

PROPOSTA SPONTANEA

Attivazione di partenariato pubblico-privato mediante proposta di locazione finanziaria di opera pubblica ex art.153 comma 20 del D.Lgs n.163/06 avente ad oggetto la progettazione definitiva ed esecutiva, la ristrutturazione ed ampliamento, la manutenzione e la gestione per 20 anni del centro sportivo di via Matteotti nel Comune di Merate

PROGETTO PRELIMINARE

1.4 RELAZIONE GEOLOGICA, IDROLOGICA, IDRAULICA, GEOTECNICA E SISMICA

i proponenti



DOTT. MICHELE SUARDI - GEOLOGO - INDAGINI GEOTECNICHE, GEOLOGICHE E AMBIENTALI

Gestisport , Italgreen SpA ,Tipiesse Srl
Comune di Merate (prov. di Lecco)

**REALIZZAZIONE DI RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO
DELL'IMPIANTO SPORTIVO IN VIA MATTEOTTI NEL COMUNE DI
MERATE**

(Provincia di Lecco).

Integrazione geotecnica ed idrogeologica

Rev: 01



A cura di:

Dott. Geol. Michele Suardi

Lardirago 27-12-2012

SOMMARIO

PREMESSA.....	3
INDAGINE GEOGNOSTICA.....	5
PROVE PENETROMETRICHE SCPT.....	6
CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE	15
CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI	18
DEFINIZIONE DEI PARAMETRI E DEI COEFFICIENTI SISMICI.....	19
DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO.....	19
PROVA DI PERMEABILITA' "TIPO LEFRANC"	21
RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA TERRENO - FONDAZIONE.....	22
GENERALITÀ.....	22
VERIFICA AGLI STATI LIMITI ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE) - (N.T.C. 2008) E STIMA DEI CEDIMENTI.....	22
Fondazioni dirette a platea	24
SOSTEGNO DELLE PARETI DI SCAVO	26
CONCLUSIONI	27

Allegati

Figura 1: Ubicazione prove penetrometriche SCPT (●).....	5
Figura 2: SCPT n° 1	7
Figura 3: SCPT n° 2	8
Figura 4: SCPT n° 3	9
Figura 5: SCPT n° 4	10
Figura 6: SCPT n° 5	11
Figura 7: SCPT n° 6	12
Figura 8: SCPT n° 7	13
Figura 9: SCPT n° 8	14
Figura 10: Schema stratigrafico geotecnico	17

PREMESSA

Su incarico e per conto delle società Gestisport di Carugate (MI), Italgreen SpA di Villa D'Adda e Tipiesse Srl di Villa D'Adda (BG), nel mese di novembre del corrente anno, ho redatto la seguente Integrazione Geotecnica alla precedente Relazione geologica di inquadramento redatta a supporto del progetto che prevede la ristrutturazione e l'ampliamento dell'impianto sportivo situato in via Matteotti nel comune di Merate (prov. di Lecco).

Il progetto prevede la parziale ristrutturazione dell'impianto esistente con demolizioni di strutture accessorie e l'ampliamento del centro stesso con edificazione di tre blocchi distinti, in adiacenza all'impianto.

Per quanto riguarda l'inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico si faccia riferimento alla precedente *Relazione geologica ed idrogeologica di inquadramento* del 30/11/2012

Nella seguente Integrazione Geotecnica ed idrogeologica, vengono riprese le valutazioni relative ai parametri geotecnici e, in modo particolare, vengono affrontate le problematiche relative alla resistenza di progetto dei terreni secondo l'approccio agli stati limite, ai cedimenti indotti ed, in generale, ad una verifica del tipo di fondazione progettuale più idonea in relazione alle Resistenze dei terreni di fondazione. Viene inoltre fornita una stima della permeabilità dei depositi presenti, mediante esecuzione di una prova di permeabilità in foro.

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
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite

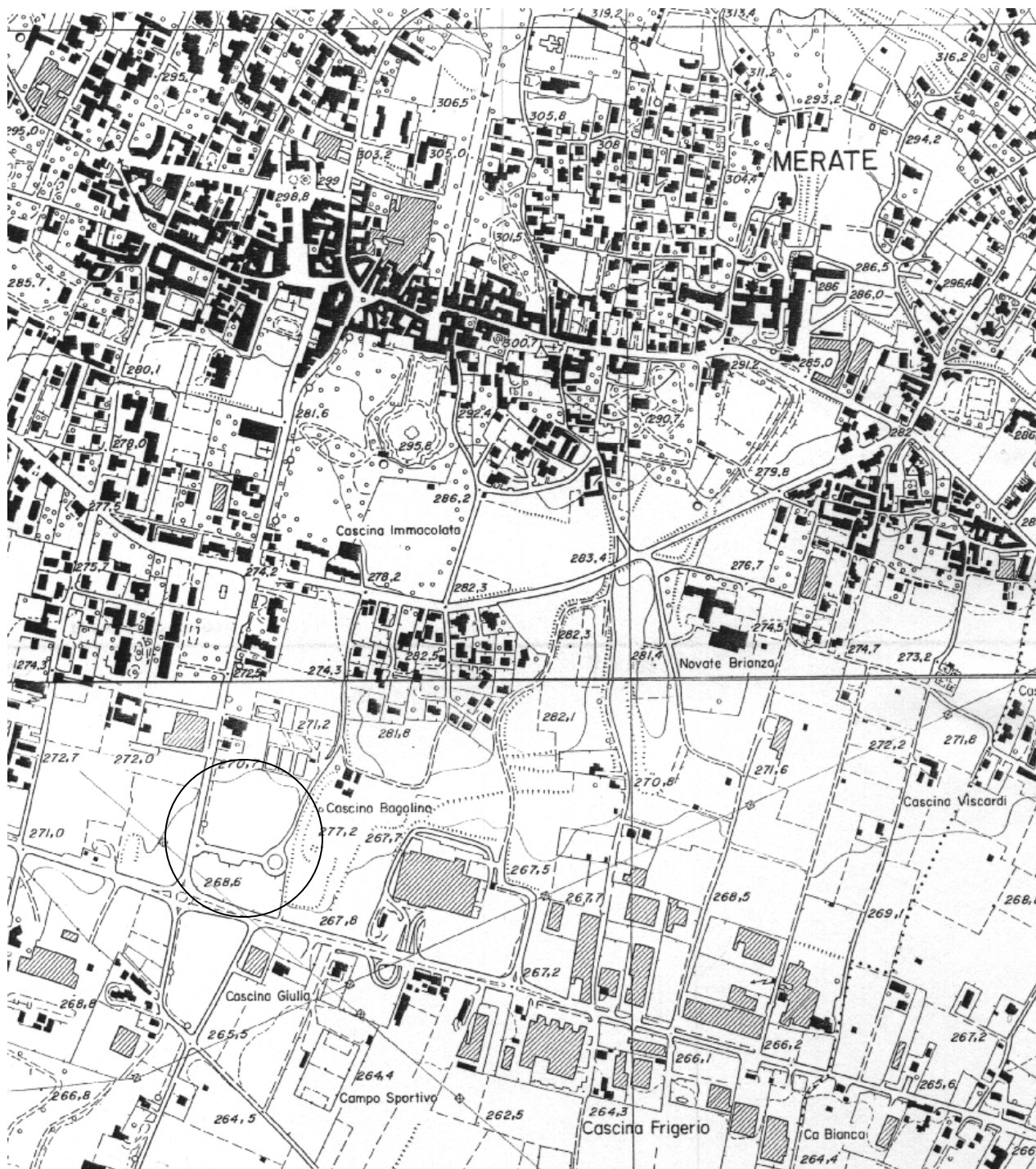


Figura 1: corografia

INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 8 prove penetrometriche in corrispondenza delle impronte dei futuri fabbricati, per la verifica delle caratteristiche geotecnico-stratigrafiche dei terreni oggetto dell'intervento edilizio.

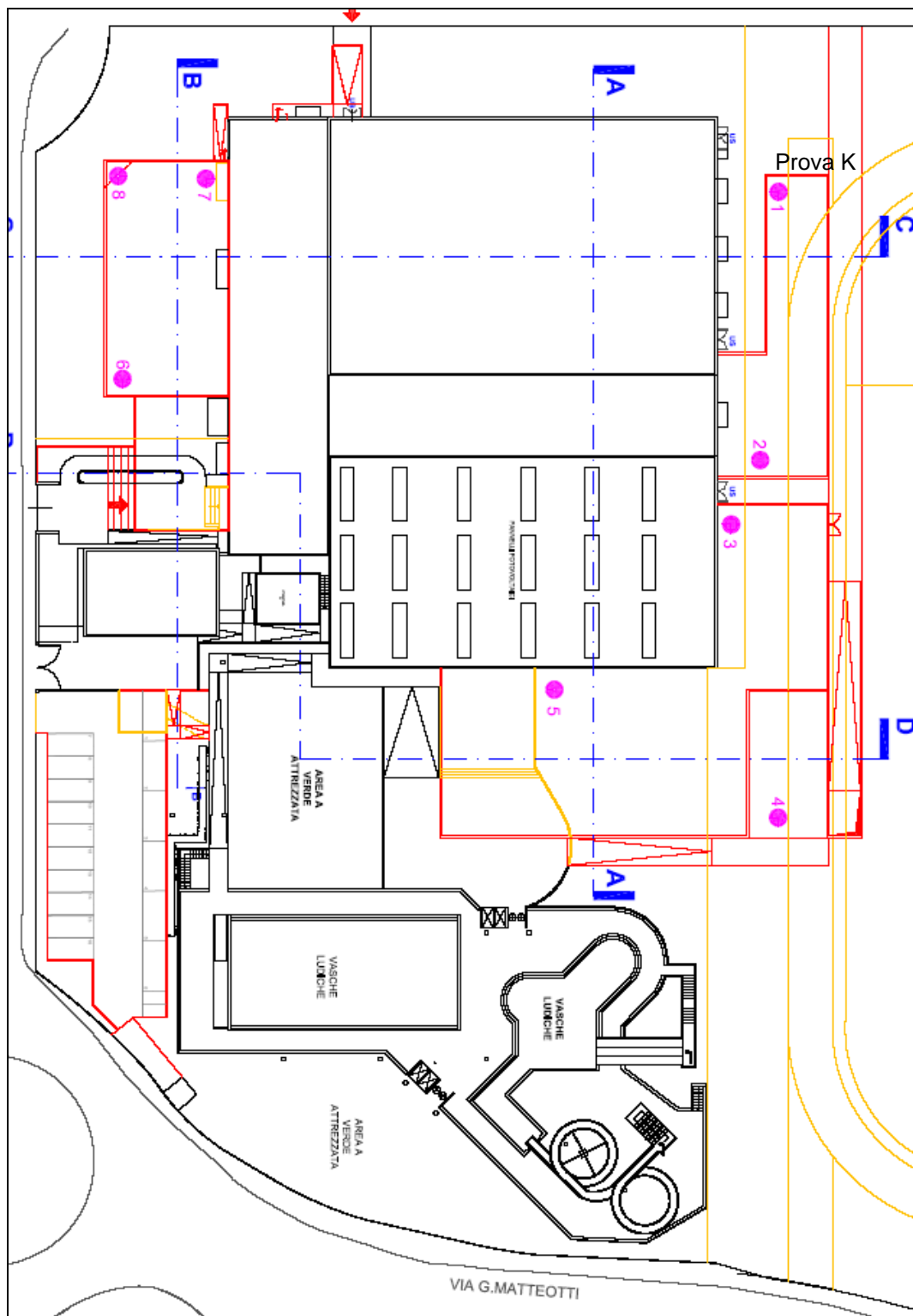


Figura 2: Ubicazione prove penetrometriche SCPT (●)

Prove penetrometriche SCPT

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT sono state eseguite con penetrometro dinamico pesante PAGANI modello TG 73, montato su automezzo a 6 ruote a trazione integrale (6 x 6) 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 “superpesante” o “*STANDARD CONE PENETRATION TEST*”.

I dati tecnici del penetrometro sono così riassumibili:

<i>Diametro delle aste</i>	: 34 mm	
<i>Diametro dei rivestimenti</i>	: 48 mm	1” ½
<i>Punta conica – diametro</i>	: 50.8 mm	2”
<i>Conicità</i>	: 60°	
<i>Peso del maglio</i>	: 73 kg	160 libbre
<i>Altezza di caduta (volata)</i>	: 75 cm	30”

La prova consiste nel misurare il numero dei colpi (NSCPT) necessari all'infissione delle aste D. 34 mm per un intervallo pari a 30 centimetri (N/colpi/piede) seguite dai tubi di rivestimento D. 48 mm per evitare attrito tra aste e terreno (e per l'avanzamento dei quali si registra il numero dei colpi necessario all'avanzamento).

Nelle figure seguenti vengono esposti i diagrammi relativi alla prova SCPT dove, in ascissa, in funzione della profondità, con linea continua viene esposto il valore “NSCPT” relativo all'avanzamento delle aste.

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°1

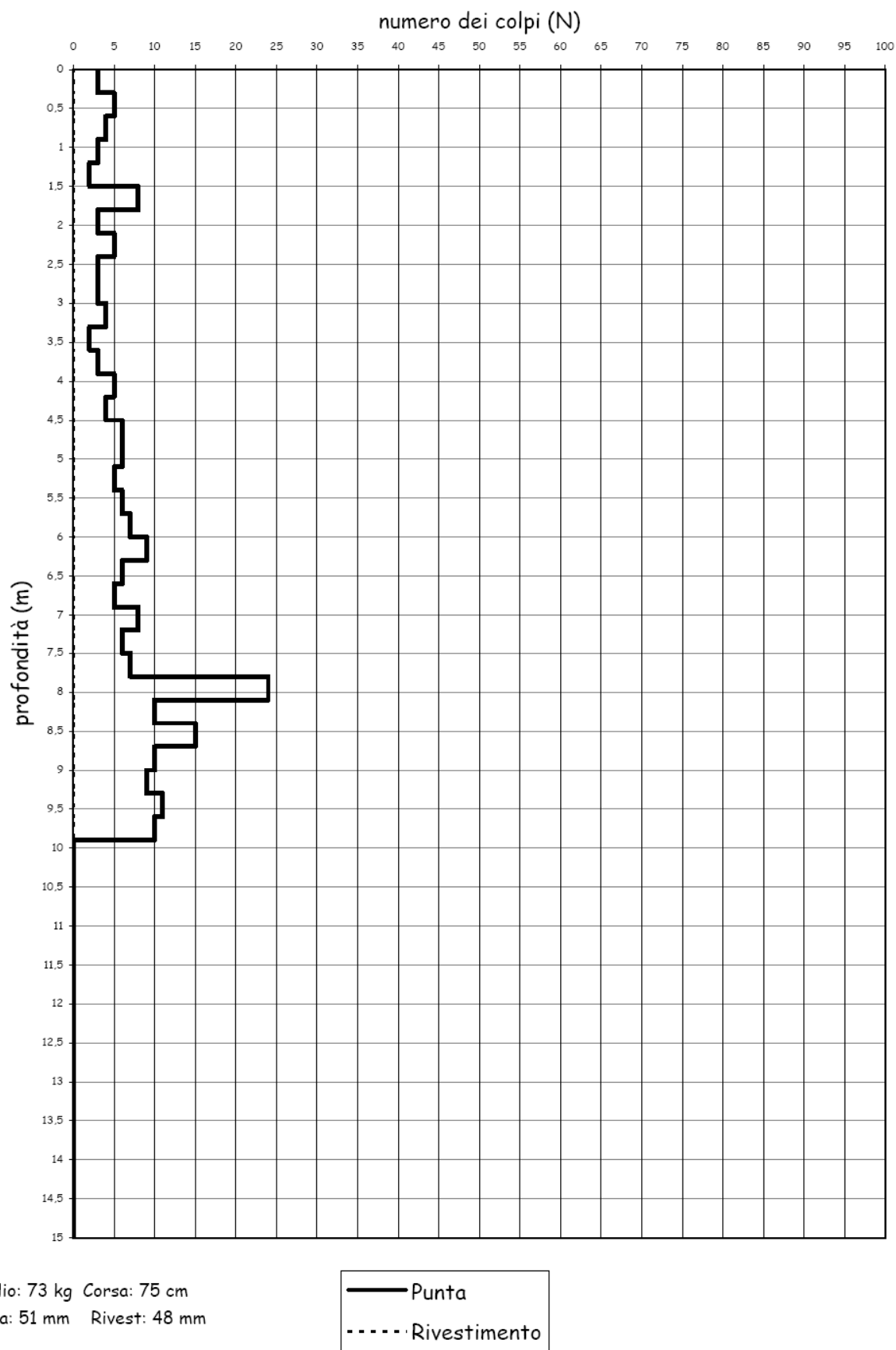


Figura 3: SCPT n° 1

Merate (Lc)
Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°2

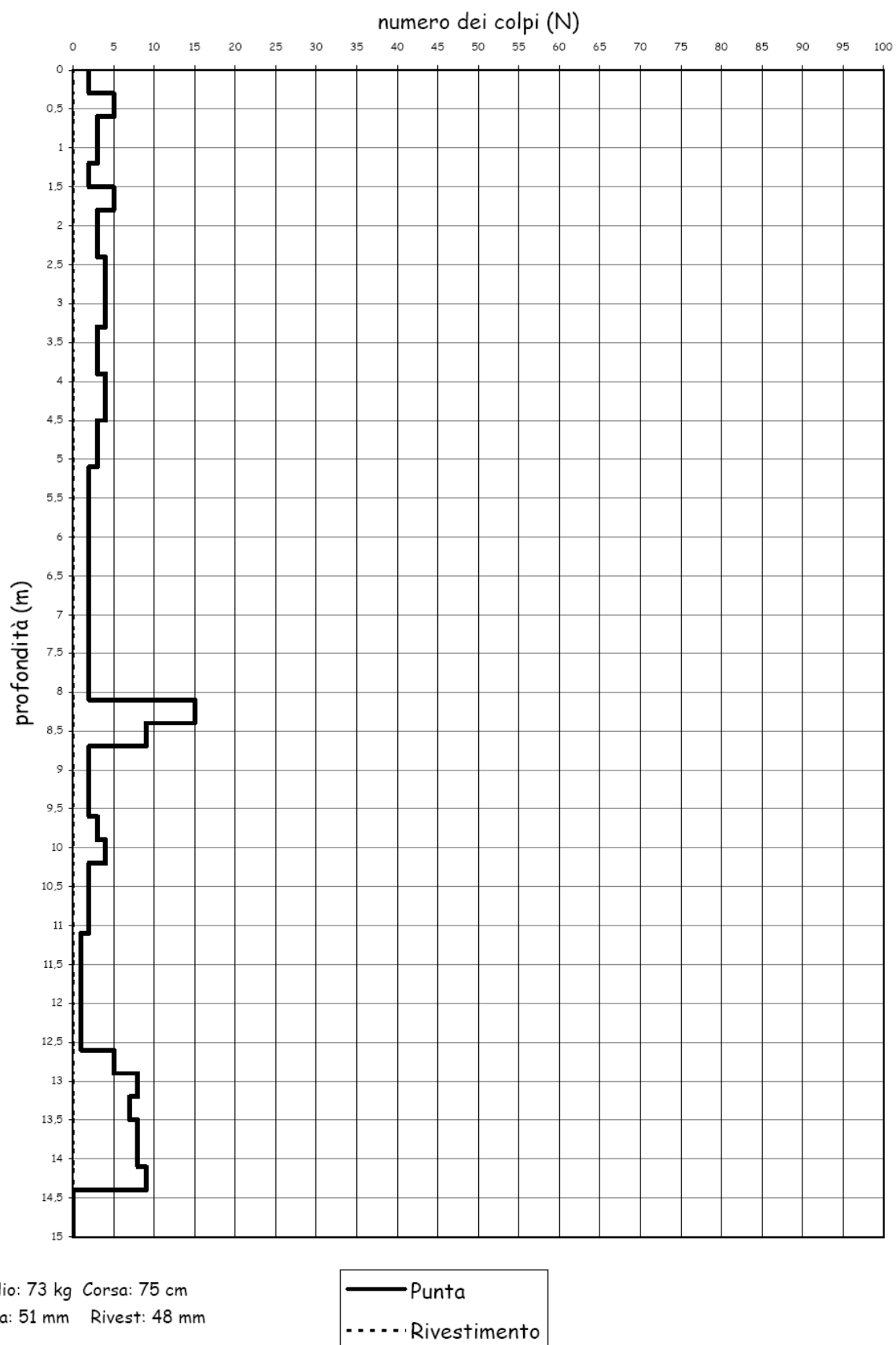
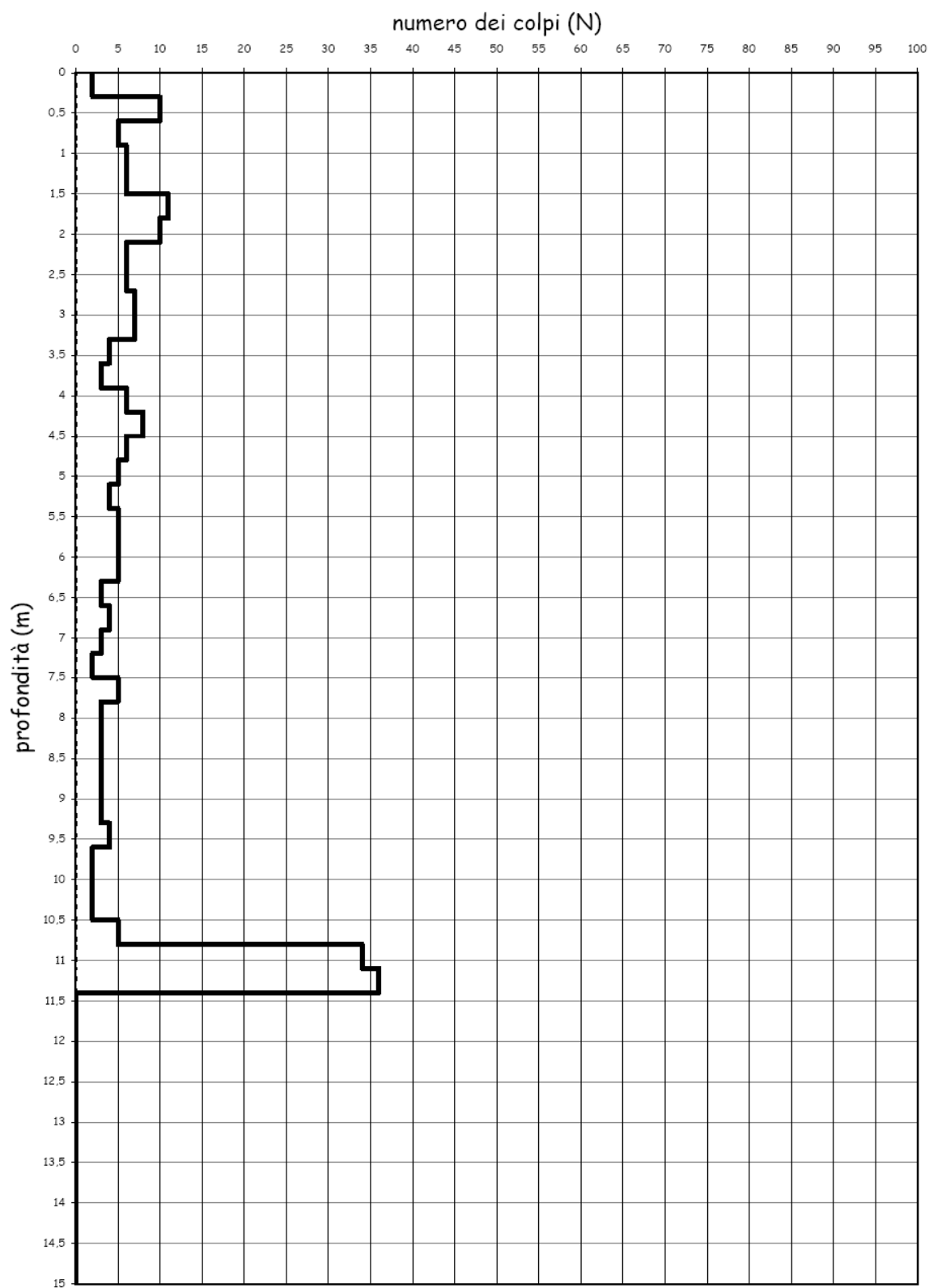


Figura 4: SCPT n° 2

Merate (Lc)
Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°3



Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
- - - - - Rivestimento

Figura 5: SCPT n° 3

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°4

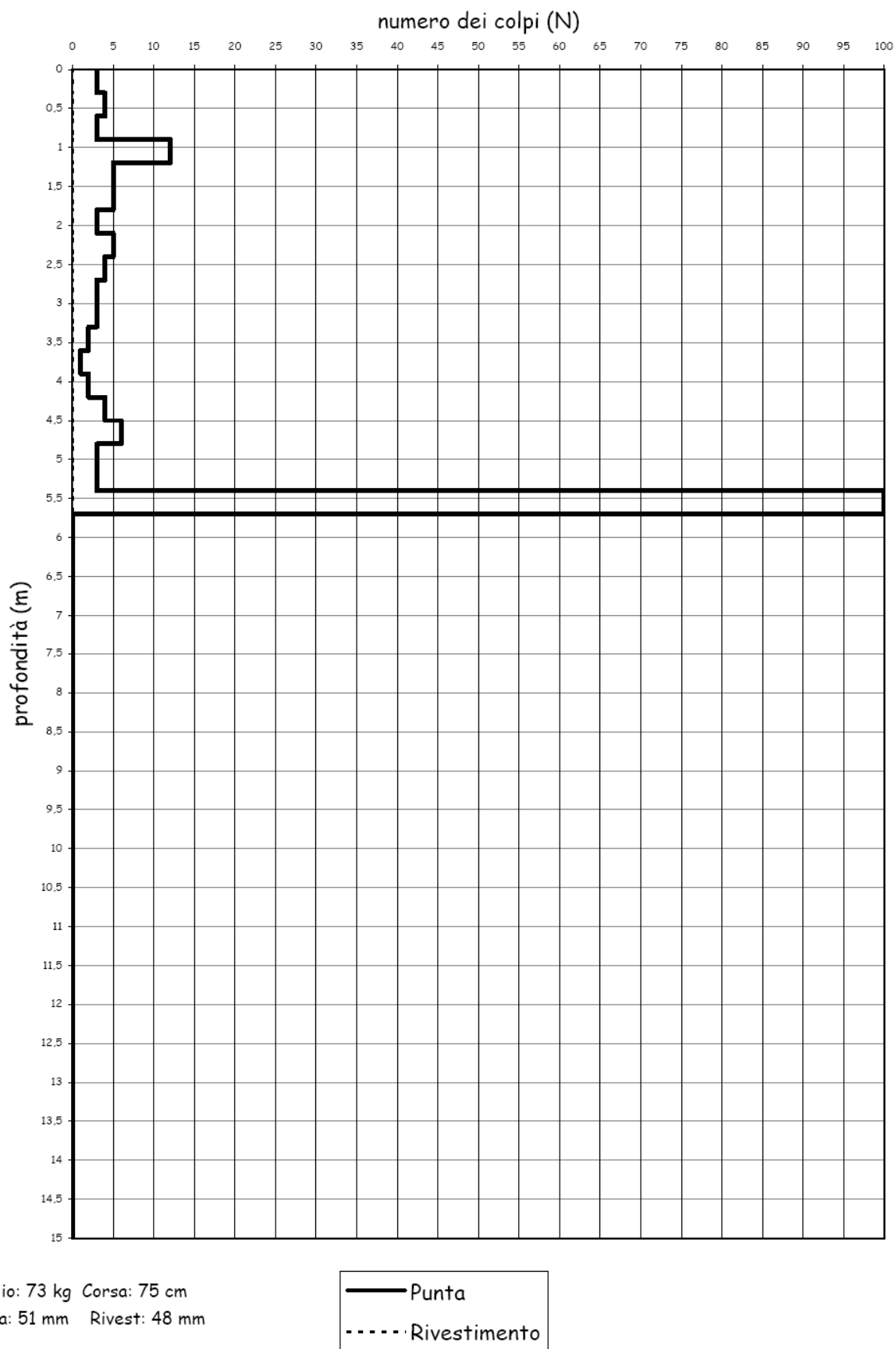
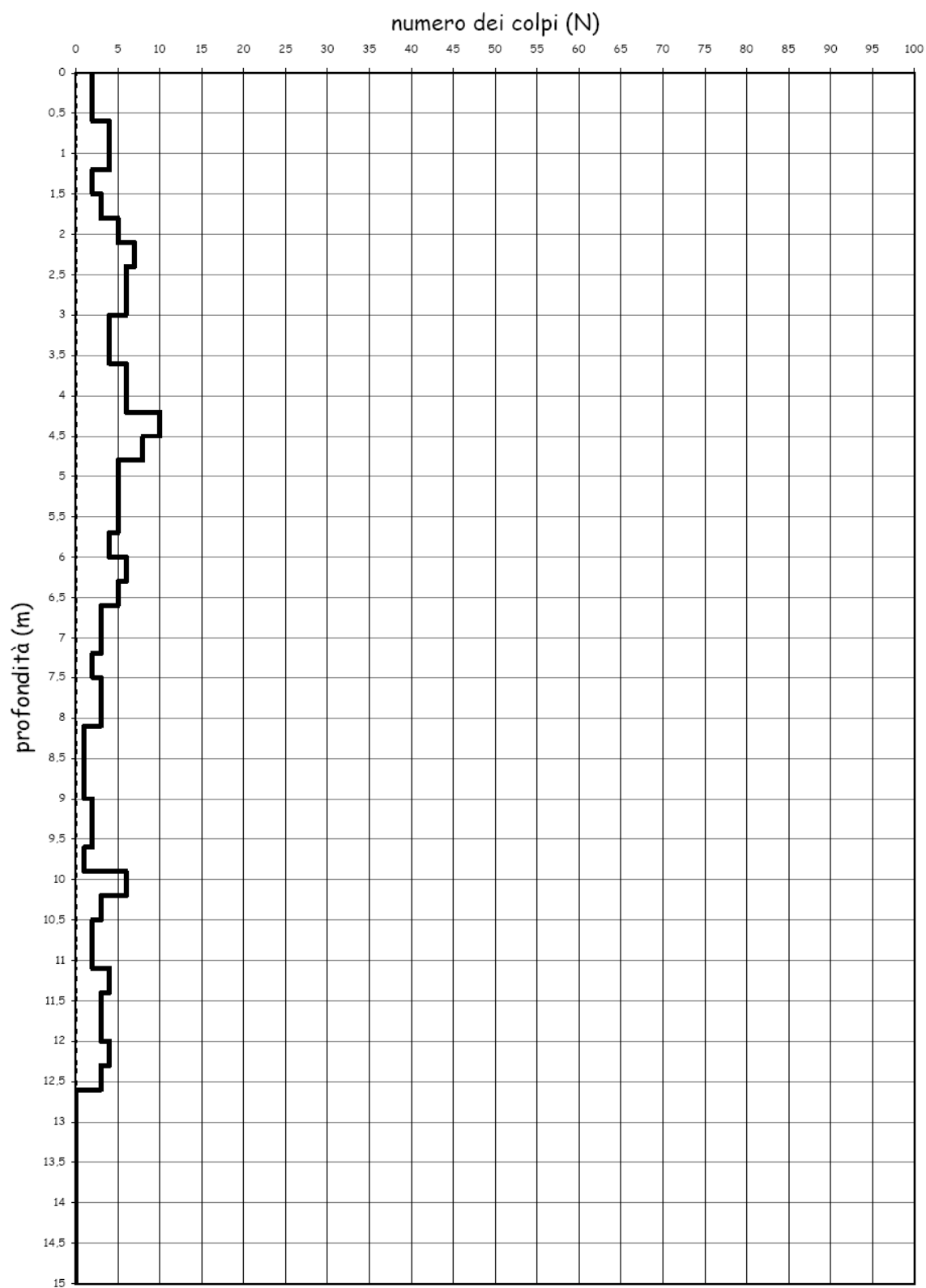


Figura 6: SCPT n° 4

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°5



Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
 Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
 - - - - - Rivestimento

Figura 7: SCPT n° 5

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°6

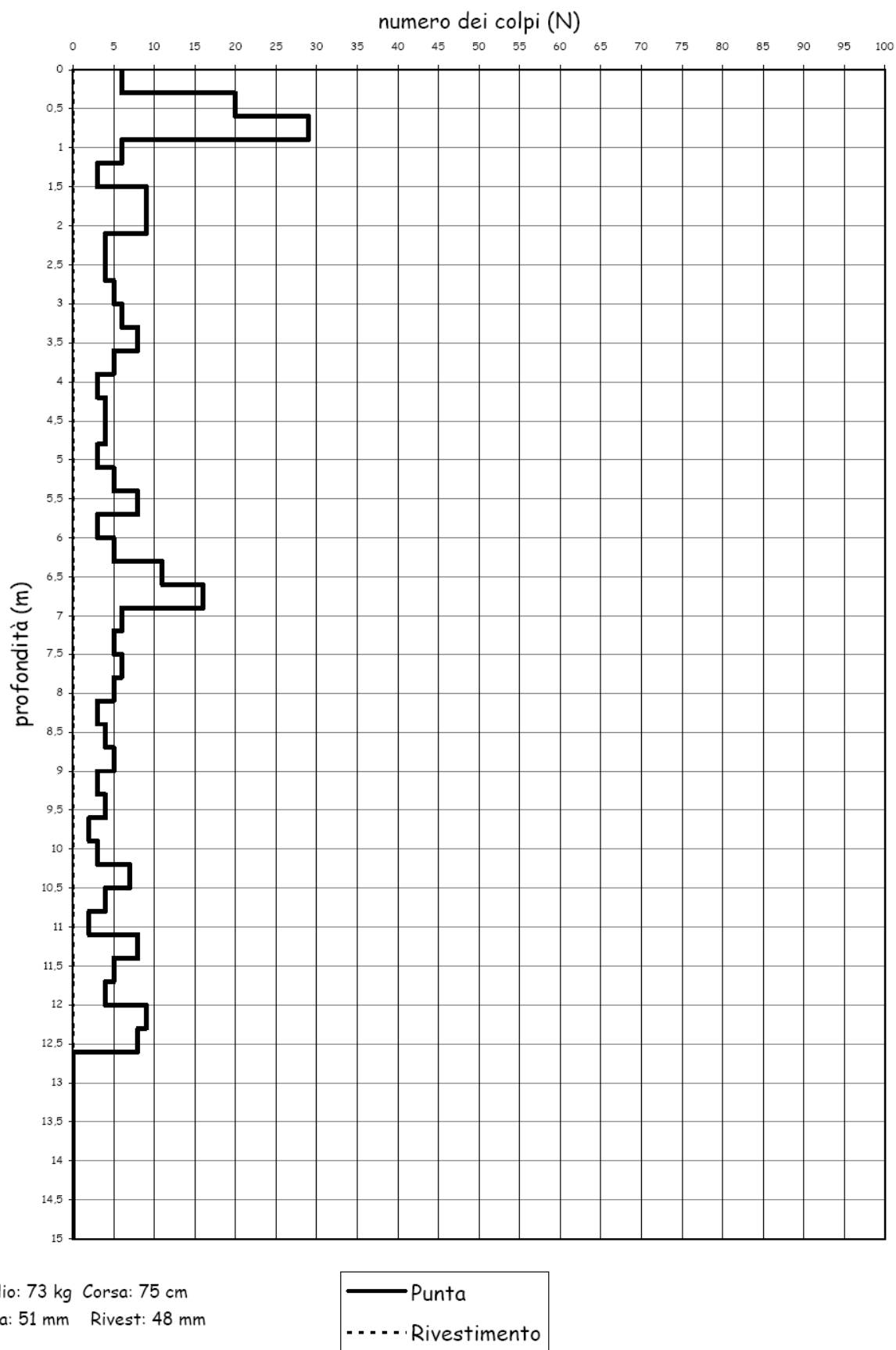


Figura 8: SCPT n° 6

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°7

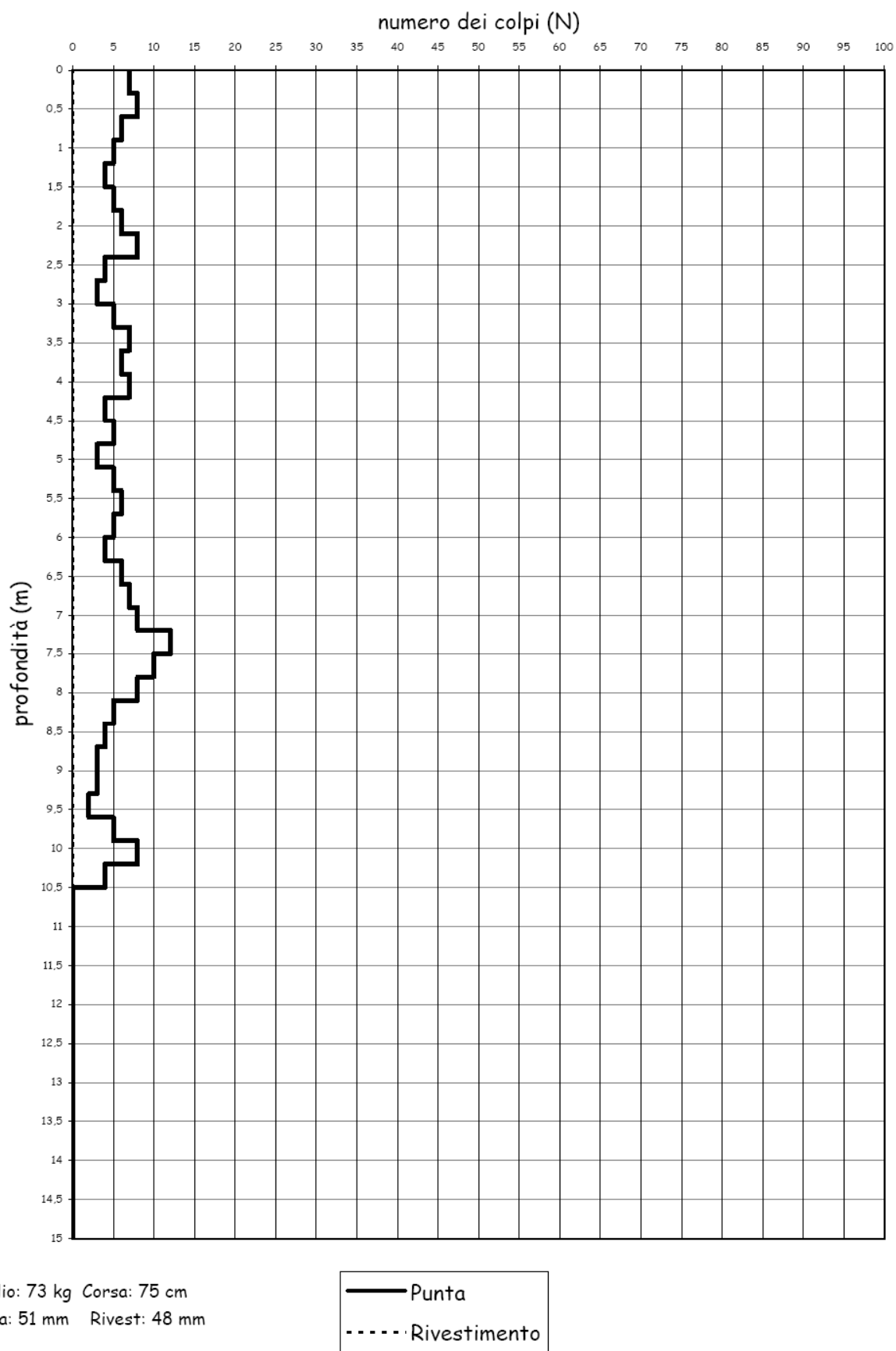


Figura 9: SCPT n° 7

Merate (Lc)
 Novembre 2012

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°8

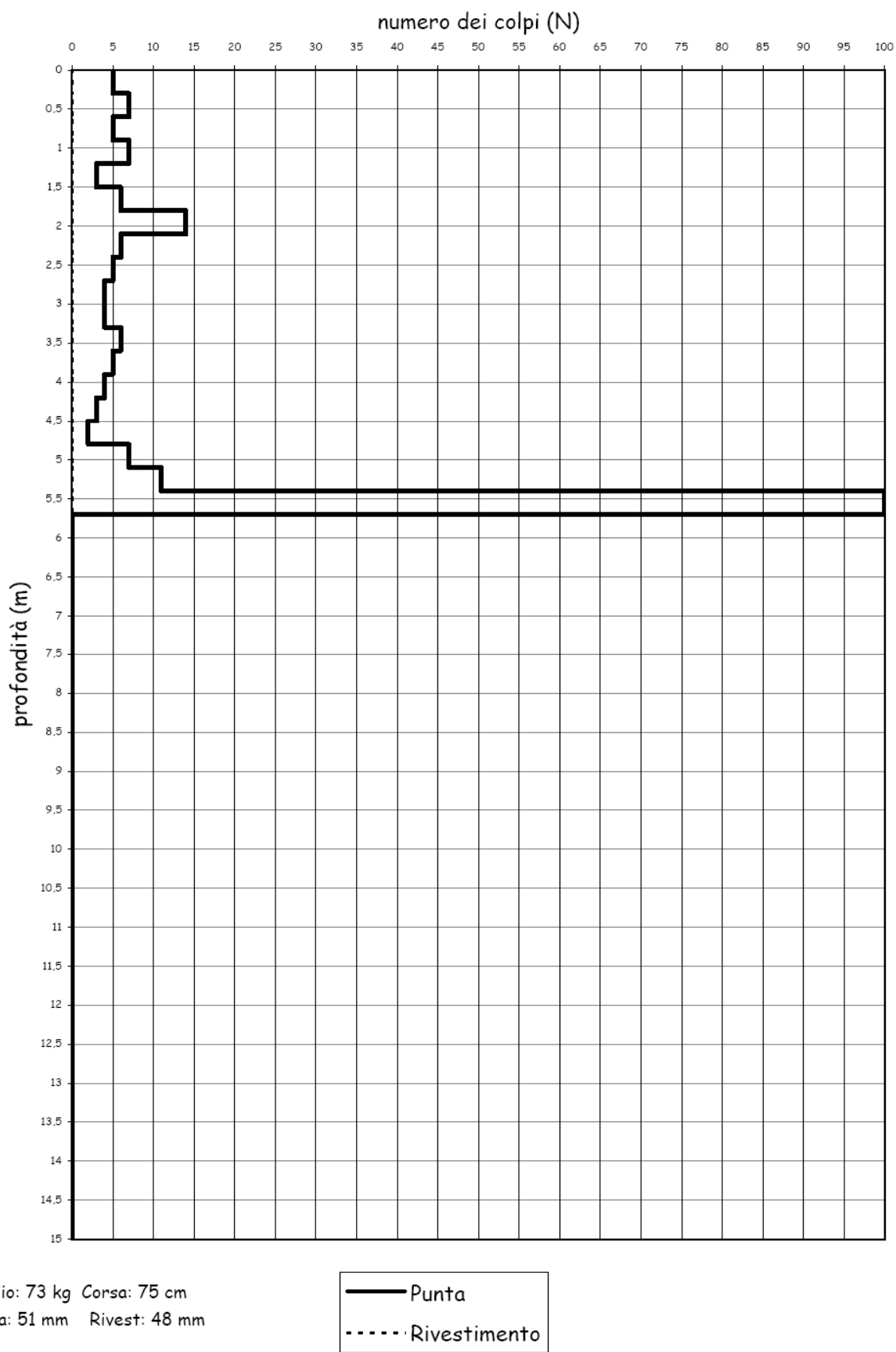


Figura 10: SCPT n° 8

CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

Le prove penetrometriche eseguite, anche se non del tutto correlabili tra loro, hanno consentito di verificare la presenza di depositi fluvio-glaciali di natura molto eterogenea e di ricostruirne la stratigrafia fino alla massima profondità investigata di 14 m circa.

In base ai risultati è stata ricostruita comunque la successione dei Livelli Stratigrafici o Livelli Geotecnici: le descrizioni stratigrafiche sono da ritenere indicative in quanto dedotte in modo indiretto durante l'esecuzione delle prove.

LIVELLO [1], unico: da piano di esecuzione fino alla profondità di 14.0 m circa.

Al di sotto di uno strato di materiale di riporto dello spessore compreso tra 0.5 e 1.0 m, si tratta di depositi fluvio-glaciali caratterizzati da ghiaie sciolte a tratti con ciottoli in matrice limosa argillosa.

In alcune verticali di indagine (prove 4 e 8), dalla profondità di circa 5.5 m, si intercetta un livello di conglomerato a volte cementato che ha impedito la prosecuzione della prova (rifiuto alla penetrazione), mentre in altre aree (prove 2 e 3), sono stati rilevati probabili fenomeni di “*piping*” o *occhi pollini*, caratterizzati dalla presenza di un livello plurimetrico di limi molto sciolti dalla profondità di 4.5 m e fino oltre i 12 m. Mediamente il grado di addensamento è basso e le prove hanno fatto registrare valori medi di N_{SCPT} , compresi tra 4 e 8 con picchi di $N_{SCPT} > 100$ in corrispondenza del conglomerato e valori di molto bassi (1-3) in corrispondenza dei suddetti “occhi pollini”

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica si rimanda all'allegato schema (“Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica”) ricordando che:

Densità Relativa:	correlazione tra N_{SCPT} e Densità relativa (%) di Terzaghi-Peck
Peso di volume:	stima valutata in relazione a N_{SCPT}
Coesione non drenata:	(o resistenza al taglio non drenata), correlazione empirica secondo Terzaghi & Peck e secondo le indicazioni D.M. 7 Nav. Fac. 1982
Angolo di attrito:	correlazione tra N_{SCPT} e ϕ di Meyerhoff 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

Relativamente ai “*valori caratteristici, V_k* ” della coesione non drenata e dell'angolo d'attrito interno, si è optato per considerarli pari a quelli medi ricavati dall'indagine, mentre i

“valori di progetto V_p ” sono stati determinati utilizzando i coefficienti riduttivi parziali, indicati nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni*).

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_{1/2}$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_{1/2}$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

*per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u con un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1.6$.

La caratterizzazione stratigrafica allegata è il risultato di una valutazione mediata del numero di colpi fatto registrare durante l'esecuzione di tutte le prove penetrometriche.

SCHEMA STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Merate (Lc) - schema stratigrafico semplificato

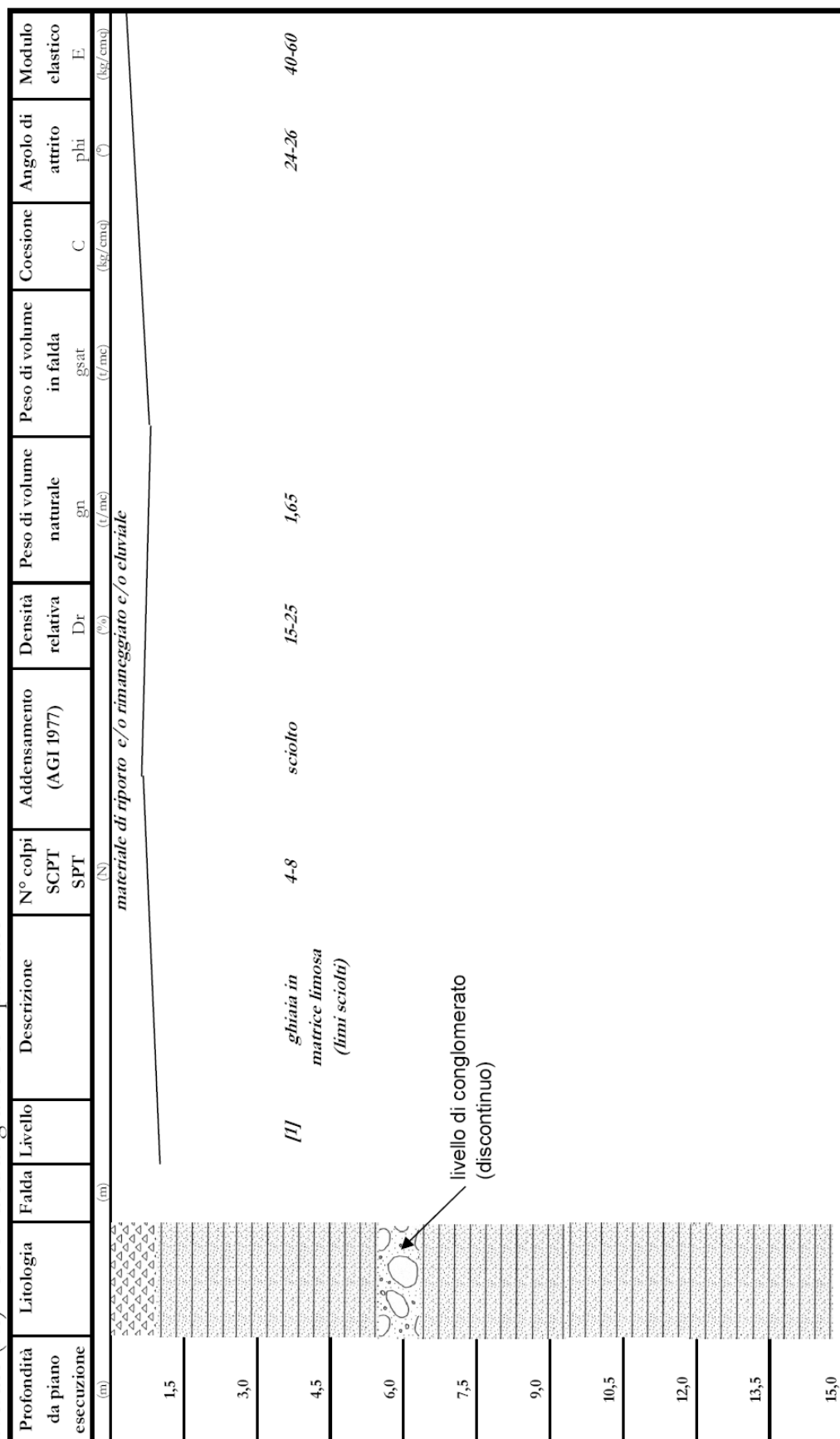


Figura 11: Schema stratigrafico geotecnico

CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI

Ai fine della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale; in assenza di specifiche analisi si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

In base all'indagine effettuata e in considerazione di indagini effettuate nel medesimo ambito geologico stratigrafico, i terreni investigati appartengono alla categoria “C”.

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
C	1.25	0.15	0.50	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

Parametri sismici

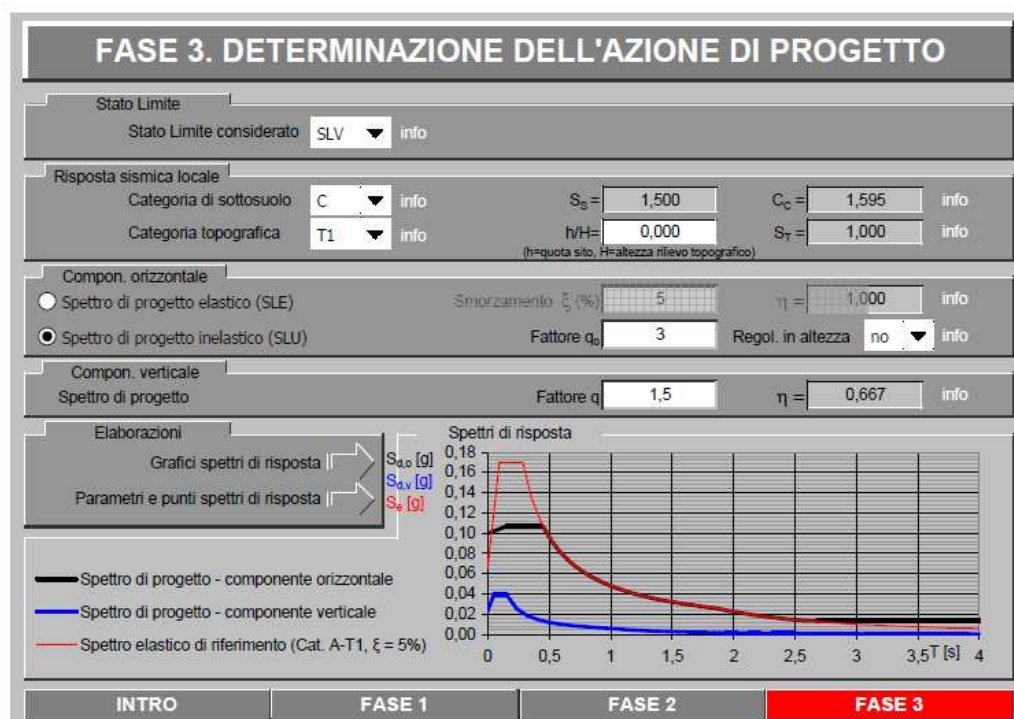
Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 50anni
 Coefficiente cu: 1

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* (ampl. stratigrafica)	1,50	1,50	1,50	1,50
Cc* (coeff.funz. categ.)	1,85	1,78	1,60	1,58
St* (amplificazione topografica)	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,021	0,027
kv	0,03	0,004	0,010	0,01
Amax [m/s ²]	0,330	0,431	1,028	1,327
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Determinazione dell'azione di progetto

SLU



SLE

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLD info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: C info
 Categoria topografica: T1 info

$S_s =$ 1,500 info
 $C_c =$ 1,786 info
 $h/H =$ 0,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
 $S_T =$ 1,000 info

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5 info
 $\eta =$ 1,000 info
 Fattore q_s : 3 info
 Regol. in altezza: no info

Compon. verticale
 Spettro di progetto

Fattore q : 1,5 info
 $\eta =$ 0,667 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

$S_{d,ho}$ [g]

$S_{d,v}$ [g]

S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

PROVA DI PERMEABILITA' "TIPO LEFRANC"

Per determinare il Coefficiente di Permeabilità (K) dei terreni sciolti si eseguono prove di permeabilità con il metodo Lefranc (a livello costante o variabile) in appositi fori. In questo caso avendo già una buona conoscenza dei terreni dell'area abbiamo eseguito solo una prova "più speditiva" in foro realizzato con penetrometro, che ha permesso di confermare i dati già in nostro possesso.

La prova è stata eseguita in corrispondenza del foro della prova SCPT n° 1

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

La metodologia seguita ha previsto:

Prova a carico variabile:

- predisposizione del foro
- posizionamento di un tubo di rivestimento "fenestrato" solo nel tratto da testare
- immissioni di acqua (essendo sopra falda) in modo continuo e prolungato fino a saturare il terreno
- riempimento del foro e registrazione degli abbassamenti del livello nel tempo.

La prova eseguita ha dato risultati confrontabili con i valori di permeabilità tipici di terreni caratterizzati da matrice argillosa e rilevati anche da precedenti prove effettuate nel medesimo ambito geologico stratigrafico: nel tratto tra -2.0 m e -4/-6 m il valore medio di permeabilità calcolato è pari a:

$$3.0-4.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA TERRENO - FONDAZIONE

Generalità.

L'intervento edilizio in oggetto presuppone la realizzazione di tre blocchi da realizzarsi in adiacenza alla struttura esistente con esecuzione del piano di fondazioni a circa -1.0 m da p.c. per due blocchi e a circa -4.0 m da p.c. per il blocco lato vasche; considerando la natura dei depositi presenti e la presenza di livelli particolarmente inconsistenti a limitate profondità, si consiglia l'esecuzione di una fondazione a PLATEA per entrambe le profondità previste: tale tipologia di fondazione garantisce una migliore distribuzione dei carichi e permette l'assorbimento di eventuali cedimenti differenziali in corrispondenza di livelli a differente grado di addensamento e rilevati nell'indagine.

Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) - (N.T.C. 2008) e stima dei cedimenti

La norma in oggetto prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di "*stato limite ultimo (SLU)*". Mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di "*stato limite di esercizio (SLE)*".

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "*metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali*" nel quale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove: Ed: valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Rd: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico si calcola:

- applicando ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali γ_M esposti in precedenza (Tabella 6.2.II).
- considerando i coefficienti parziali γ_R (Tabella 6.4.I di seguito riportata) per le verifiche di fondazioni superficiali.

In questa fase, conoscendo solo parzialmente i valori di progetto delle azioni E_d (permanenti e variabili) imposte dalla struttura al terreno, non è possibile eseguire tutte le verifiche sopra descritte.

Ci si limita pertanto, a determinare i valori di $R_{d(SLU)}$ (con tutte le diverse combinazioni $M1+R1$, $M1+R3$ e di $M2+R2$), e quelli di $R_{d(SLE)}$ in modo da fornire al progettista i dati relativi al prevedibile comportamento del terreno (e alla verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione –terreno).

I valori di $R_{d(SLE)}$ saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei cedimenti indotti dalle resistenze in corrispondenza dei Livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, 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

La verifica di stabilità globale invece, deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2: ($A2+M2+R2$), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici esposti in precedenza e i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.8.I:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Fondazioni dirette a platea

Per la valutazione delle resistenze abbiamo considerato come terreno di fondazione il Livello [1] di mediocri/scadenti caratteristiche geotecniche.

Platea a -1.0 m

Per una platea posta ad una profondità di circa -1.0 m da p.c., le formule, i coefficienti adimensionali e di forma proposti da Meyerhof (modificati secondo la nuova normativa),

indicano valori di Resistenza del Sistema Geotecnico allo Stato Limite Ultimo (SLU), nelle diverse combinazioni, pari a:

- | | | | |
|---|--------------|-----------------|--------------------------|
| - | approccio1: | combinazione 1: | (M1+R1) = 690 kPa |
| | | combinazione 2: | (M2+R2) = 300 kPa |
| - | approccio 2: | combinazione : | (M1+R3) = 180 kPa |

Abbiamo considerato per le verifiche un valore di $Rd_{(SLE)}$ compatibile con i requisiti prestazionali della struttura che per la platea è pari a 50 kPa : i cedimenti attesi, immediati e differenziali, saranno compresi tra 42 e 53 mm e potranno essere compensati dalla tipologia fondazionale prevista.

Platea a -4.0 m di profondità (blocco vasche)

Per una platea posta ad una profondità di circa -4.0 m da p.c., le formule, i coefficienti adimensionali e di forma proposti da Meyerhof (modificati secondo la nuova normativa), indicano valori di Resistenza del Sistema Geotecnico allo Stato Limite Ultimo (SLU), nelle diverse combinazioni, pari a:

- | | | | |
|---|--------------|-----------------|--------------------------|
| - | approccio1: | combinazione 1: | (M1+R1) = 690 kPa |
| | | combinazione 2: | (M2+R2) = 300 kPa |
| - | approccio 2: | combinazione : | (M1+R3) = 180 kPa |

Abbiamo considerato per le verifiche un valore di $Rd_{(SLE)}$ compatibile con i requisiti prestazionali della struttura che per la platea a tale profondità è pari a 65 kPa : i cedimenti attesi, immediati e differenziali, saranno compresi tra 28 e 43 mm e potranno essere compensati dalla tipologia di fondazione prevista.

In considerazione del fatto che le nuove strutture andranno edificate in adiacenza alle strutture esistenti risulterà fondamentale o rendere completamente solidali le strutture o svincolarle mediante giunti di dilatazione per impedire che il cedimento della nuova struttura non alteri l'equilibrio statico di quella esistente

Qualora il progettista ritenesse di considerare la procedura proposta dal Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici (D.M. 11 marzo 1988) che prevede la stima della capacità portante con il metodo delle tensioni ammissibili e con fattore di sicurezza (minimo pari a 3), il Carico Ammissibile di Esercizio è pari alla Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$) di 0.5 kg/cmq per le

fondazioni poste a -1.0 m da p.c. e pari a 0.65 kg/cm² per le fondazioni poste a -4.0 m di profondità

Nel caso che la Resistenza di progetto non sia adeguata alle caratteristiche progettuali, unica alternativa risulta l'esecuzione di fondazioni profonde su pali, che in considerazione della situazione geologica riscontrata, dovranno essere attentamente valutate e progettate.

SOSTEGNO DELLE PARETI DI SCAVO

Dalle indicazioni di progetto risulta che per le nuove realizzazioni si presuppongono scavi di 1.0 e 4.0 m di profondità.

Gli scavi verranno effettuati parte in adiacenza alle strutture esistenti che comunque, sono dotate di piani interrati fino a profondità analoghe a quelle di progetto; si escludono pertanto pericoli d'instabilità dell'ambito circostante l'area di scavo durante la fase di realizzazione dell'opera; lo scavo, 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 sconsigliati.

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.

CONCLUSIONI

Nell'ambito del progetto che prevede la ristrutturazione e l'ampliamento del Centro Sportivo situato nel Comune di Merate (Lc), è stata eseguita la seguente Integrazione Geotecnica per la verifica delle caratteristiche geotecniche e di portanza dei terreni oggetto di edificazione.

L'indagine si è svolta mediante il supporto di prove penetrometriche che hanno permesso di verificare le caratteristiche stratigrafiche dei depositi presenti, costituiti prevalentemente da ghiaie, localmente con ciottoli, immerse in matrice limoso argillosa di bassa consistenza e caratterizzati, in profondità, da fenomeni di "*piping*".

L'esecuzione di una prova di permeabilità tipo Lefranc, ha permesso di rilevare, in corrispondenza della prova SCPT n° 1, una permeabilità compresa tra $3.0-4.0 \times 10^{-7}$ m/s, valore poco compatibile con l'eventuale dispersione nel terreno delle acque superficiali.

Dal punto di vista fondazionale si consiglia l'esecuzione di:

- fondazioni superficiali a PLATEA a -1.0 m da p.c. per i due blocchi con fondazioni più superficiali, con Resistenza di esercizio pari a 50 Kpa e cedimenti compresi tra 42 e 53 mm, completamente assorbiti dalla tipologia di fondazione;
- fondazioni superficiali a PLATEA a -4.0 m da p.c. per il "blocco vasche" con Resistenza di esercizio pari a 65 Kpa e cedimenti compresi tra 28 e 43 mm, completamente assorbiti dalla tipologia di fondazione

In alternativa a tale soluzione si consiglia l'esecuzione di fondazioni profonde su pali.

Certo di avere fornito le indicazioni richieste, resto a disposizione per eventuali informazioni e/o chiarimenti.