio geologico (e relative mappe) redatto dal collega Dott. Geol. Umberto Locati a supporto del PGT del comune di Calcinате.

Nella presente relazione geotecnica saranno analizzati i risultati delle indagini svolte al fine di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, geotecnico e idrogeologico il sottosuolo, di indicare la resistenza di progetto del terreno interagente con le opere di fondazione e stimare l'entità dei cedimenti indotti dalle opere in progetto. Si forniranno inoltre indicazioni sulle modalità di scavo e su eventuali opere di stabilizzazione e consolidamento; infine verranno indicate le modalità da seguire per il trattamento delle acque bianche.

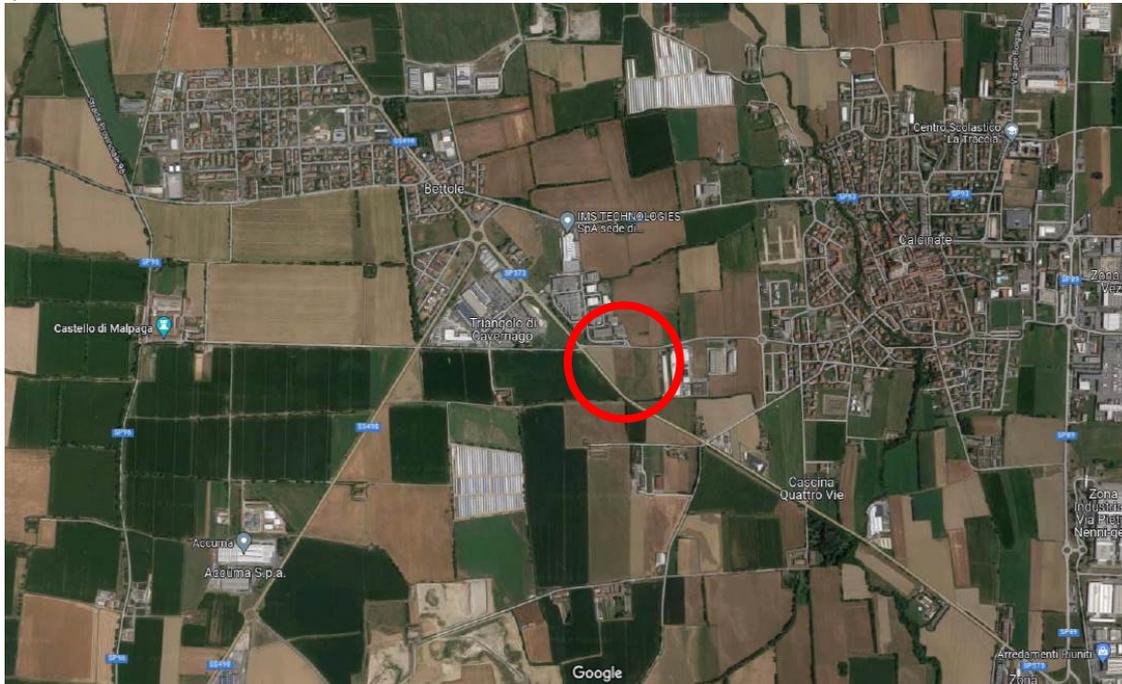
La presente relazione viene redatta seguendo le indicazioni tecniche esposte:

- nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, 17 gennaio 2018)
- nel D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)
- nella L.R. 12 ottobre 2015, n.33 - Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche
- nel D.G.R. 30 marzo 2016 – n. X/5001 Approvazione delle linee guida di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

Relazione Geologica - Modellazione geologica e stratigrafica del sito

Inquadramento geologico - geomorfologico

L'area in esame si trova nel settore nord-occidentale del territorio comunale di Calcinante ad una quota di circa 183 m s.l.m



I depositi stratigrafici che caratterizzano questa porzione del territorio, sono di origine fluvioglaciale, dell'“*Unità di Cologno*” del “*Complesso del Serio*” del Pleistocene superiore costituiti da ghiaie poligeniche a supporto clastico, con matrice sabbiosa. La cementazione può essere da diffusa a scarsa. Localmente è presente una copertura di limi di esondazione.



BACINO DEL SERIO

COMPLESSO DEL SERIO (94)

94a) depositi glaciali.

94b) depositi fluvioglaciali.

Superficie limite superiore: morfologie ben conservate, suoli di spessore massimo 1,1 m, colore tra 7.5YR e 10YR, copertura loessica assente. Comprensivo di: *Unità della Selva di Clusone*, *Unità di Spiazzi*, *Unità di Valzurio*, *Unità di Valcanale*, *Unità di Gazzaniga*, *Unità di Cologno*. *PLEISTOCENE SUPERIORE*

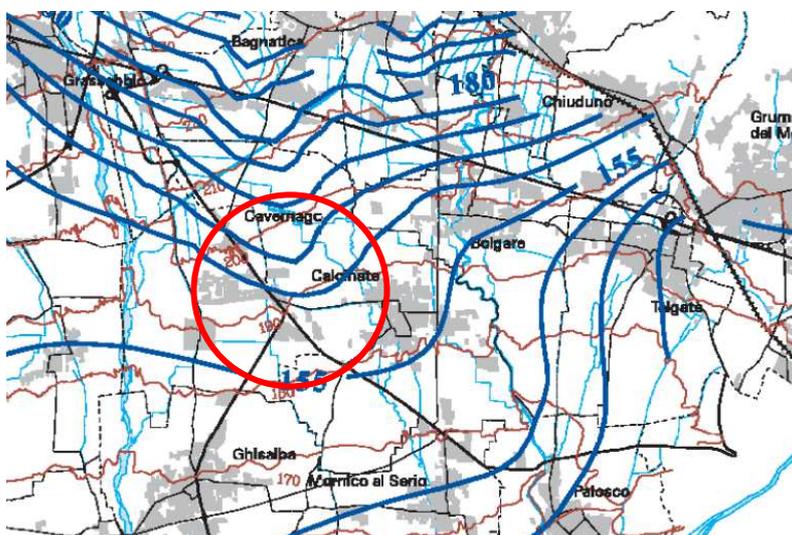


Inquadramento idrologico e idrogeologico

Dal punto di vista idrologico, si segnala che l'unico corso d'acqua superficiale degno di nota e presente nelle "vicinanze" è il Torrente Zerra (ma senza nessuna criticità idraulica); oltre a ciò, la cartografia non segnala nulla di rilevante se non la presenza di una serie di rogge, canali e piccoli torrenti con uso prevalentemente irriguo e che attualmente registrano una certa portata idrica solo in periodi con pluviometrie intense e/o durature.

Per il resto la circolazione idrica superficiale è per lo più a carattere diffuso, controllata dalla morfologia locale e marcata dalle eventuali regimazioni antropiche.

Le informazioni relative alle note idrogeologiche sono state desunte dai dati bibliografici esistenti e relativi ai pozzi ad uso idropotabile censiti e dei quali si conoscono le caratteristiche di costruzione e le stratigrafie dei terreni scavati.



Come si ricava anche dalla consultazione della "Carta della profondità della falda" redatta a supporto del "PTCP - Piano Territoriale di Coordinamento" della Provincia di Bergamo, il livello piezometrico è posto tra le quote di 155 e 160 m s.l.m. (e quindi ad una profondità di circa 25-30 m dall'attuale piano campagna).

Non sono indicate, e non si conoscono, le oscillazioni

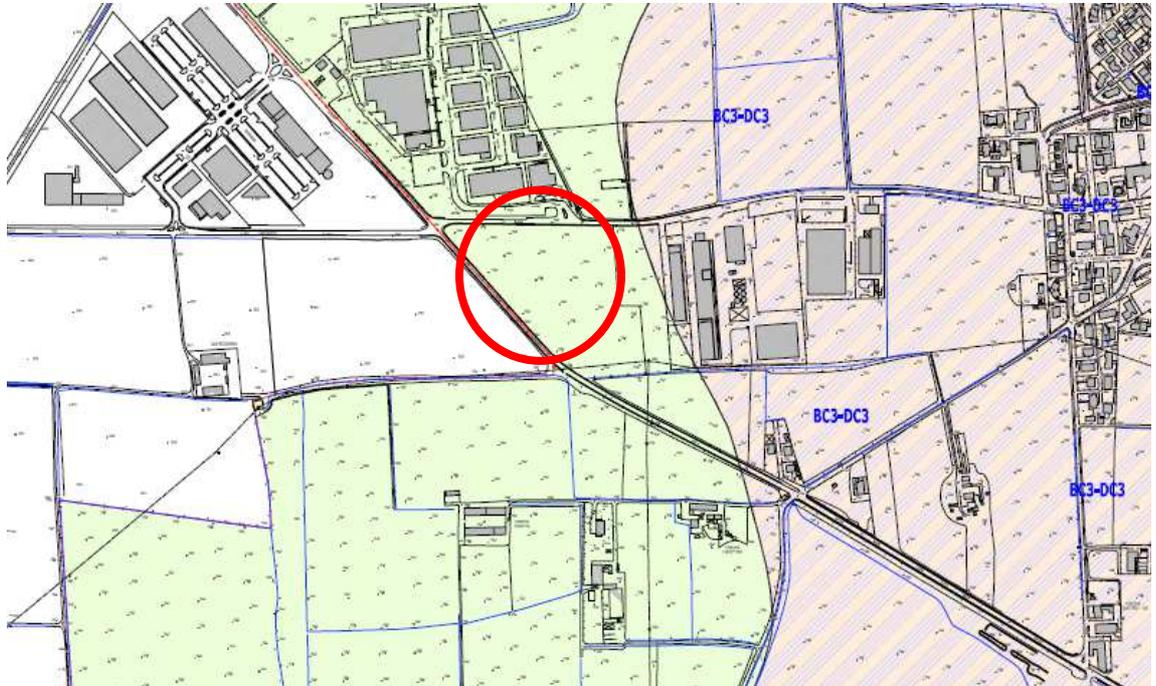
massime stagionali; la direzione di flusso della falda è mediamente N/NW - S/SE.

L'*Unità di Cologno* e l'*Unità Postglaciale* sono contraddistinte da un grado di permeabilità medio-alto, con un coefficiente di conducibilità idraulica (permeabilità - K) stimabile in valori compresi tra 10^{-3} e 10^{-4} m/s; i terreni in esame costituiscono quindi un potente acquifero superficiale che, date le loro caratteristiche granulometriche (ghiaie e ciottoli con sabbie), rappresenta la parte superiore del cosiddetto acquifero tradizionale o di prima falda.

L'elevata permeabilità consente la ricarica dell'acquifero da parte delle acque meteoriche e di quelle di infiltrazione da corsi d'acqua.

Indicazioni componente geologica PGT comunale

Nella Carta di fattibilità redatta a supporto al PGT l'area è posta in "Classe 1, Area senza particolari limitazioni"; dal punto di vista sismico è classificata in zona Z4a, con possibili effetti di amplificazione sismica litologica.



Aree ricadenti in classe 1 di fattibilità: Comprende aree per le quali non sono emerse controindicazioni di carattere geologico per l'attuazione degli interventi edilizi. Conseguentemente è possibile qualsiasi tipo d'intervento, nel rispetto delle normative vigenti e senza un controllo preventivo da parte del Comune sotto il profilo geologico. Solo in questo caso, nella documentazione progettuale presentata al Comune può essere omessa la documentazione di compatibilità geologica degli interventi. È responsabilità del progettista acquisire studi ed elementi per ottemperare a quanto stabilito dal DM 14 gennaio 2008 nella fase di progettazione successiva all'ottenimento del permesso di costruire od atto ad esso assimilabile, relativamente agli elementi di interazione struttura - terreno e rapporto struttura - contesto geologico / geomorfologico.

Indagini in sito

Scavi esplorativi

Sono stati realizzati 10 scavi esplorativi spinti fino alla profondità di 3.5/4.0 metri che hanno permesso di avere conferma delle indicazioni bibliografiche.

È stato rilevato uno spessore superficiale (1.0 m circa) di terreno eluviale limoso argilloso di color nocciola, seguito da sabbie di colore grigio e ghiaie con ciottoli.



Vista l'omogeneità stratigrafica è stata eseguita una sola prova di smaltimento a livello variabile che ha permesso di determinare in modo sperimentale il coefficiente di permeabilità del terreno naturale presente oltre il primo metro.

Per l'interpretazione delle prove effettuate sono state seguite le Raccomandazioni A.G.I. (1977); nello specifico:



Lato	1.0	m	$k = \frac{d(h_2 - h_1)}{32(t_2 - t_1)h_m}$ <p>con h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto ($h_m > d/4$); d = diametro del pozzetto; $t_2 - t_1$ = intervallo di tempo; $h_2 - h_1$ = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$ con h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto ($h_m > d/4$); b = lato della base del pozzetto. $t_2 - t_1$ = intervallo di tempo; $h_2 - h_1$ = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$.</p>
Lato	2.0	m	
H1	3.00	m	
H0	2.80	m	
Hm medio	2.9	m	
altezza dispersa	0.20	m	
volume disperso	0.4	mc	
tempo	6	minuti	
portata	1.11E-03	mc/s	
permeabilità	3.47E-04	m/s	
permeabilità (2)	4.90E-05	m/s	
permeabilità media	1.98E-04	m/s	

Per avere un'indicazione approssimativa relativamente al grado di permeabilità e al drenaggio dei terreni, si forniscono riferimenti bibliografici (*Casagrande e Fadum*).

Tabella 3.1 Coefficiente di permeabilità k per vari terreni

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
<i>Drenaggio</i>	buono				povero				praticamente impermeabile			
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
				terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo								

Tabella 3.2 Classificazione del terreno secondo il valore di k

<i>Grado di permeabilità</i>	<i>Valore di k (m/s)</i>
alto	superiore a 10^{-3}
medio	$10^{-3} \div 10^{-6}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di 10^{-9}

Metodo HVSR

La metodologia d'indagine HVSR (detta anche tecnica di Nakamura, 1989) è una tecnica sismica passiva che prevede la misura del "rumore ambientale" o "microtremore", della superficie terrestre dovuto a fenomeni sia naturali (es. vento) che antropici.

Il metodo porta ad individuare eventuali fenomeni di amplificazione sismica e risonanza dovuti alla stratigrafia locale ed alle discontinuità presenti nel substrato.

La tecnica è non invasiva, rapida e non necessita di fonti di energizzazione esterne, dato che il rumore ambientale è ovunque presente.

Essa sfrutta le basi teoriche dei metodi sismici tradizionali (riflessione, rifrazione), unite a quelle dei microtremori.

Lo spessore di uno strato, noto da precedenti indagini (es. sondaggio, prove penetrometriche, etc.) e la velocità delle onde S di taglio in tale strato determinano la "frequenza fondamentale di risonanza" delle onde secondo la relazione:

$$f_0 = V_s/4h,$$

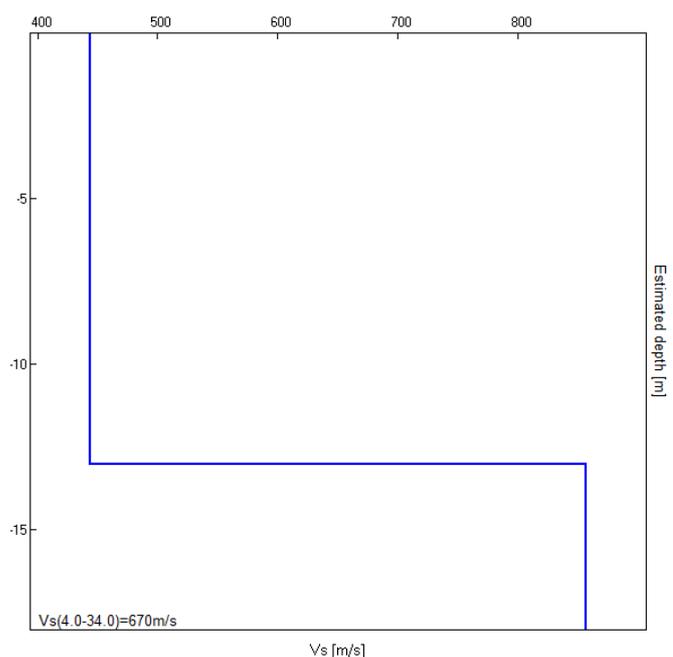
dove V_s è la velocità delle onde S nello strato attraversato ed h il suo spessore.

I microtremori sono principalmente legati alle onde superficiali, in particolare alle onde di Rayleigh, e solo in parte alle onde di volume P o S. Nelle analisi si fa ad ogni modo riferimento alle onde S dato che la velocità delle onde di Rayleigh è molto simile a quella delle onde S.

La frequenza fondamentale di risonanza del sito è legata al passaggio delle onde da un materiale ad un altro avente diversi valori di velocità delle onde sismiche e di densità; quindi, è legata alla presenza di un contrasto d'impedenza acustica.

Il rapporto H/V permette di determinare tale frequenza fondamentale.

Tramite opportuni algoritmi si può compiere un'inversione degli spettri H/V al fine di determinare i profili di velocità delle onde di taglio S e quindi il valore V_{seq} (velocità delle onde S a 30 m di profondità), come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.



Classificazione sismica

Calcinате è in classe "3" e con AgMax pari a 0,13361.

TR (anni)	Ag (g)	F0(-)	TC*(s)
30	0,035	2,419	0,204
50	0,047	2,390	0,230
72	0,056	2,399	0,236
101	0,067	2,391	0,249
140	0,078	2,392	0,256
201	0,092	2,392	0,261
475	0,130	2,435	0,269
975	0,168	2,480	0,277
2475	0,225	2,522	0,292

Vita nominale della costruzione (anni): VN: 50

Classe d'uso della costruzione c_u : 1,0

Periodo di riferimento per la costruzione (anni): VR: 50

Stato Limite	TR (anni)	Ag (g)	F0(-)	TC*(s)
SLO	30	0,035	2,419	0,204
SLD	50	0,047	2,390	0,230
SLV	475	0,130	2,434	0,269
SLC	975	0,168	2,480	0,277

Categoria sismica dei terreni

L'area in esame viene classificata in "Zona Z4a": l'attuale normativa prevede che debbano essere effettuati approfondimenti di studio sismico di secondo livello al fine di determinare in modo semiquantitativo il fattore di amplificazione locale F_a . Tale valore è utilizzato in fase progettuale per ottimizzare le strutture sotto l'aspetto della prevenzione antisismica.

Sulla base delle indagini sismiche svolte sono presumibili terreni con Vseivalenti (riferiti al piano di appoggio delle fondazioni) compresi tra 660-670 m/s e quindi di categoria B e con un andamento della curva delle velocità, assimilabile a quella di riferimento litologica della Regione Lombardia "ghiaiosa".

Con il metodo di calcolo indicato dalla normativa si ottengono valori di F_a pari a.

Fa Intervallo di periodo 0,1 – 0,5 s: 1.4

Fa Intervallo di periodo 0,5 – 1.5 s: 1.2

Per il comune di Calcinате, i valori di soglia del Fattore di amplificazione F_a forniti dalla Regione Lombardia, differenziati per suoli di fondazione e per periodi, sono:

INTERVALLO	Valori soglia			
	B	C	D	E
0.1 - 0.5	1,5	1,9	2,3	2,0
0.5 - 1.5	1,7	2.4	4,3	3,1

e rappresentano il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

L'approfondimento sismico di secondo livello ha evidenziato quanto segue:

INTERVALLO 0.1 / 0.5 s – Strutture basse, regolari e rigide: 1.4<1.5

Sarà possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa vigente e utilizzare un suolo B.

INTERVALLO 0.5 / 1.5 s – Strutture alte e flessibili:1.2<1.7

Sarà possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa vigente e utilizzare un suolo B.

Per determinare i parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali si potrà fare riferimento alla tabella:

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B-C-E	1.25	0.15	0.50	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00

Mentre per quelli della componente verticale:

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A-B-C-D-E	1.00	0.05	0.15	1.00

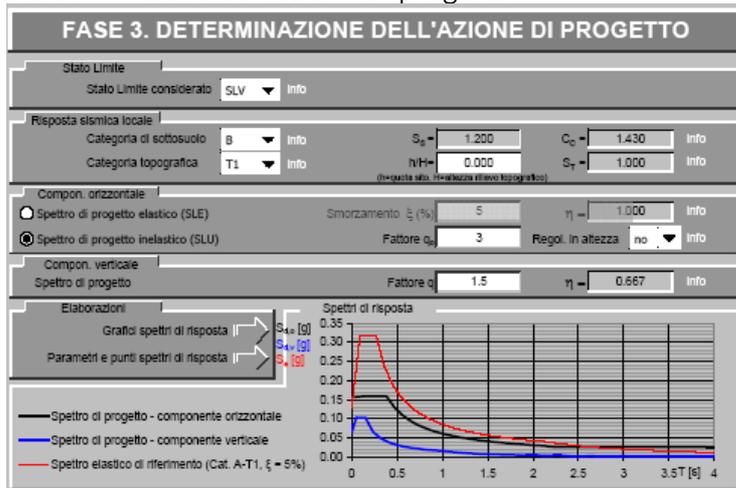
Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici

Categoria sottosuolo: B Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 50anni Coefficiente cu: 1

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* (ampl. stratigrafica)	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc* (coeff.funz. categ.)	1,80	1,75	1,61	1,60
St* (amplificazione topografica)	1,00	1,00	1,00	1,00

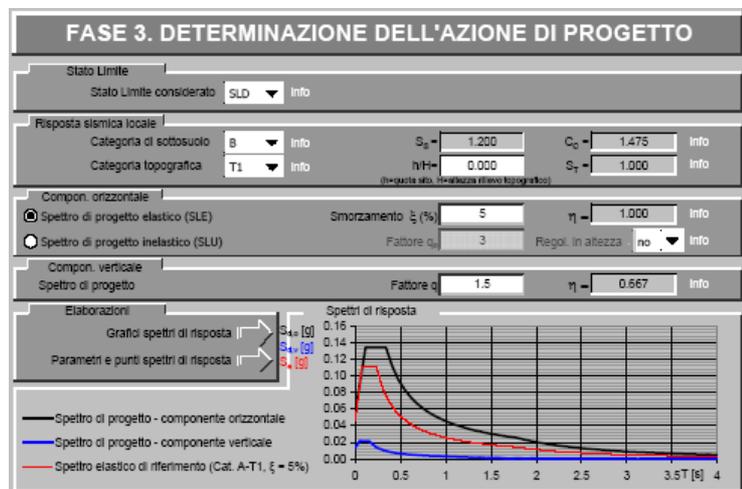
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,011	0,037	0,048
0,004	0,006	0,018	0,024	
Amax [m/s ²]	0,418	0,540	1,499	1,973
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Determinazione dell'azione di progetto



SLU

SLE



Facendo riferimento al paragrafo 7.11.3.4.2. delle NTC 2018 (esclusione della verifica a liquefazione):

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C > 3,5$.

date le condizioni stratigrafiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche del sito, non sussistono pericoli in tal senso.

Relazione Geotecnica -Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Considerazioni stratigrafiche e geotecniche

Le descrizioni stratigrafiche sono da ritenere indicative in quanto dedotte in modo indiretto durante l'esecuzione delle prove.

LIVELLO [1]: dal piano campagna fino alla profondità di circa 1.0/1.2 m circa.

Si tratta di terreno eluviale limoso sabbioso localmente argilloso riportato descrivibile come "sciolto" (Associazione Geotecnica Italiana 1977) e per il quale si possono stimare:

Peso di Volume (t/mc): 1.65

Angolo di Attrito (°): 25-26

Modulo Elastico (kg/cmq): 40-60

ricordando che:

Peso di volume: stima valutata in relazione a N_{SCPT}

Angolo di attrito: correlazione tra N_{SCPT} e ϕ di Meyerhof per terreni con una percentuale di sabbia fine e limo superiore a 5

Modulo elastico: valutato da correlazioni empiriche tra N_{SCPT} e il tipo di terreno

LIVELLO [3]: dalla base dello strato precedente.

Sabbie e ghiaie con ciottoli "moderatamente addensate-addensate" (AGI 1977), con:

Peso di Volume (t/mc): 1.75-1.80

Angolo di Attrito (°): 32-34

Modulo Elastico (kg/cmq): >250

Non si esclude comunque localmente la presenza di orizzonti (di spessore massimo pari a 1.0-1.5 m) meno addensati e legati a terreni nella quale prevale la frazione sabbiosa.

Oltre tale quota il numero di colpi N_{SCPT} delle prove prese a riferimento aumenta raggiungendo rapidamente valori maggiori di 100 ("rifiuto alla penetrazione meccanica della punta"), per la presumibile presenza di terreni definibili come "molto addensati" (AGI 1977).

Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

Fondazioni superficiali

Per quanto in progetto, in questa fase, in assenza di specifiche di progetto, è stata valutata per la palazzina uffici, l'ipotesi di fondazioni continue a trave di larghezza pari a 1.0 m alla profondità minima di 1.0 m circa (in qualunque caso dovranno essere asportati gli eventuali materiali di riporto presenti); mentre per il capannone sono prevedibili fondazioni a plinti isolato di lato pari a 3.0 m posti alla profondità di 2.0 m.

Con le relazioni di Terzaghi, Meyerhof e Brinch-Hansen si è determinata la resistenza del sistema terreno-fondazione (R_d) con la combinazione e l'approccio di calcolo che la normativa richiede. Sono stati inoltre calcolati i cedimenti totali teorici che potrebbero registrarsi qualora le condizioni stratigrafiche locali interagissero con le opere di fondazione uniformemente sollecitate dalla resistenza di progetto in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$) per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove: E_d : valore di progetto dell'effetto delle azioni.

C_d : valore limite dell'effetto delle azioni

Alla luce di quanto sopra si potrà quindi prevedere:

- fondazione a TRAVE con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$) di 1.5 kg/cmq; i cedimenti totali teorici, e in parte compensati dalla tipologia di fondazione adottata, sono stimabili in 0.7 cm.

RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO ($R_d(SLU)$) con coeff. parz. M1,R1)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh.(L)	γ	ϕ^*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	R_d	R_d	R_d
						[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
1.0	1.0	1.0	indef.	1.75	32.0	7.2	7.3	7.3

RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO ($R_d(SLU)$) con coeff. parz. M1,R3)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh.(L)	γ	ϕ^*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	R_d	R_d	R_d
						[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
1.0	1.0	1.0	indef.	1.75	32.0	3.1	3.2	3.2

Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio	$R_{d(SLE)}$	<u>1.5</u>	[kg/cm ²]
Cedimento del terreno previsto con $R_{d(SLE)}$	<u>1.5</u>	[kg/cm ²]:	<u>0.7</u> [cm]
Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con $\gamma_R=1,1$)		<u>2.0</u>	[kg/cm ²]

- fondazione a PLINTO con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio (R_{dSLE}) di 1.5 kg/cmq; i cedimenti totali teorici, e in parte compensati dalla tipologia di fondazione adottata, sono stimabili in 1.5 cm.

RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO ($R_d(SLU)$) con coeff. parz. M1,R1

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh.(L)	γ	ϕ^*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
2.0	2.0	3.0	3.0	1.75	32.0	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
						15.3	20.6	20.1

RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO ($R_d(SLU)$) con coeff. parz. M1,R3

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh.(L)	γ	ϕ^*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
2.0	2.0	3.0	3.0	1.75	32.0	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
						6.6	9.0	8.7

<u>Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio</u>	<u>$R_d(SLE)$</u>	<u>1.5</u>	[kg/cmq]
<u>Cedimento del terreno previsto con $R_d(SLE)$</u>	<u>1.5</u>	[kg/cmq]:	<u>1.6</u>
<u>Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con $\gamma_R=1,1$)</u>			<u>5.7</u>
			[cm]
			[kg/cmq]

Resta inteso che l'entità dei cedimenti qui stimati dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con la durabilità e l'esercizio dell'opera nelle diverse condizioni. Soluzioni o valutazioni per ipotesi di geometrie differenti, potranno essere predisposte su richiesta del progettista strutturale.

Pareti di scavo e opere di sostegno

Qualora i modesti fronti di scavo non dovessero interessare a confine, edifici esistenti o strade, considerando il solo aspetto di stabilità del fronte, lo scavo potrebbe essere realizzato senza particolari opere preliminari di consolidamento.

Più attenzione si dovrà porre per gli scavi per la realizzazione dei pozzi di dispersione che abitualmente vengono realizzati con fronti praticamente verticali ma sono da ritenere "stabili" solo in condizioni a brevissimo termine (secondo le indicazioni desunte dall'utilizzo del Metodo di Taylor) e pertanto sono assolutamente da evitare.

In condizioni di medio e lungo termine, condizioni nelle quali il terreno perde del tutto le caratteristiche di coesione, sia per le caratteristiche stratigrafiche che geotecniche dei terreni esaminati, la stabilità dei fronti di scavo potrà essere garantita solamente con angoli di scarpata non superiori a 55-60°.

Oltre a ciò, si dovranno adottare tutte le precauzioni previste dalla normativa vigente in merito alla sicurezza sui luoghi di lavoro per scavi con altezza superiore a 1.5 m (D.Lvo. n° 81/08).

Si raccomanda, comunque, di mantenere gli scavi aperti per il minor tempo possibile avendo cura di coprire il fronte degli scavi (già dal bordo superiore) mediante teli impermeabili in nylon o politene. Sarà necessario incanalare, raccogliere ed allontanare eventuali acque presenti nello scavo.

Per qualunque caso analizzato si sconsiglia il carico (anche accidentale) del tratto di monte a ridosso del fronte di scavo.

Dispersione delle acque bianche meteoriche

Le prove in sito hanno permesso di verificare valori di permeabilità medi pari a 2.0×10^{-4} m/s oltre il primo metro e mezzo circa.

La granulometria dei depositi, e la loro permeabilità, dovranno essere comunque verificate e confermate in fase di scavo, anche eventualmente prevedendo prove di dispersione in fase preliminare; si raccomanda in ogni modo di realizzare eventuali nuovi pozzi perdenti discosti il più possibile dalle strutture di fondazione.

Il modello geologico del sito, costruito mediante esecuzione di indagini puntuali, è applicabile tridimensionalmente a tutta l'area oggetto di intervento.

Trattandosi di risultati desunti da prove puntuali, e non escludendo la possibilità di locali variazioni, sarà necessario verificare e confermare in fase di scavo le indicazioni qui esposte.

Dal punto di vista della compatibilità degli interventi di trasformazione territoriale l'area non presenta alcuna restrizione, infatti, non vi sono situazioni di rischio idrogeologico.

I risultati esposti nella presente non tengono conto di eventuali vincoli urbanistici, regolamenti edilizi locali e di altri vincoli imposti dalle pubbliche Autorità, dei quali non sono stato incaricato di verificare l'esistenza.

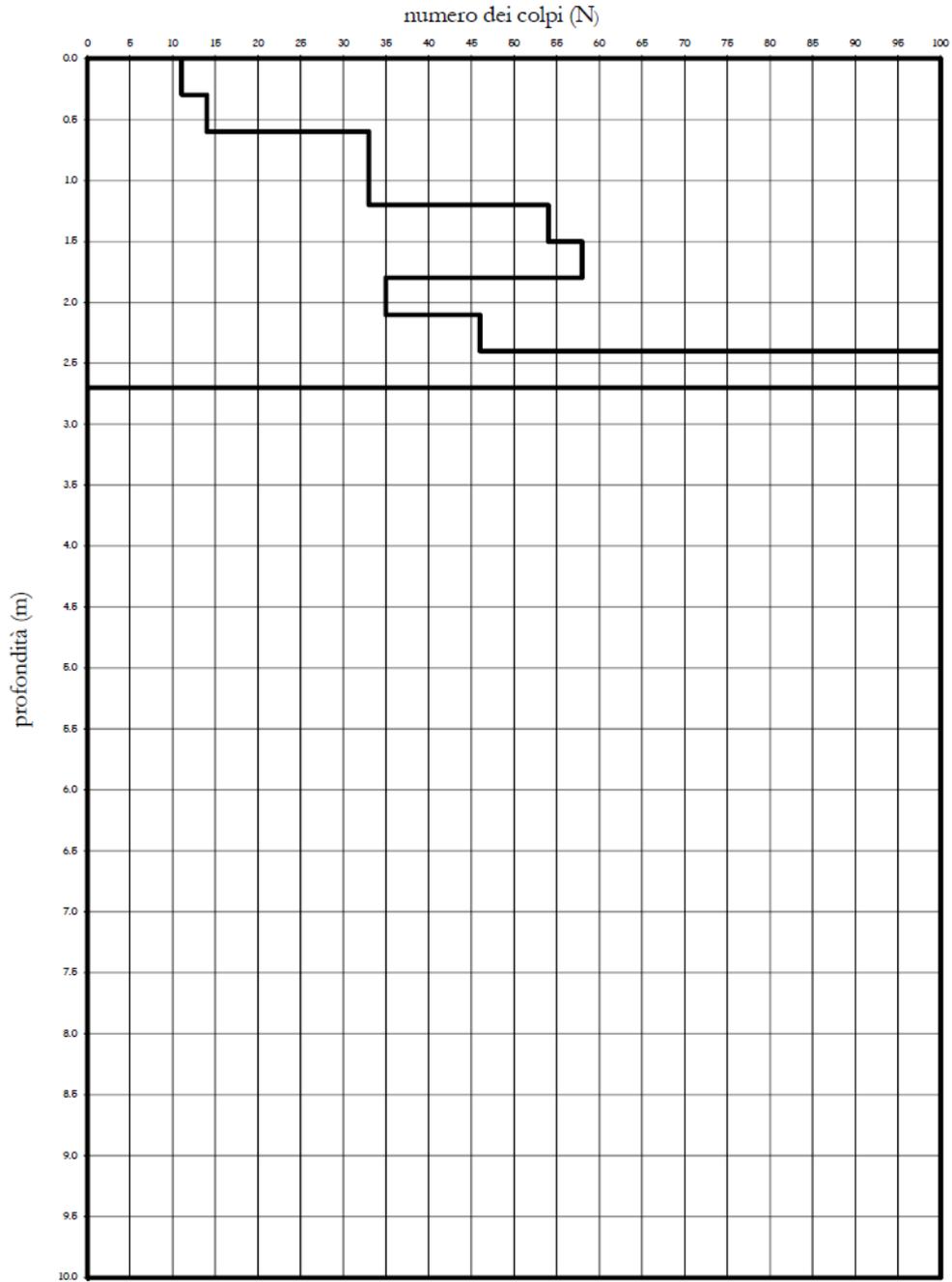
Resto a disposizione per qualsiasi chiarimento.



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Alessandro Ratazzi".

Calcinatè (Bg)
novembre 2017

PROVA PENETROMETRICA SCPT n.1

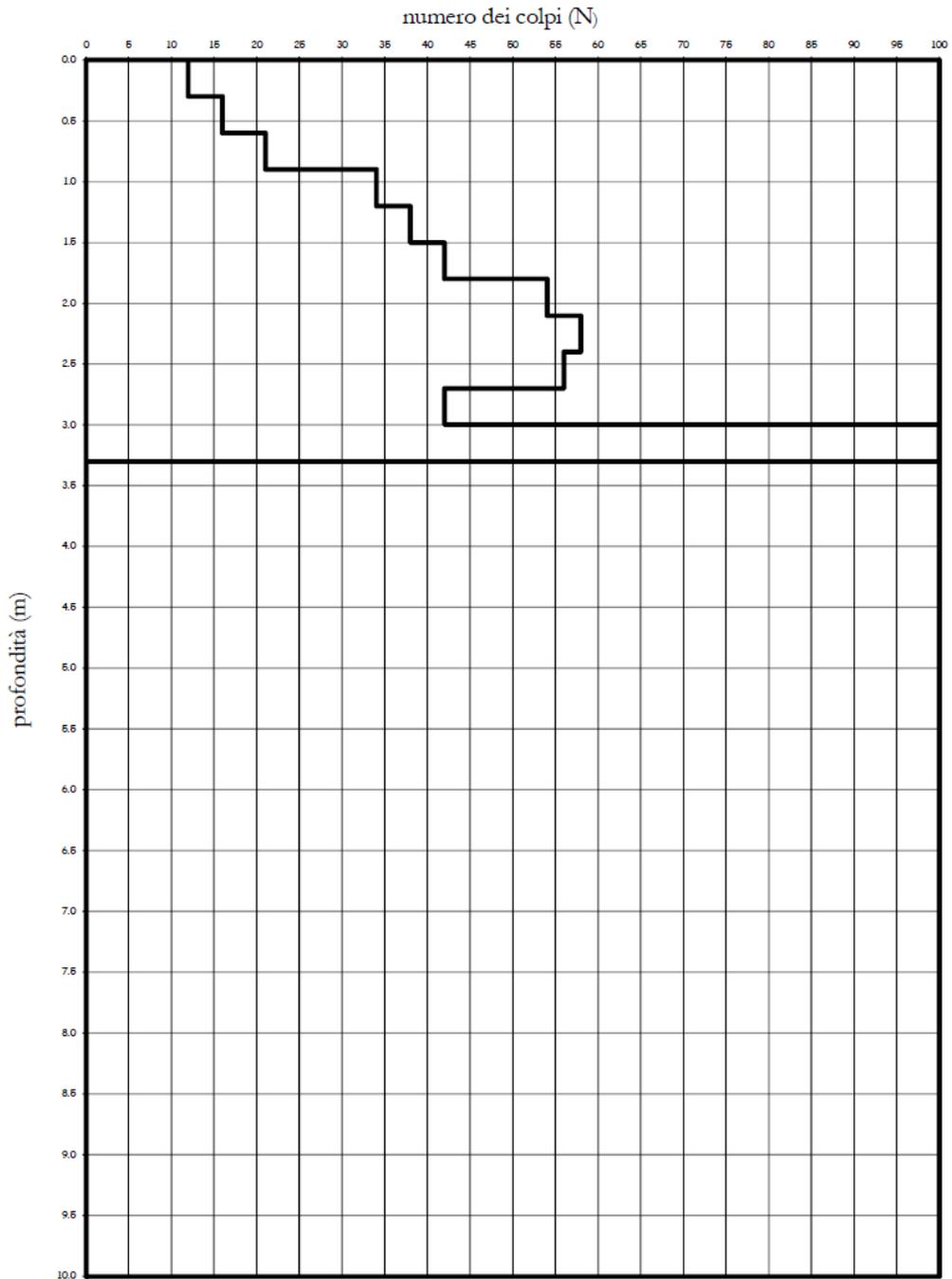


Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm

— Punta

Calcinatè (Bg)
novembre 2017

PROVA PENETROMETRICA SCPT n.2

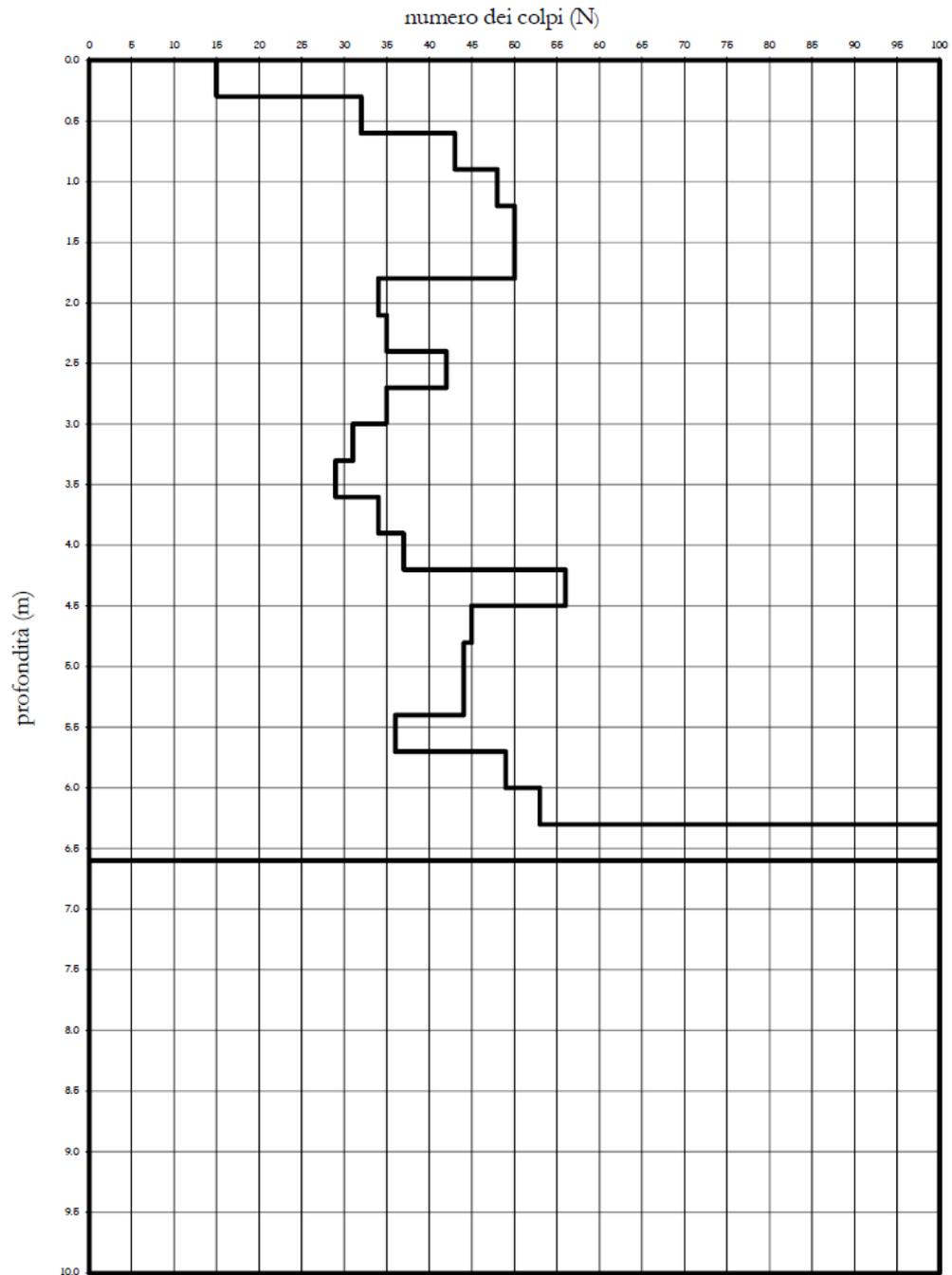


Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm

— Punta

Calcinatè (Bg)
novembre 2017

PROVA PENETROMETRICA SCPT n.3



Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm

— Punta

Indagini pregresse