

COMMITTENTE Officine MAK S.r.l.

OGGETTO Piano attuativo finalizzato all'attuazione delle  
previsioni conferite dal Documento di Piano  
all'Ambito di Trasformazione AT1 – Ex  
Medaspan, in via General Giardino

COMUNE Meda (MB)

Relazione geologica (R1, R3)  
Relazione geotecnica (R2)

DATA ottobre 2020

RELATORE dott. geol. Alessandro Ratazzi



A handwritten signature in black ink, appearing to read "A. Ratazzi", positioned over the bottom right of the circular stamp.

## 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
  - Prove penetrometriche dinamiche SCPT
  - Prove di permeabilità di tipo Lefranc
  - Metodo HVSr
- Classificazione sismica
- Categoria sismica dei terreni

#### 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

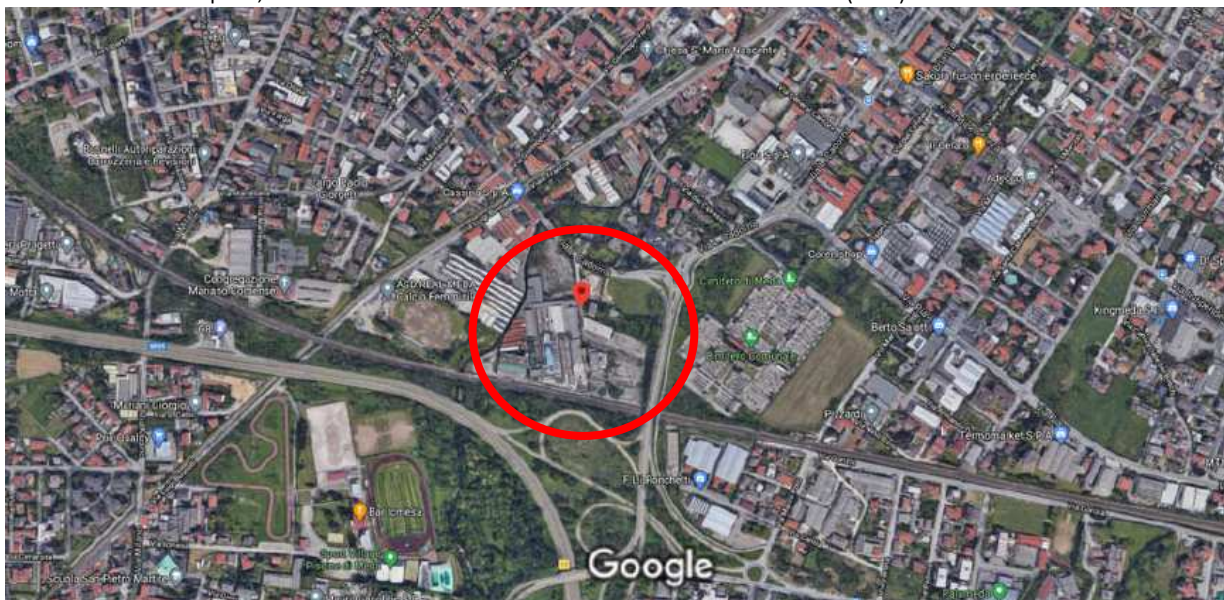
#### Ubicazione punti d'indagine

#### Diagrammi penetrometrici

(File – MedaGBMAK)

## Premessa

Su incarico della Società G.B. & Partners S.r.l., e per conto della Società Officine MAK S.r.l., è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche a supporto della progettazione degli interventi previsti nel Piano attuativo finalizzato all'attuazione delle previsioni conferite dal Documento di Piano all'Ambito di Trasformazione AT1 – Ex Medaspan, in via General Giardino nel comune di Meda (MB).



In questa fase l'area è in gran parte occupata da edifici esistenti oggetto di demolizione e non è del tutto accessibile in sicurezza; pertanto, in accordo con i progettisti, per definire le caratteristiche geotecniche dei terreni dell'area di interesse sono state eseguite n.10 prove penetrometriche dinamiche SCPT che hanno raggiunto la massima profondità di 9-10 m oltre la quale è stato registrato il rifiuto alla penetrazione meccanica della punta. Questo è dovuto alla natura del "terreno" affiorante nell'area in esame e soprattutto al suo grado di addensamento.

All'interno di alcuni fori di prova sono state eseguite speditive prove di permeabilità (del tipo Lefranc).

A completamento dello studio è stato effettuato un rilievo geologico-stratigrafico del sito oltre alla diretta osservazione dei depositi in affioramento in scavi realizzati nelle vicinanze del lotto in esame.

Infine, per determinare le proprietà sismostratigrafiche dell'area, valutare la frequenza in sito e la velocità ponderata delle onde sismiche di taglio ( $V_{se}$ equivalente), è stata effettuata un'indagine geofisica con prospezione HVSR.

I punti d'indagine sono stati localizzati compatibilmente ai numerosi ingombri esistenti (in superfici e nel sottosuolo), così come illustrato nello schema planimetrico allegato.

Alla luce di quanto sopra i progettisti valuteranno la possibilità di integrare la presente indagine non appena i luoghi oggetto di studio saranno stati liberati dagli edifici esistenti e dai numerosi sottoservizi interrati.

È stato fatto riferimento infine all'esauriente studio geologico (e relative mappe) redatto dallo Studio Tecnico Associato di Geologia dei colleghi Dott. Geol. Carimati e Zaro a supporto del PGT del comune di Meda.

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 da quanto qui riportato, sarà preciso obbligo dell'impresa esecutrice darne tempestiva comunicazione.

Nella presente relazione geologica e 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

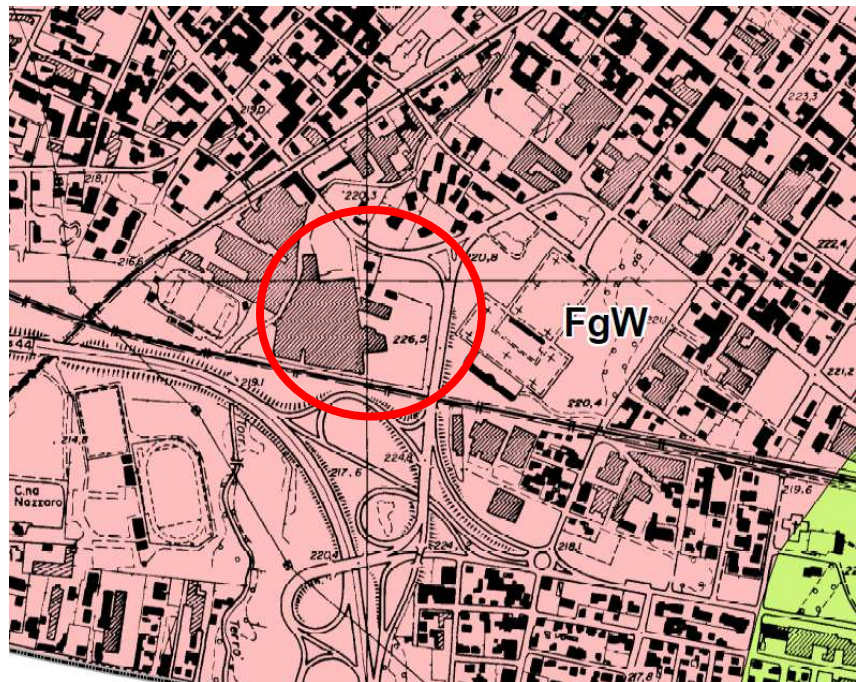
### Inquadramento geologico - geomorfologico

L'area di studio è posta nel settore centro-meridionale del territorio comunale di Meda, ad una quota di circa 226 m s.l.m..

Il settore di studio appartiene all'ambito dell'alta pianura ed è posto su di una porzione di territorio subpianeggiante con una leggera pendenza verso sud-sud/est; tale omogeneità è interrotta solo da piccoli corsi d'acqua (e/o paleoalvei) ad uso prevalentemente irriguo e dagli orli dei terrazzi fluvioglaciali che interessano questo settore.

Come conferma anche lo studio a supporto del PGT, dal punto di vista geologico i terreni dell'area di studio sono di origine fluvioglaciale tardo wurmiano e costituiscono i depositi delle piane fluviali del Fiume Seveso e Torrente Tarò.

Sono caratterizzati da ghiaie e sabbie a volte argilloso-limosi; è irregolare la presenza di uno strato d'alterazione superficiale, nei settori non urbanizzati.



**FgW** FLUVIO-GLACIALE TARDO WURMIANO - ALLUVIONI ANTICHE

Depositi ghiaioso-sabbiosi a volte argilloso-limosi (soprattutto in lenti di limitata estensione).

Superficie di alterazione da assente a poco sviluppata.

Questa unità è diffusa con continuità a costituire il livello dell'Alta Pianura: in particolare, nel territorio di Meda, coincide con la piana di scorrimento del torrente Tarò.



## Inquadramento idrologico e idrogeologico

La cartografia non segnala nulla di rilevante se non la presenza di una serie di rogge, canali e piccoli torrenti (spesso intubati) 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.

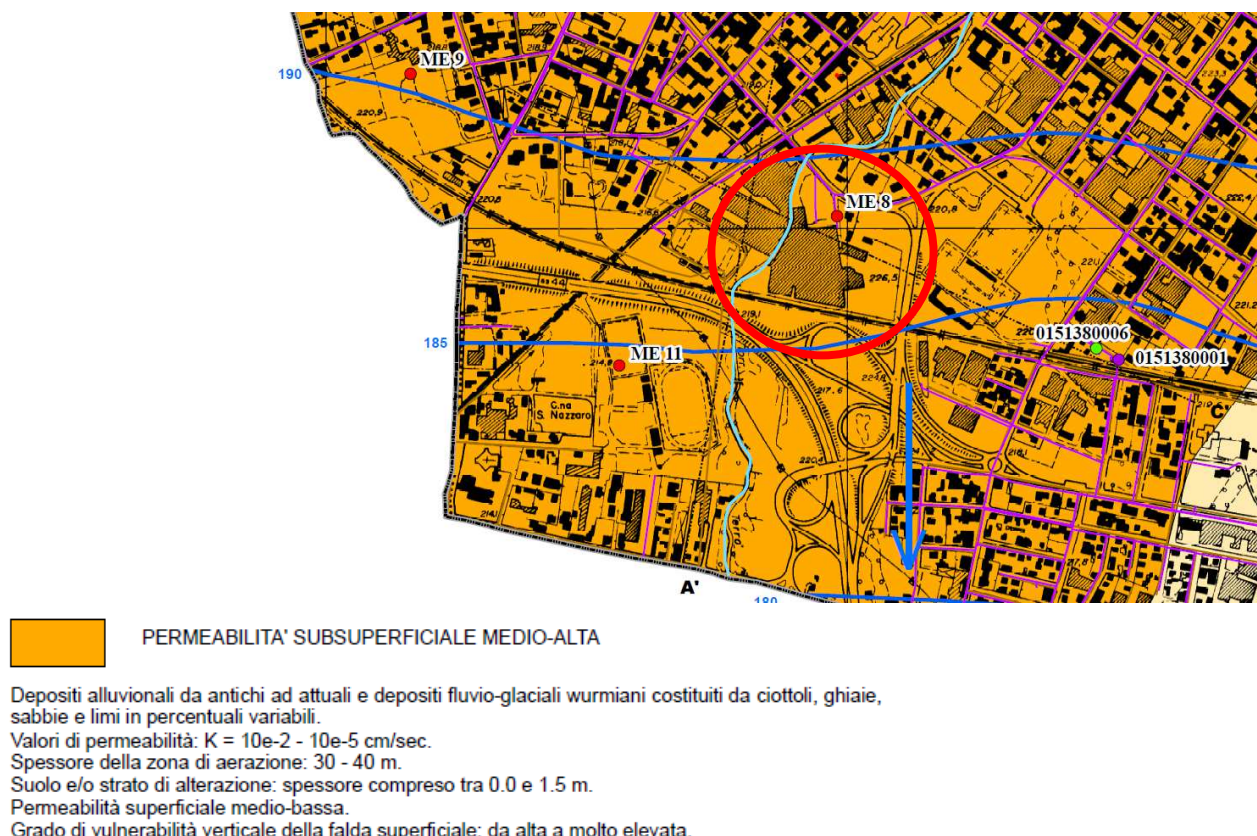
Nel settore nord-occidentale è presente parte dell'alveo (deviato) del Torrente Tarò, ma senza nessuna criticità idraulica.

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 185-190 m s.l.m. (e quindi ad una profondità di circa 35-40 m dall'attuale piano campagna) e non interferirà in nessun modo con la realizzazione dell'opera.

Non sono indicate, e non si conoscono, le oscillazioni massime stagionali; la direzione di flusso della falda è mediamente da N/S.

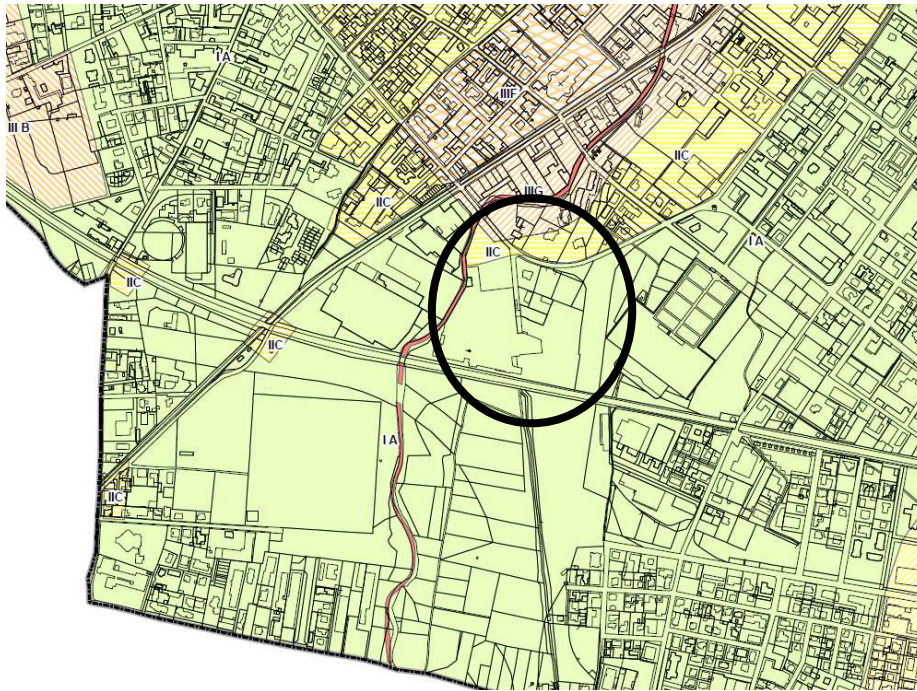
Nell'ambito settentrionale sono note falde sospese legate alla presenza del Torrente Tarò, così come confermato anche dall'indagine effettuata (prove n 1/3).



## Indicazioni componente geologica PGT comunale

Nella Carta di fattibilità redatta a supporto al PGT l'area è posta in *"Classe 1A, Area senza particolari limitazioni"* anche se vengono segnalate una serie di problematiche, tra le quali, note anche allo scrivente:

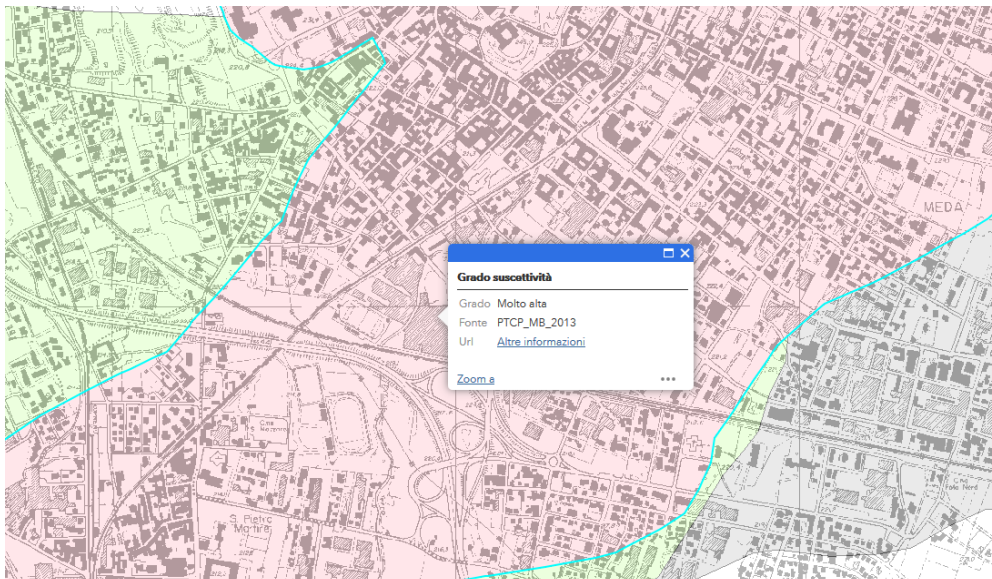
- rischio di "occhi pollini" (come conferma anche la cartografia regionale)
- variabilità laterale delle condizioni litologiche
- possibilità di livelli idrici subsuperficiali anche a carattere temporaneo



**CLASSE I A** Aree di pianura inferiore della piana alluvionale del Torrente Terrò

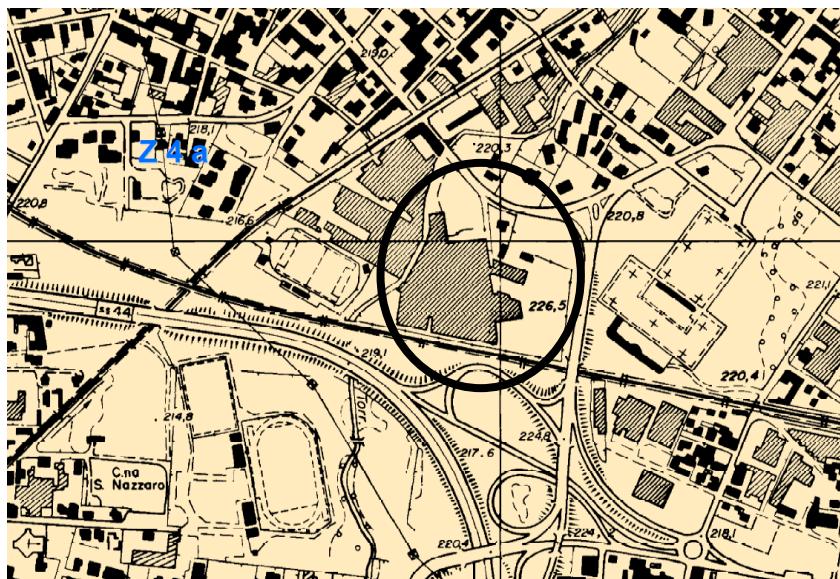
### Fattori limitanti

- elevato rischio di presenza di "occhi pollini"
- variabilità laterale delle condizioni litologiche;
- occorrenza di depositi superficiali (strato coltivo e/ rimaneggiato), intercalazioni/lenti di materiale fini limoso argillosi correlabili con fasi terminali di sedimentazione, con caratteristiche tecniche scadenti;
- possibile presenza di rimaneggiamenti antropici;
- presenza di strutture antropiche ed edifici;
- variabilità delle condizioni di drenaggio con possibile presenza di coltri superficiali a bassa permeabilità, sede di ristagno idrico;
- possibile occorrenza di livelli idrici subsuperficiali anche a carattere temporaneo





Dal punto di vista sismico è classificata in zona Z4a, con possibile amplificazione sismica da effetti litologici.



Nella Carta dei Vincoli Geologici e nella Carta di Sintesi, non sono evidenziate problematiche di sorta se non quelle già indicate nella carta di fattibilità.



## Indagini in sito

### Prove penetrometriche dinamiche DPSH-SCPT

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT sono state eseguite con penetrometro dinamico pesante PAGANI 63.5 Kg, montato su carro a cingoli gommati i cui componenti sono rigorosamente conformi alle norme geotecniche in materia. In particolare, il penetrometro impiegato può essere descritto come penetrometro classe DPSH tipo "Meardi" o "Terzaghi modificato" o "pesante" o "*STANDARD CONE PENETRATION TEST*".

I dati tecnici del penetrometro sono così riassumibili:

<i>Diametro delle aste:</i>	32 mm	
<i>Punta conica – diametro:</i>	50.8 mm	2"
<i>Conicità:</i>	90°	
<i>Peso del maglio :</i>	63.5 kg	
<i>Altezza di caduta (volata):</i>	75 cm	30"

La prova consiste nel misurare il numero dei colpi ( $N_{SCPT}$ ) necessari all'infissione delle aste D. 32 mm per un intervallo pari a 20 centimetri.

Tale valore viene poi "normalizzato" con fattori di conversione, per essere comparabile con le prove di riferimento SPT.

Nell'allegato vengono esposti i diagrammi relativi alla prova dove in ascissa, in funzione della profondità, con linea continua viene esposto il valore " $N_{SCPT}$ " relativo all'avanzamento delle aste.



### Prova di permeabilità tipo “Lefranc”

Per avere conferma delle personali conoscenze idrogeologiche del sito e del Coefficiente di Permeabilità (K), nei fori delle prove n.4 e 8 sono state eseguite prove in sito con il metodo Lefranc (a livello variabile) oltre i 1.5 metri di profondità.

L'esecuzione di prove di permeabilità nei fori delle prove penetrometriche dinamiche SCPT non è realmente conforme alle specifiche in tal senso ma si ritiene l'approssimazione, anche in relazione alle finalità della determinazione, assolutamente accettabile.



La metodologia seguita ha previsto la predisposizione del foro fino alla profondità di 3.0-4.5 m circa con immissioni di acqua in modo continuo e prolungato fino a saturare il terreno e, successivamente con immissioni di acqua in modo controllato (tempi/portate) mantenendo il livello costante entro il foro e registrando per intervalli di tempo definiti, le portate di acqua immessa.

È stato rilevato un valore K compreso tra  $1.0$  e  $3.0 \times 10^{-6}$  m/s entro i primi 4 metri circa e tra  $8.0$  e  $9.0 \times 10^{-5}$  m/s oltre tale profondità.

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	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Drenaggio	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  $k$

Grado di permeabilità	Valore di $k$ (m/s)
alto	superiore a $10^{-3}$
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
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:

$$f_0 = V_s/4h,$$

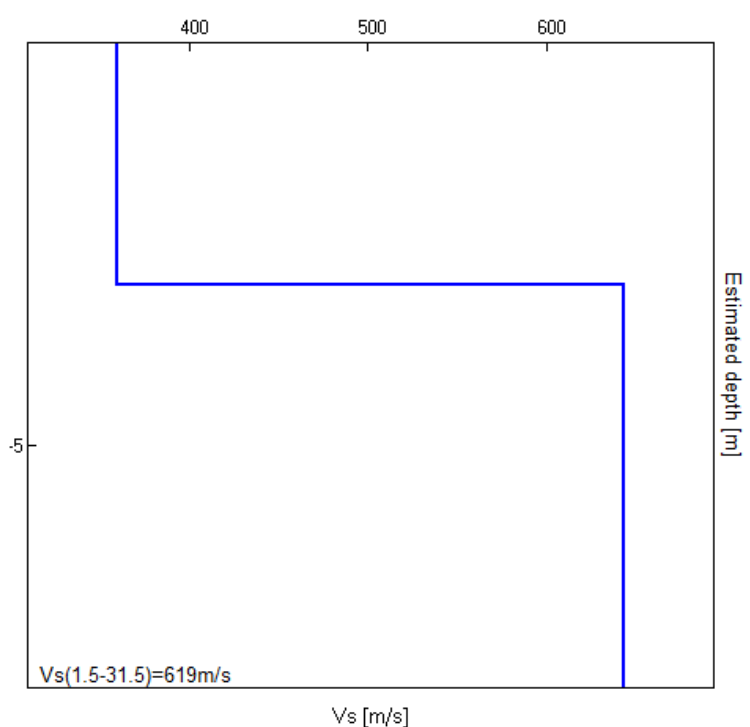
dove  $V_s$  è la velocità delle onde S nello strato attraversato ed  $h$  il suo spessore.

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  $V_{seguivalenti}$ , come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.



## Classificazione sismica

Meda è in classe “4” e con  $A_g$ Max pari a 0,0467.

TR (anni)	$A_g$ (g)	$F_0(-)$	$TC^*(s)$
30	0,017	2,563	0,159
50	0,022	2,536	0,187
72	0,026	2,583	0,195
101	0,029	2,582	0,209
140	0,032	2,611	0,221
201	0,036	2,636	0,237
475	0,046	2,649	0,279
975	0,056	2,690	0,298
2475	0,070	2,769	0,317

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)	$A_g$ (g)	$F_0(-)$	$TC^*(s)$
SLO	30	0,018	2,562	0,159
SLD	50	0,022	2,537	0,187
SLV	475	0,046	2,649	0,279
SLC	975	0,056	2,690	0,298

## Categoria sismica dei terreni

L'area in esame viene classificata in “Zona 4a”: 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 effettuate sono presumibili terreni con  $V_{se}$  equivalenti (riferiti al piano di appoggio delle fondazioni) pari 620-630 m/s e quindi di categoria B e con un andamento della curva delle velocità, assimilabile a quella di riferimento litologica della Regione Lombardia “*limoso-argillosa*”.

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: 1.6**

**Fa Intervallo di periodo 0,5 – 1.5 s: 1.3**

Per il comune di Meda, 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	1,4	1,8	2,2	2,0
0.5 - 1.5	1,7	2,4	4,2	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 confermato le note di PGT, evidenziando quanto segue:

**INTERVALLO 0.1 / 0.5 s – Strutture basse, regolari e rigide:  $1.6 > 1.4 < 1.8$**

Sarà necessario effettuare analisi più approfondite (3° livello) o utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore (in questo caso suolo C).

**INTERVALLO 0.5 / 1.5 s – Strutture alte e flessibili:  $1.3 < 1.7$**

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:

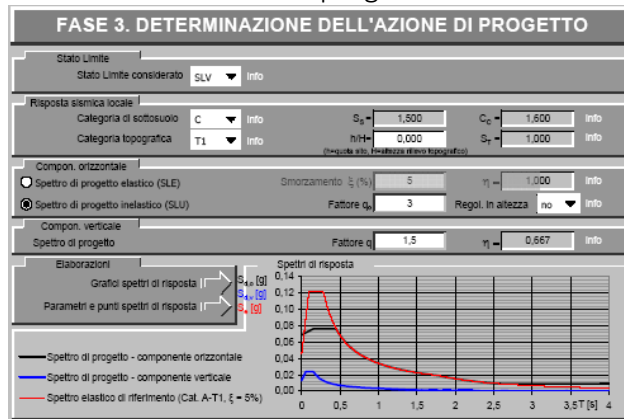
Categoria suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A-B-C-D-E	1.00	0.05	0.15	1.00

Categoria sottosuolo:	C	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.)	1,93	1,83	1,60	1,56
St* (amplificazione topografica)	1,00	1,00	1,00	1,00

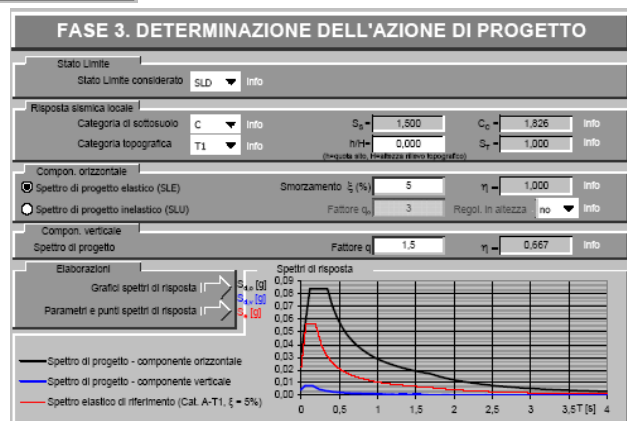
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,007	0,014	0,017
kv	0,003	0,003	0,007	0,008
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,255	0,322	0,671	0,812
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

## 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.

## Caratterizzazione e modellazione geotecnica

### Considerazioni stratigrafiche e geotecniche

Viste le problematiche di accessibilità esposte in premessa, sebbene le indicazioni riportate siano da ritenere attendibili, le stesse saranno da verificare in una ulteriore fase di indagine e/o di scavo.

**Come visto in precedenza gran parte dell'area è caratterizzata in superficie (almeno 3.5/4.0 m) da materiale rimaneggiato e/o di riporto.**

Localmente, in ambito Torrente Tarò, possono essere presenti locali falde sospese.

In base ai risultati dell'indagine effettuata si è ricostruita la successione dei Livelli geotecnici: 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 3.5/4.0 m circa.

Materiali di riporto e/o rimaneggiati di varia natura e con eterogeneo grado di addensamento: hanno fatto registrare un numero di colpi  $N_{SCPT}$  (numero dei colpi necessari all'avanzamento di 20 centimetri della punta conica) abbastanza variabile e compreso tra 2 e 10 e tali da essere definiti, in via cautelativa come *"sciolti-poco addensati"* (Associazione Geotecnica Italiana 1977). Si possono ipotizzare:

*Peso di Volume (t/mc): 1.60-1.65*

*Angolo di Attrito (°): 24-26*

*Modulo Elastico (kg/cmq): 30-50*

ricordando che:

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

Angolo di attrito: correlazione tra  $N_{SCPT}$  e  $\phi$  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 [2]: dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigata di 10 m circa, ma presumibilmente oltre.

Si tratta di ghiaie e ciottoli con sabbie limose, con  $N_{SCPT}$  compresi tra 15 e 20 (*"moderatamente addensate-addensate"* AGI 1977) e così caratterizzabili:

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

*Angolo di Attrito (°): 32-34*

*Modulo Elastico (kg/cmq): 250-300*

Non si esclude 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  $N_{SCPT}$  aumenta raggiungendo rapidamente valori maggiori di 100 (*"rifiuto alla penetrazione meccanica della punta"*), per la presenza di terreni definibili come *"molto addensati"* (AGI 1977).

## Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

### Fondazioni superficiali

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una serie di nuovi edifici presumibilmente sviluppati del tutto fuori terra.

Per il particolare contesto non è possibile ipotizzare fondazioni isolate a plinto per il pericolo che, in presenza di anomalie geotecniche (non escludibili nei primi 3.5-4.0 metri sia per la presenza di terreni di riporto che per le particolari caratteristiche geologiche del sito) si possano manifestare cedimenti differenziali imprevisi.

Per ovviare a tale problematica, qualora fossero previste fondazioni nei primi 4 metri si consigliano TRAVI continue di larghezza minima pari a 1.5/2.0 metri.

Un eventuale bonifica geotecnica del piano di appoggio delle fondazioni mediante il passaggio di compattatore cilindrico vibrante di almeno 12-14 t potrebbe uniformare il piano di posa e compensare eventuali cedimenti differenziali.

Nell'ipotesi che questa venga effettuata in modo rigoroso e specifico consentirà una forte riduzione dei cedimenti attesi e quindi una maggiore Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{dSLE}$ ).

Si dovrà comunque valutare preliminarmente che le vibrazioni del rullo compattatore non creino problemi alle strutture vicine.

Qualora si manifestassero cedimenti e/o assestamenti si dovrà riportare materiale granulare adeguato a compensare eventuali dislivelli, e nuovamente rullato fino al completo "assestamento" di tutta la superficie fondazionale.

Il procedimento dovrà essere ripetuto fino a che, per passate successive sull'ultimo strato di materiale steso, non si apprezzeranno "cedimenti" o "assorbimenti" significativi (vibrocompattazione "a rifiuto").

Durante le operazioni di compattazione si dovranno modificare i parametri di vibrazione a seconda delle esigenze che man mano si verranno a creare in cantiere (grandi ampiezze e basse frequenze per compattare suoli cedevoli e ampiezze minori e alte frequenze per compattare strati profondi di terreno e suoli rigidi).

Solitamente si inizia con grandi ampiezze e basse frequenze e quando il grado di compattazione aumenta, si dovranno aumentare le frequenze riducendo le ampiezze: questa metodologia permette di ottenere un ottimo grado di compattazione.

L'efficacia del metodo, la corretta esecuzione del vibrintasamento e le considerazioni relative alle capacità portante del terreno, potranno essere verificate, in modo sistematico e puntuale, con l'esecuzione di prove di carico su piastra (prove PLT): poiché lo spessore di terreno investigato con questo tipo di prove è ridotto rispetto a quello interessato dalla posa delle fondazioni, una verifica di tipo empirico per definire, in modo rapido e attendibile, il grado di compattazione della massicciata sarà quello di osservare il comportamento del terreno compattato al passaggio (a velocità minima) del rullo vibrante.

L'assenza di segni e/o dislivelli tra la zona sul quale è transitato il rullo e quelle vicine indica in primo luogo un comportamento omogeneo di tutto l'ambito.



L'indagine verrà completata lasciando in sosta il rullo vibrante per 1 minuto e rilevando visivamente i cedimenti del terreno sottoposto al trattamento: benché siano pochi i cenni noti in bibliografia che attestino il limite di accettabilità di questa prova, di norma si ritiene ammissibile un cedimento non superiore a 5 mm.

Con questa prescrizione, è stata determinata (con le relazioni di Terzaghi, Meyerhof e Brinch-Hansen) 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

Si potrà quindi prevedere:

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)	$\gamma$	$\phi^*$	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mq]	[°]	$R_d$	$R_d$	$R_d$
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mq]	[°]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.5	1.5	1.5	indef.	1.65	26.0	5.0	4.7	5.0

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)	$\gamma$	$\phi^*$	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mq]	[°]	$R_d$	$R_d$	$R_d$
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mq]	[°]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
1.5	1.5	1.5	indef.	1.65	26.0	2.2	2.0	2.2

Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio	$R_d(SLE)$	1.0	[kg/cmq]	
Cedimento del terreno previsto con $R_d(SLE)$	1.0	[kg/cmq]:	3.1	[cm]
Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con $\gamma_R=1,1$ )		4.3	[kg/cmq]	

- fondazione a TRAVE, con Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{d(SLE)}$ ) media pari a 1.0 kg/cm<sup>2</sup> con cedimenti totali teorici contenuti in 3.0 cm e in parte compensati dalla tipologia di fondazione adottata e dalla eventuale compattazione prescritta

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

Gli scavi previsti, per quanto noto, non interesseranno a confine strutture esistenti o strade, e si escludono pertanto pericoli d'instabilità dell'ambito circostante l'area di scavo durante la fase di realizzazione dell'opera; considerando il solo aspetto di stabilità del fronte, potrebbe essere realizzato senza particolari opere preliminari di consolidamento. Questo, tuttavia, non svincola dal dover 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 segnala comunque che gli scavi di ribasso, che abitualmente vengono realizzati con fronti praticamente verticali, 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 50-55°.

Si suggerisce, comunque, di mantenere gli scavi aperti per il minor tempo possibile avendo cura di coprire i fronti (già dal bordo superiore) mediante teli impermeabili in nylon o polietilene. Sarà necessario incanalare, raccogliere ed allontanare le acque ed evitare il carico (anche accidentale) del tratto di monte a ridosso del fronte di scavo.

Qualora lo scavo fosse realizzato in aderenza a sovraccarichi o nell'impossibilità di seguire le modalità sopra indicate, si dovrà procedere in sezione parziale con realizzazione di eventuali sottomurazioni, o in alternativa, si dovrà prevedere un lavoro preliminare di consolidamento delle pareti di scavo.

Tale intervento potrà essere realizzato con micropali verticali accostati (berlinese) e micropali inclinati di stabilizzazione.

Mi rendo comunque disponibile, in una fase progettuale più avanzata, a meglio valutare l'intervento ottimale.

## Dispersione delle acque bianche meteoriche

Eventuali necessità di dispersione di acque raccolte (rigorosamente bianche e conformemente alla normativa vigente) dovranno essere considerate con il particolare contesto di studio; in parte dell'area sono presenti falde sospese che potrebbero rendere difficoltosa la realizzazione di pozzi di smaltimento, che sarebbero comunque da prevedere disperdenti preferibilmente oltre i 4.0 metri di profondità.

La granulometria dei depositi e la loro permeabilità dovranno essere comunque verificate e confermate in fase di scavo.

Si raccomanda in ogni modo di realizzare gli eventuali 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 geologico.

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.





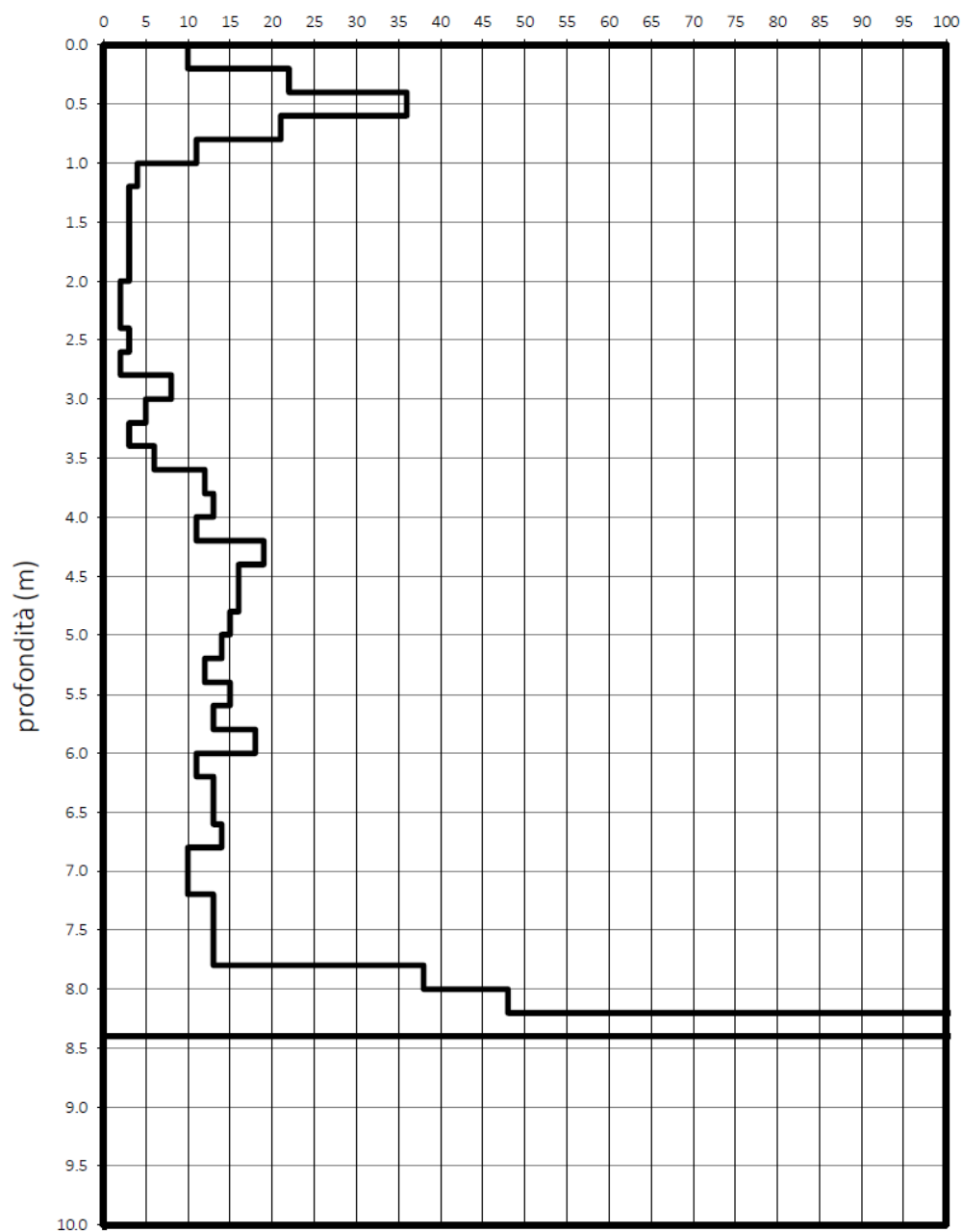
Ubicazione punti d'indagine



Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.01

numero dei colpi (N)

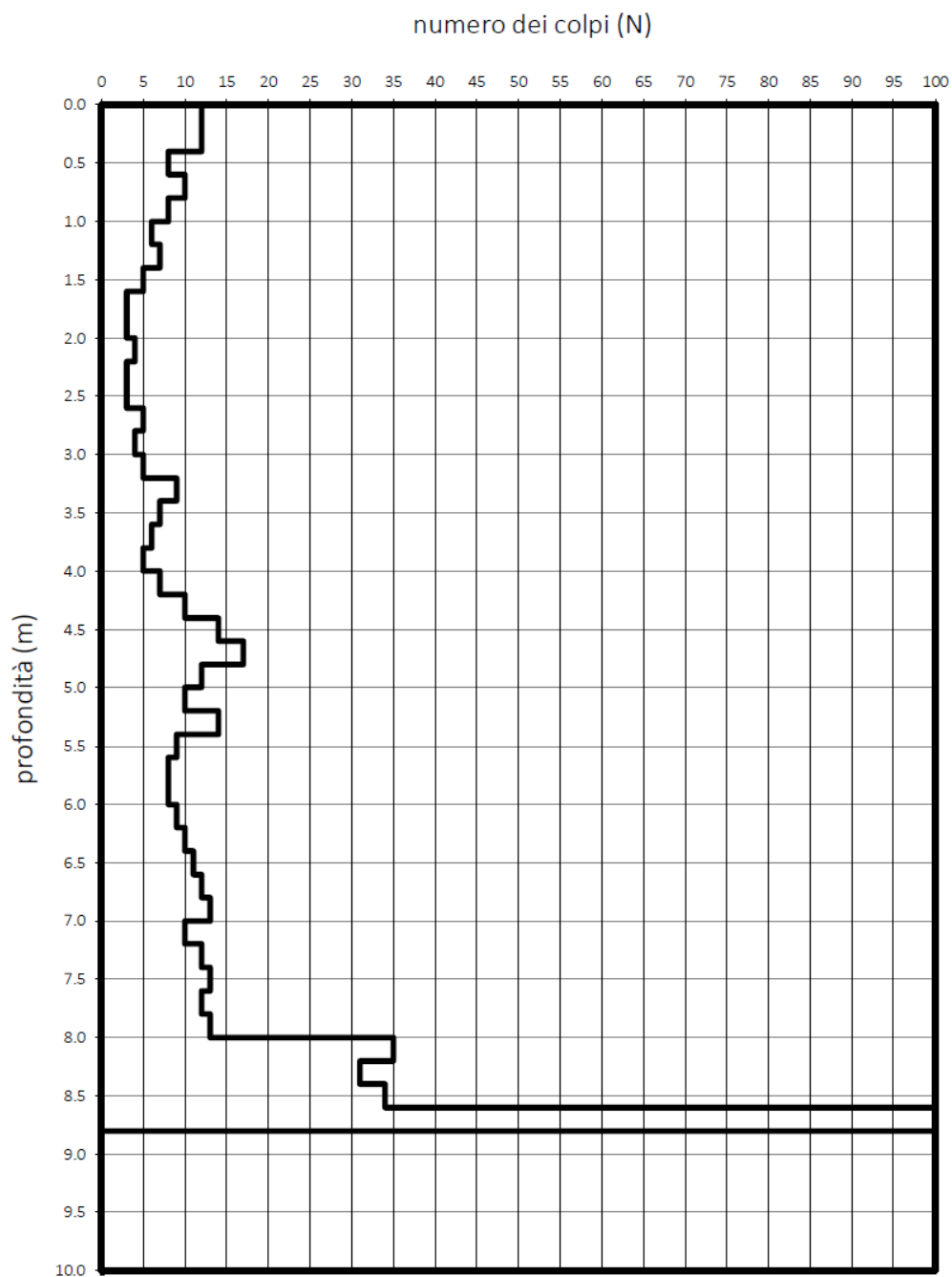


Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

## PROVA PENETROMETRICA SCPT n.02

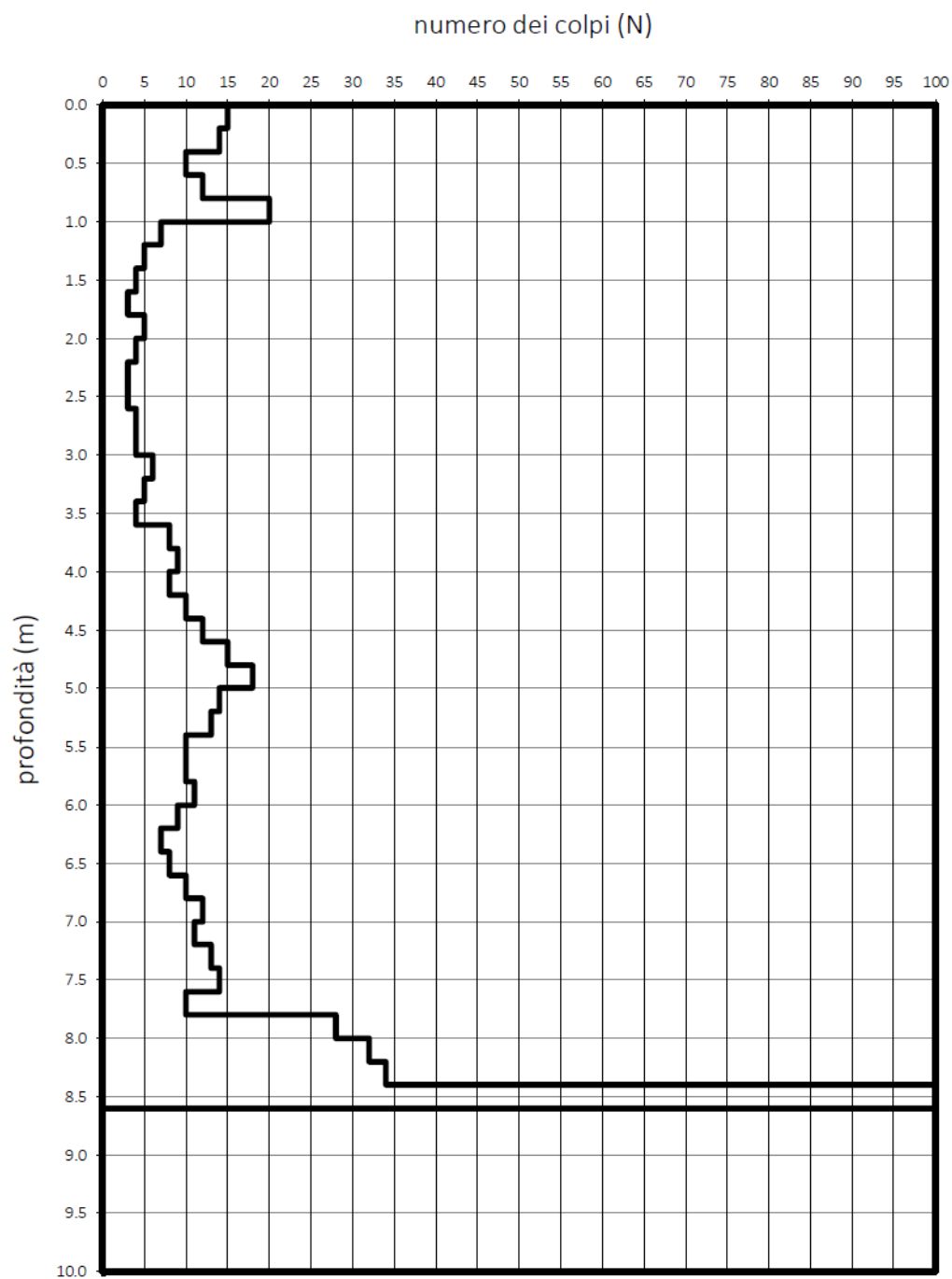


Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

## PROVA PENETROMETRICA SCPT n.03

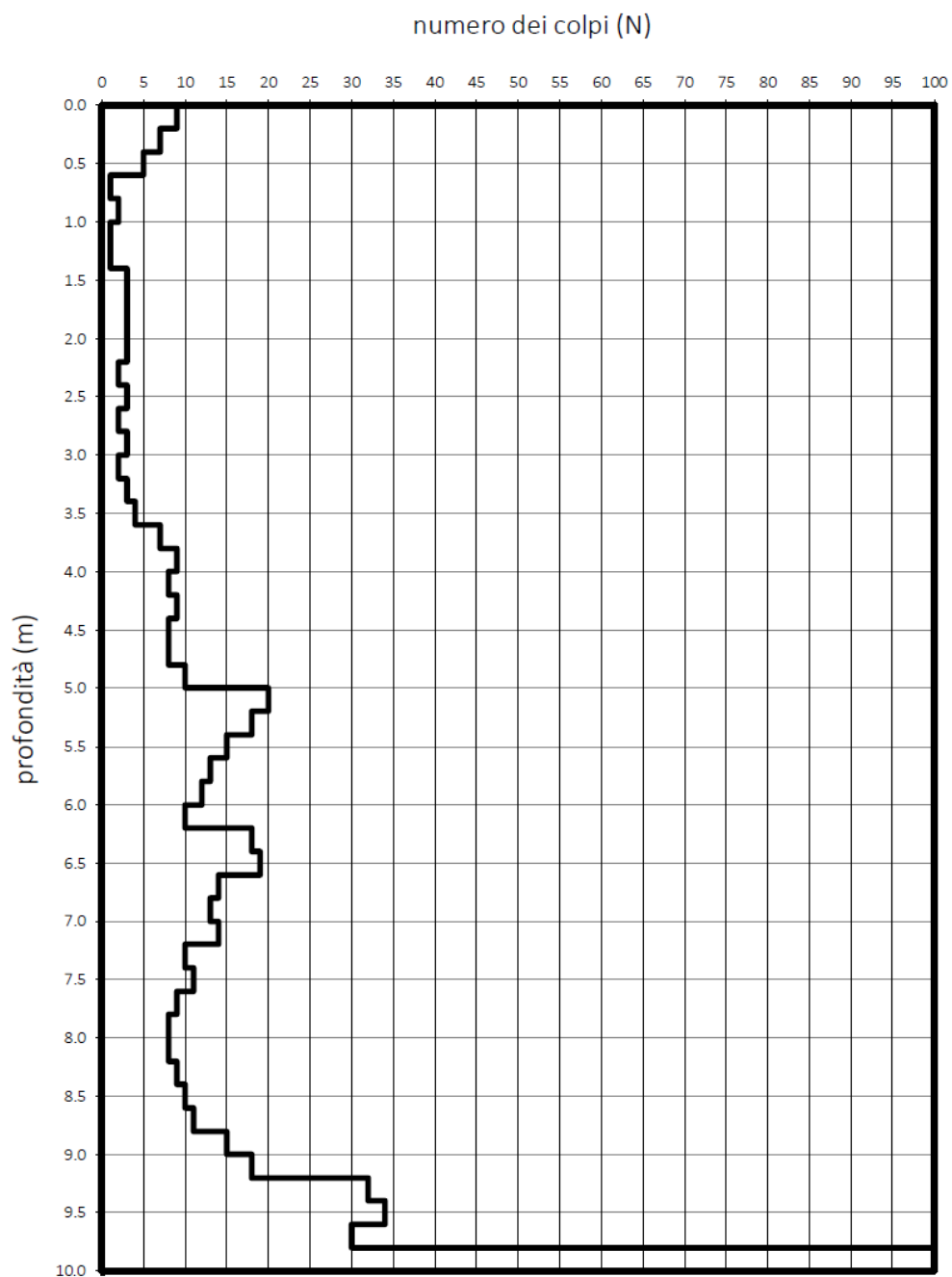


Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.04



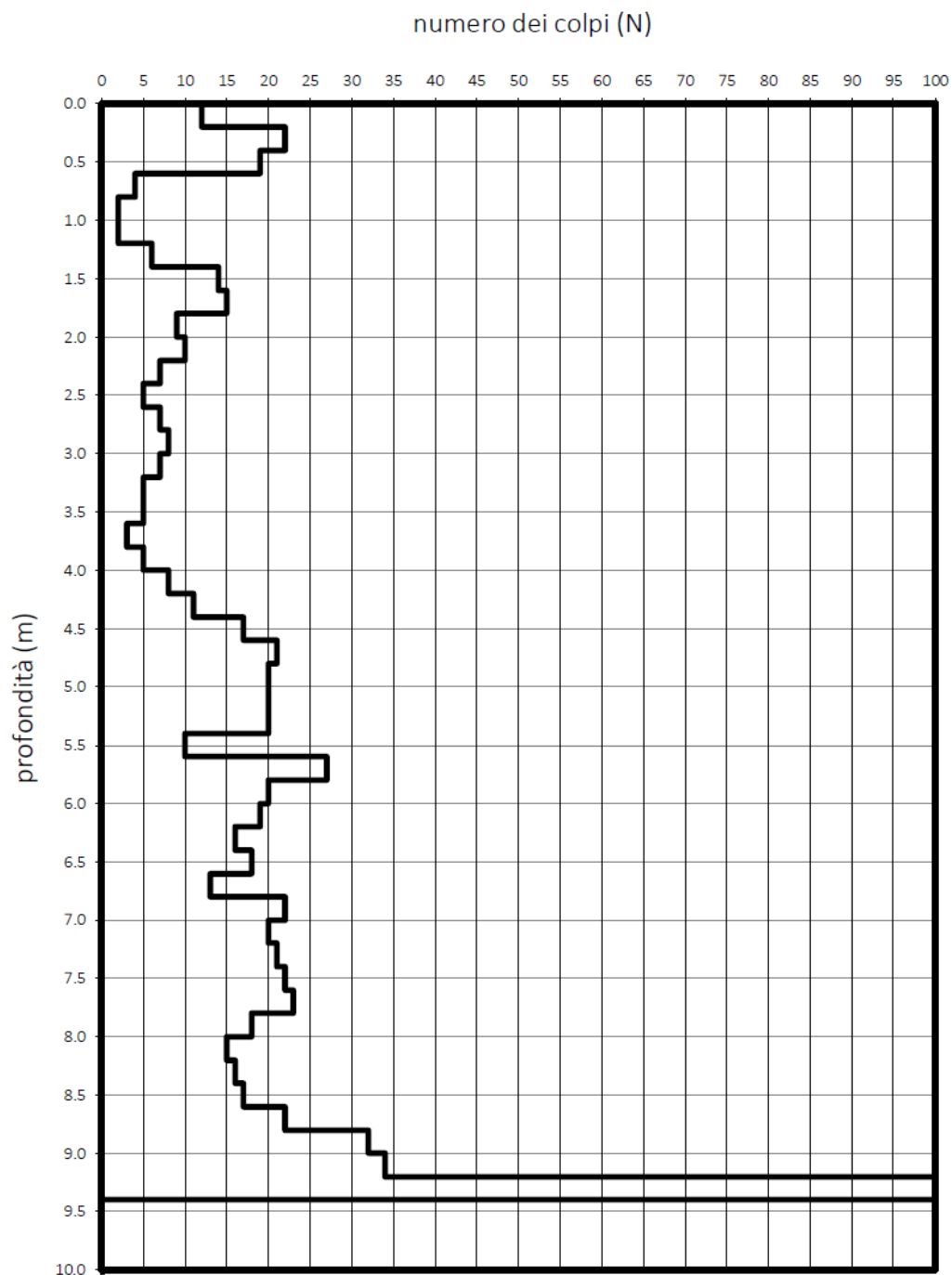
Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta



Meda  
ottobre 2020

## PROVA PENETROMETRICA SCPT n.05

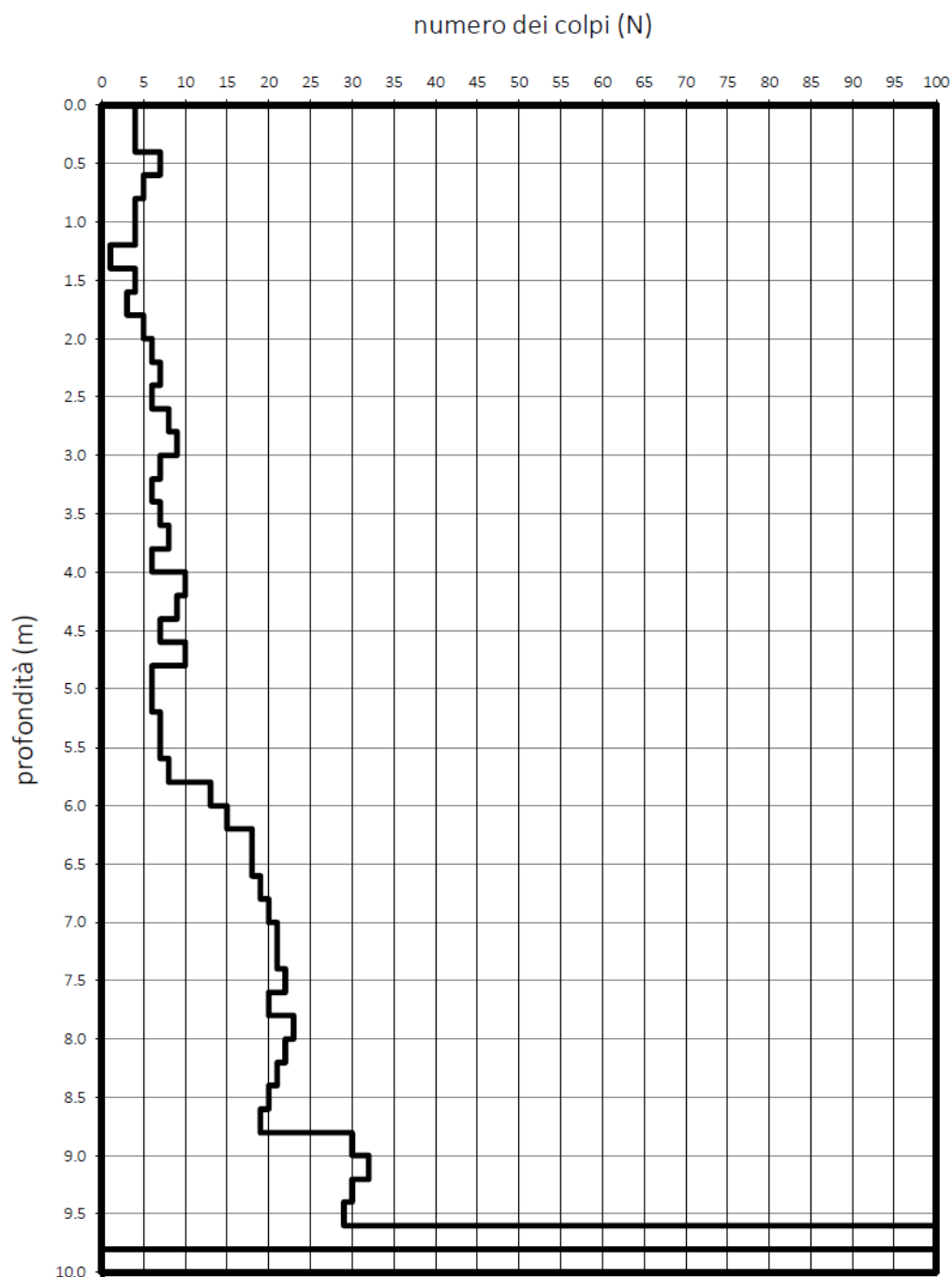


Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.06

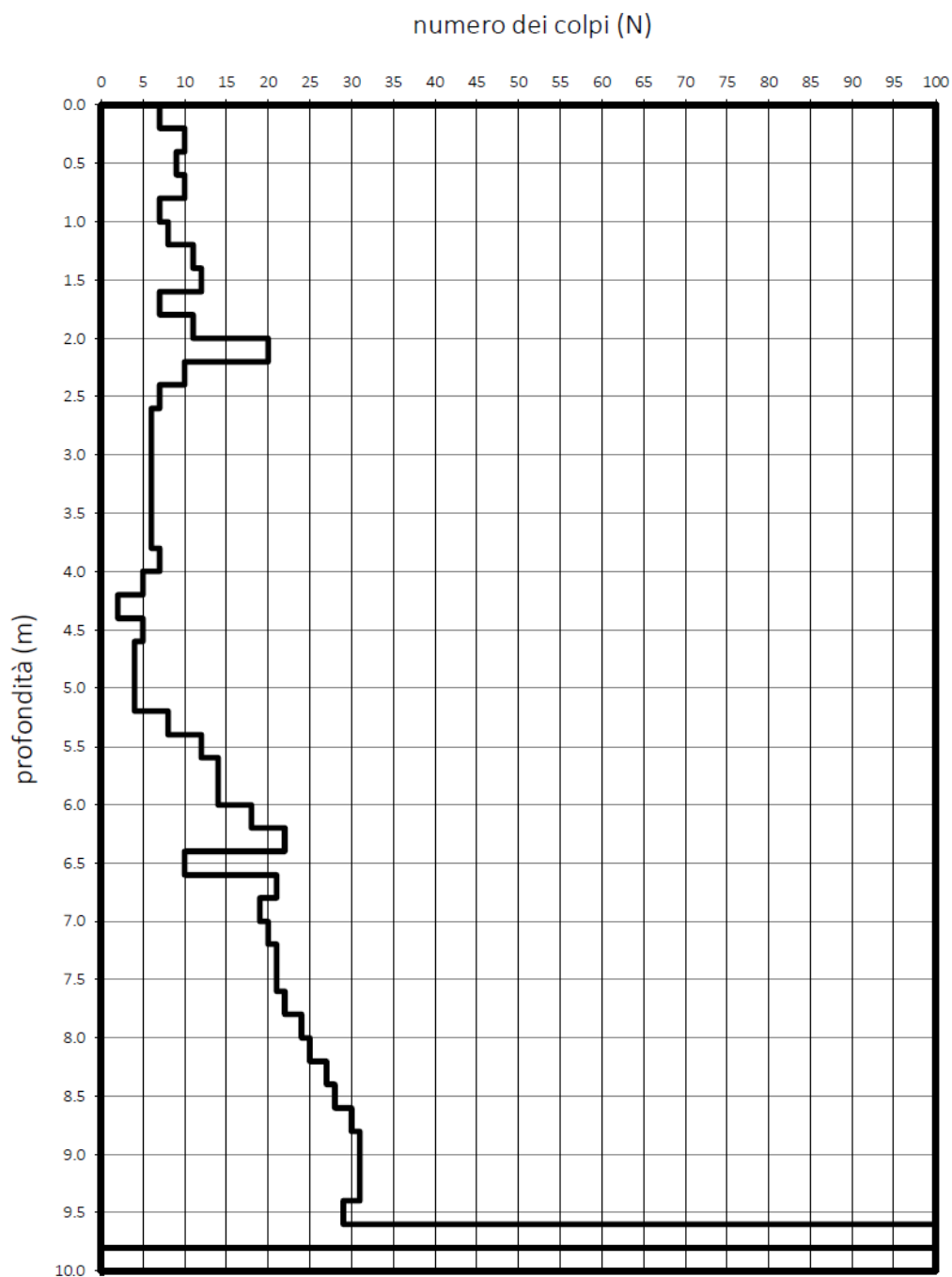


Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.07



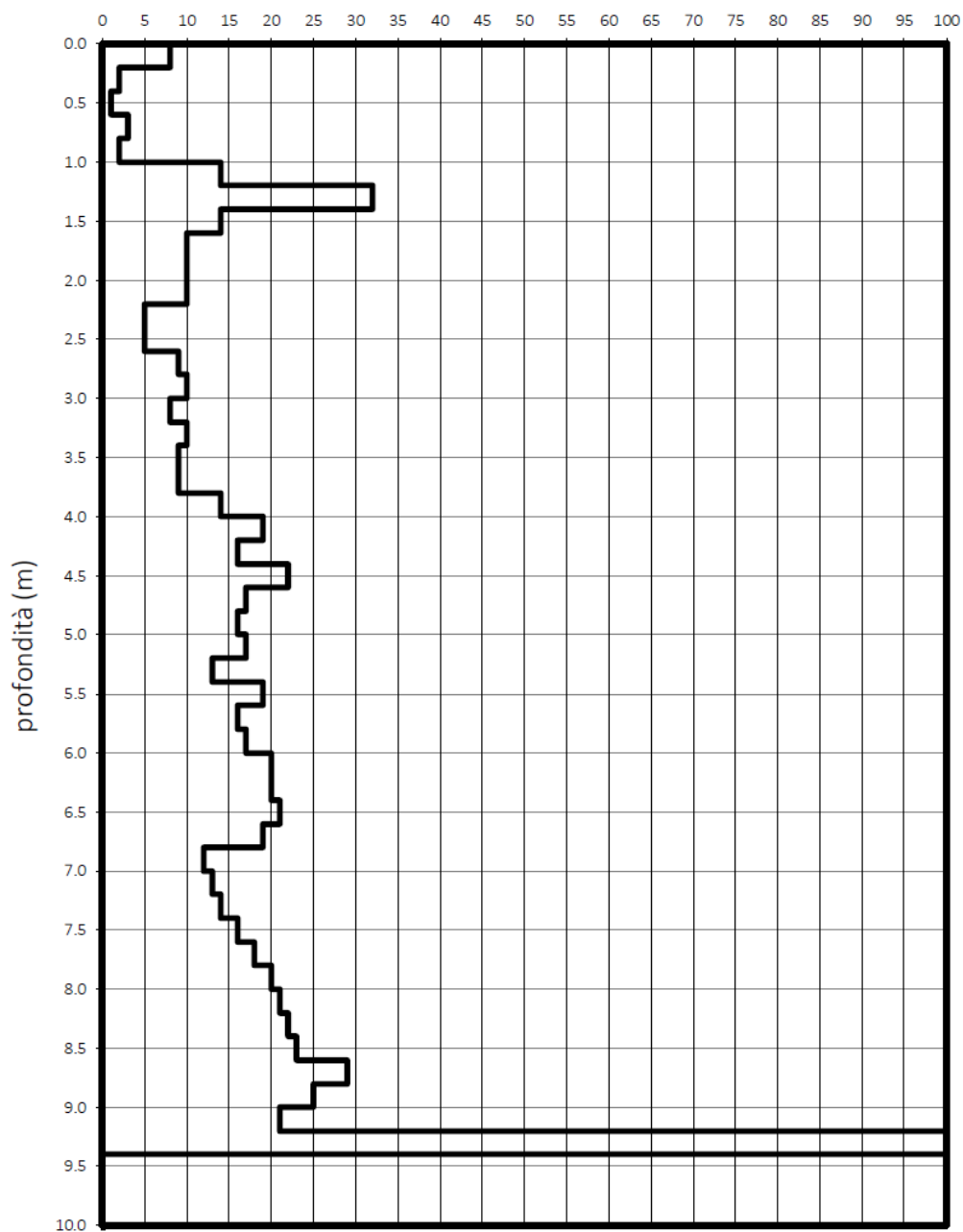
Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.08

numero dei colpi (N)



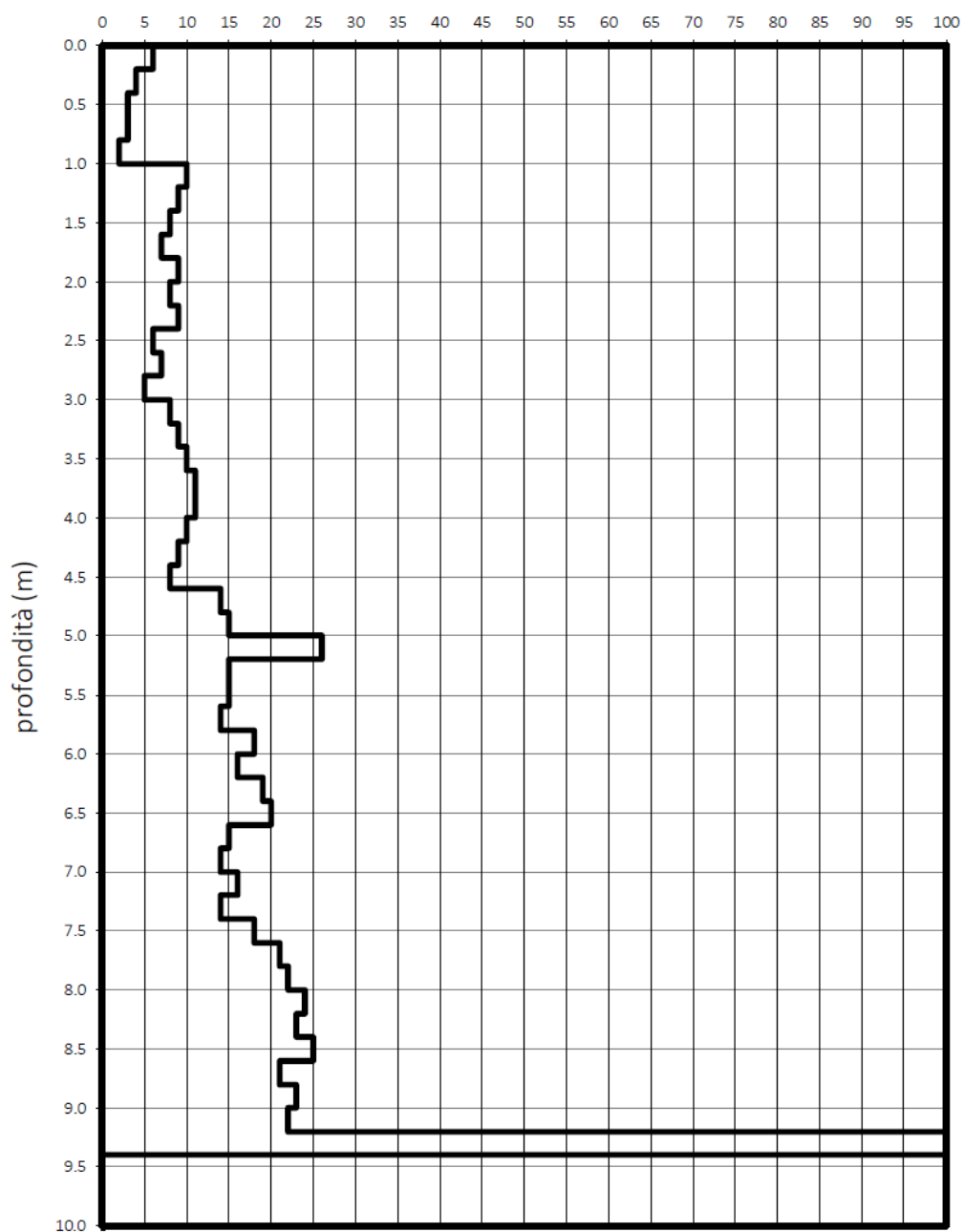
Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta

Meda  
ottobre 2020

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n.09

numero dei colpi (N)



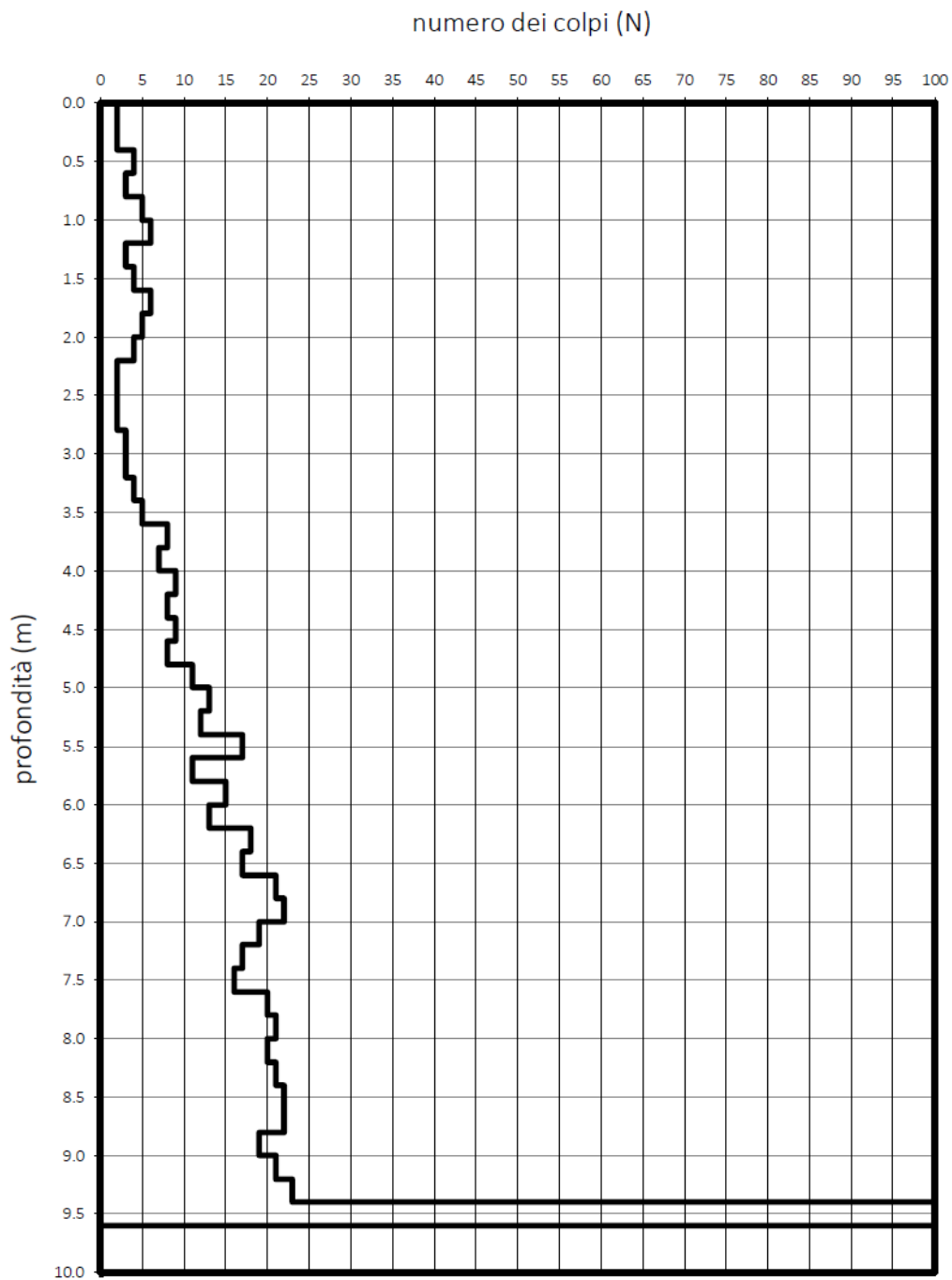
Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta



Meda  
ottobre 2020

## PROVA PENETROMETRICA SCPT n.10



Maglio: 63,5 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm

— Punta