

COMMITTENTE	Ravasio Costruzioni S.r.l.
OGGETTO	<i>Relazione geologica e analisi geotecnica con note idrogeologiche a supporto del progetto di intervento edilizio AT3 in via Misericordia</i>
COMUNE	Missaglia (Lc)
DATA	ottobre 2013
RELATORE	<i>dott. geol. Alessandro Ratazzi</i>



A handwritten signature in black ink, appearing to read "A. Ratazzi", positioned below the circular stamp.

## SOMMARIO

### Premessa

### Modellazione geologica e stratigrafica del sito

- Inquadramento geologico-geomorfologico
- Inquadramento idrologico e idrogeologico
- Classificazione sismica
  - Individuazione della pericolosità del sito
  - Scelta della strategia di progettazione
- Indagini in sito
  - Prove penetrometriche dinamiche SCPT

### Caratterizzazione e modellazione geotecnica

- Considerazioni stratigrafiche e geotecniche
- Categoria sismica dei terreni
  - Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici
  - Determinazione dell'azione di progetto

### Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

- Fondazioni superficiali
  - Considerazioni generali
  - Verifica agli stati limite ultimi e di esercizio (N.T.C. 2008)
  - Stima dei cedimenti
- Sostegno delle pareti di scavo e opere di sostegno
- Dispersione delle acque bianche meteoriche

### Conclusioni

### Allegati (in fondo al testo):

Corografia  
Ubicazione punti d'indagine  
Prove SCPT (6)  
Tabella Resistenza di Progetto

(File – MissagliaRavasioCostruzioni)

## Premessa

Su incarico della Società Ravasio Costruzioni S.r.l. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche a supporto del progetto per l'intervento edilizio AT3 previsto in via Misericordia nel comune di MISSAGLIA (Lc).

Al fine di definire le caratteristiche geotecniche dei terreni dell'area di interesse sono state eseguite, a conferma dei dati stratigrafici e geotecnici già noti, e in accordo con i progettisti, n°6 prove penetrometriche dinamiche SCPT spinte fino alla profondità massima di 10.0 m circa.

I punti d'indagine sono stati localizzati, compatibilmente con gli ingombri esistenti, in modo da ricoprire uniformemente le porzioni di terreno interessate dalle future opere di fondazione, così come illustrato nello schema planimetrico allegato.

È stato effettuato un rilievo geologico-stratigrafico del sito con la diretta osservazione dei depositi in affioramento e/o in scavi vicini.

Questo studio è stato redatto inoltre, anche con il supporto di indagini geognostiche e relazioni geologico tecniche eseguite dal sottoscritto o da altre società, in passato, nello stesso ambito geologico-geomorfologico.

Oltre a ciò è stato fatto riferimento all'esauriente studio geologico (e relative mappe) redatto dallo Studio Geoplanet a supporto del PGT del comune di Missaglia: in questo, l'area di studio è posta in "*Classe 3: Area con consistenti limitazioni; comprende aree che presentano consistenti limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni. Sono aree acclivi o predisposte al dissesto idrogeologico e morfodinamico*".

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

## Modellazione geologica e stratigrafica del sito

### Inquadramento geologico - geomorfologico

L'area interessata dall'indagine è posta nel contesto delle prime colline moreniche della Brianza, e a ovest dell'abitato di Missaglia, ad una quota topografica di circa 320 m s.l.m..

Morfologicamente si tratta di un terrazzo rialzato subpianeggiante con leggera pendenza verso sud ed ovest, interrotto solamente dagli orli dei terrazzi fluvio-glaciali e dai corsi d'acqua superficiali che interessano questo settore.

Dal punto di vista geologico ("Carta Geologica e Geomorfologica a supporto del PGT), i depositi che caratterizzano l'area di studio sono di origine fluvio-glaciale rissiana (*diluvium medio riss*) del pleistocene medio e costituiscono quei ripiani terrazzati che occupano una posizione altimetricamente intermedia tra quella del Mindel e quella del Wurm: sono estese spianate, piuttosto piatte e uniformi con leggera pendenza verso sud, che si allungano da nord a sud assottigliandosi. Possono essere configurate come vere e proprie penisole sopraelevate rispetto ai depositi fluvio-glaciali recenti, e collegate a nord con le maggiori cerchie moreniche esterne. Questi depositi sono separati dai limitrofi da piccole scarpate morfologiche ripide soprattutto nell'area settentrionale.

Si tratta di terreni di natura essenzialmente ghiaiosa coperti da uno strato superficiale di natura limoso-argillosa (loess) notevolmente omogeneo e ad elevato grado di assortimento. Le ghiaie sono formate soprattutto da elementi di rocce cristalline, molto scarsi quelli calcari. Sono per lo più molto arrotondati e hanno dimensioni varie ma inferiori ai 10 cm.

I ciottoli sono inclusi in una matrice argilloso-sabbiosa, di colore giallo-marroncina.

Lo strato superficiale è costituito da limi argillosi notevolmente omogenei e ad elevato grado di assortimento. Il loro spessore si aggira nella maggior parte dei casi attorno al metro; non mancano però accumuli più potenti dovuti alle acque di dilavamento specialmente dove i terrazzi si addossano alle scarpate di quelli più antichi.

**Nell'ambito dell'indagine eseguita nell'area in esame**, e di altri numerosi punti d'indagine effettuati nelle vicinanze, si è avuto parziale conferma delle indicazioni note in bibliografia per la presenza di terreni limoso argillosi localmente sabbiosi, con addensamento crescente con l'aumentare della profondità.

## **Inquadramento idrologico e idrogeologico**

Dal punto di vista idrologico non si segnala la presenza di corsi d'acqua di un certo rilievo nel contesto dell'area di studio; per il resto, la circolazione idrica superficiale è per lo più a carattere diffuso, controllata dalla morfologia locale e marcata dalle eventuali regimazioni antropiche.

Più in generale, il drenaggio delle acque meteoriche nell'area d'indagine avviene oltre che in modo diretto in profondità nelle zone ancora non urbanizzate, attraverso le infrastrutture stradali ed i servizi urbani di fognatura.

Da un punto di vista idrogeologico l'esecuzione della presente indagine non ha permesso di rilevare il livello freaticometrico perché le prove penetrometriche non hanno raggiunto la prevedibile profondità della falda.

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.

La cartografia a disposizione (Carta idrogeologica a supporto del PGT) fa presumere una piezometria media compresa tra 290 e 300 m s.l.m. (soggiacenza compresa tra 15-25 m).

Seppur la falda principale sia ad una profondità tale da non interferire con il progetto in esame, si sottolinea il fatto che, data la granulometria dei terreni affioranti nel settore, non si esclude la possibilità di locali "sacche" sospese, come accertato lungo le verticali n°3 e 4 (a partire dalla profondità di 4.0 m circa), con distribuzione molto irregolare e di difficile ricostruzione e previsione.



## Indagini in sito

### Prove penetrometriche dinamiche 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 (6x6) i cui componenti sono rigorosamente conformi alle norme geotecniche in materia.

In particolare il penetrometro impiegato può essere descritto come penetrometro classe DPSH e tipo “Meardi” o “Terzaghi modificato” o “superpesante” o *“STANDARD CONE PENETRATION TEST”*.

I dati tecnici del penetrometro sono così riassumibili:

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

Allegati alla presente sono esposti i diagrammi relativi alle prove SCPT dove, in ascissa, in funzione della profondità, con linea continua viene esposto il valore “Nscpt” relativo all'avanzamento delle aste.

## Caratterizzazione e modellazione geotecnica

### Considerazioni stratigrafiche e geotecniche

In base ai risultati, e grazie anche alle conoscenze litologiche acquisite da altre indagini svolte nelle vicinanze, si è ricostruita la successione dei Livelli geotecnici, evidenziando una situazione abbastanza omogenea: 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 2.4-3.3 m (lungo la prova n°4 lo spessore rilevato è stato di 4.5 m).

Superato uno spessore superficiale (1.2 m circa) di materiale di riporto e/o rimaneggiato si tratta di depositi eluviali alterati e costituiti da limi sabbioso-localmente argillosi di color nocciola, con valori di  $N_{SCPT}$  (numero dei colpi necessari all'avanzamento di 30 centimetri della punta conica) generalmente compresi tra 5 e 10 e descrivibili come “*poco addensati*” (Associazione Geotecnica Italiana 1977).

Nonostante una certa componente argillosa di questo livello (e di quelli sottostanti), in assenza di specifiche prove è preferibile prevedere un suo comportamento “incoerente” e per tale motivo la caratterizzazione geotecnica fornita è in “condizioni drenate”.

*Peso di Volume ( $t/m^3$ ): 1.65*

*Peso di Volume in falda ( $t/mc$ ): 1.15*

*Angolo di Attrito ( $^\circ$ ): 26-28*

*Modulo Elastico ( $kg/cmq$ ): 60-80*

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

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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	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  $\gamma_{qu}=1.6$ .



**LIVELLO [2]:** dalla base dello strato precedente e fino alla massima profondità investigata di circa 10. m.

Livello costituito da limi sabbiosi con argilla con possibile presenza di irregolari livelli con ghiaia alterata; tale livello ha fatto registrare  $N_{SCPT}$  mediamente compresi tra 15 e 25 (“*moderatamente addensato*”) e tale da poterlo caratterizzazione come:

*Peso di Volume ( $t/m^3$ ): 1.80->1.80*

*Peso di Volume in falda ( $t/mc$ ): 1.30->1.30*

*Angolo di Attrito ( $^\circ$ ): 30-32*

*Modulo Elastico ( $kg/cmq$ ): 120-180*

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

**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.

Sulla scorta dell'indagine effettuata e di quelle note in bibliografia si può affermare che i terreni dei Livelli stratigrafici individuati hanno caratteristiche di addensamento tali da appartenere alla categoria “C”.

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

Categoria suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
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

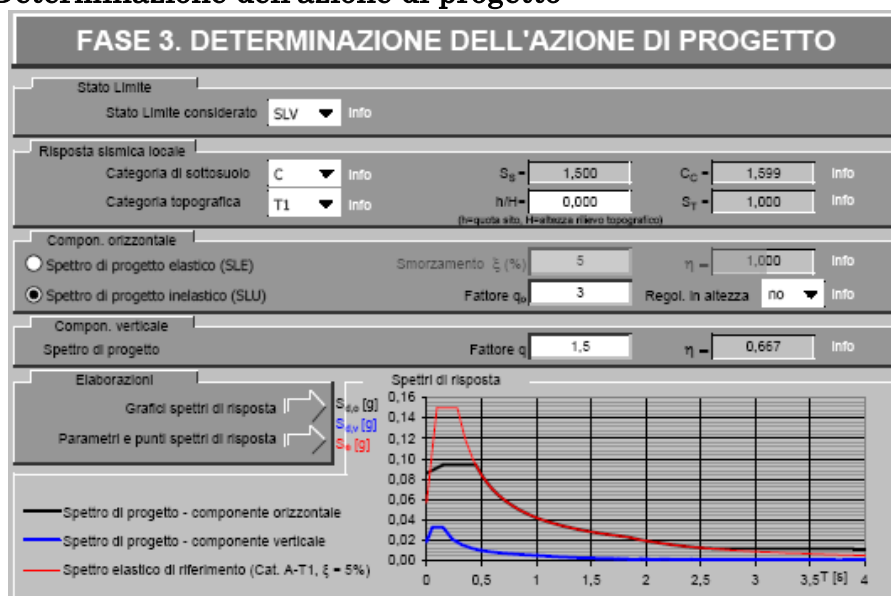
Parametri sismici:

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

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Ss*</b> (ampl. stratigrafica)	1,50	1,50	1,50	1,50
<b>Cc*</b> (coeff.fun. categ.)	1,92	1,81	1,60	1,57
<b>St*</b> (amplificazione topografica)	1,00	1,00	1,00	1,00

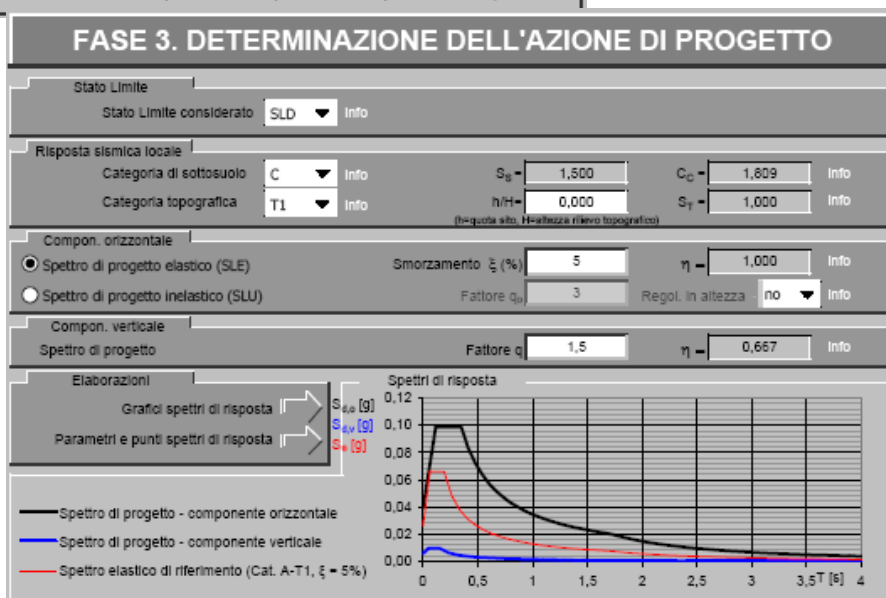
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>kh</b>	0,005	0,007	0,015	0,019
<b>kv</b>	0,003	0,003	0,008	0,010
<b>Amax</b> [m/s <sup>2</sup> ]	0,291	0,380	0,836	1,044
<b>Beta</b>	0,180	0,180	0,180	0,180

## Determinazione dell'azione di progetto



SLU

SLE



## Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

### Fondazioni

#### Considerazioni generali

Sulla scorta dei risultati ottenuti dall'indagine geognostica è stata determinata (con le relazioni di Terzaghi, Meyerhof e Brinch-Hansen) la resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione ( $R_d$ ) seguendo la procedura indicata dalle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, che prevede un approccio agli stati limite.

Dalle indicazioni di progetto risulta la realizzazione di alcuni edifici residenziali sviluppati del tutto fuori terra e in parte interrati (box); si contempla pertanto un piano di appoggio delle fondazioni rispettivamente ad una profondità minima di -1.5 m e -3.5/4.0 m.

Nel primo caso (senza interrato) verranno interessati i terreni appartenenti al Livello Stratigrafico [1], con caratteristiche scadenti/mediocri, mentre gli edifici con il piano interrato avranno come piano di posa delle fondazioni il Livello Stratigrafico [2] più addensato, anche se non si esclude localmente la presenza di acqua.

In assenza di una soluzione di progetto, in questa fase è stata presa in considerazione l'ipotesi di una fondazione continua a platea per gli edifici senza vani interrati (in modo da compensare le mediocri-scadenti caratteristiche geotecniche del piano di posa), e continua a trave (con larghezza minima pari a 1.2 m) meglio se con disposizione a “graticcio” per gli altri edifici interrati.

Per quanto specificato nei capitoli precedenti si consiglia comunque di prevedere una buona impermeabilizzazione e/o la realizzazione di vasche di raccolta e vespaio aerato.

#### Verifica agli stati limite ultimi e di esercizio (N.T.C. 2008)

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)*”.

Le verifiche di tipo geotecnico devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

- approccio1: combinazione 1: ( $A_1+M_1+R_1$ )  
combinazione 2: ( $A_2+M_2+R_2$ )
- approccio2: combinazione ( $A_1+M_1+R_3$ )

In questa fase, non conoscendo 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).

Pertanto, alla luce di quanto sopra esposto, e secondo la relazione di Meyerhof, si avrà con fondazione a **PLATEA**:

$R_{d(SLU)} (M1+R1): 12.3 \text{ kg/cmq}$

$R_{d(SLU)} (M1+R3): 5.3 \text{ kg/cmq}$

$R_{d(SLU)} (M2+R2): 3.3 \text{ kg/cmq}$

e con fondazione a **TRAVE**:

$R_{d(SLU)} (M1+R1): 5.0 \text{ kg/cmq}$

$R_{d(SLU)} (M1+R3): 2.2 \text{ kg/cmq}$

$R_{d(SLU)} (M2+R2): 1.4 \text{ kg/cmq}$

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

### Stima dei cedimenti

Tenuto conto dei risultati dell'indagine in sito, e della presenza di terreni con le caratteristiche geotecniche indicate in precedenza, sono stati 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 ( $R_{d(SLE)}$ ) fornito ai progettisti.

Per la valutazione dei cedimenti ci si è avvalsi delle relazioni suggerite da Poulos e Davis (1974) e da Timoshenko e Goodies (1951) che permettono di calcolare i valori dei cedimenti sia a brevissimo termine (in terreni granulari) che in condizioni “non drenate” (in terreni coesivi).

Alla luce di quanto sopra esposto e dei risultati ottenuti l'ipotesi perseguibile sarà:

- fondazione a PLATEA con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{d(SLE)}$ ) di 0.8 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 1.5 m; i cedimenti totali teorici saranno contenuti e inferiori a 25-30 mm e in gran parte compensati dalla tipologia di fondazione.
- fondazione a TRAVE (meglio se a graticcio) rigida con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{d(SLE)}$ ) di 1.2 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 0.8 m; i cedimenti totali teorici saranno contenuti e inferiori a 15 mm e in parte compensati dalla tipologia di fondazione.

I valori di resistenze di progetto del sistema geotecnico in condizioni di esercizio ( $R_{d(SLE)}$ ) indicati sono inferiori o uguali alla resistenza di progetto del sistema geotecnico calcolata con i coefficienti parziali  $M2+ R2$  più restrittivi. Sarà cura del progettista verificare se tali valori risultano essere anche inferiori (o uguali) al valore di progetto dell'azione ( $E_d$ ) imposta dalla struttura al terreno.

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.

## **Sostegno delle pareti di scavo e opere di sostegno**

Come già anticipato, parte dell'intervento in progetto avrà volumi interrati ma che, per quanto di mia conoscenza, 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; 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 60°.

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 previste considerando una permeabilità del terreno naturale in posto da “bassa” a “molto bassa”; inoltre per la possibile presenza di falde sospese **si sconsiglia lo smaltimento delle acque bianche in pozzi perdenti.**

In alternativa si potranno realizzare vasche e/o pozzi di accumulo-stoccaggio e con dimensioni opportunamente calcolate; si dovranno prevedere pompe di allontanamento o comunque tubazioni di “troppo pieno” che consentano di disperdere le acque in fognatura, chiedendo gli eventuali permessi agli enti preposti.

Un'altra possibilità perseguibile sarà quella di contemplare l'accumulo di queste acque e il loro riutilizzo per i servizi igienici o altri impieghi “secondari” e comunque per usi non idropotabili.



## Conclusioni

Su incarico della Società Ravasio Costruzioni S.r.l. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche a supporto del progetto per l'intervento edilizio AT3 previsto in via Misericordia nel comune di MISSAGLIA (Lc).

Al fine di definire le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni dell'area di interesse sono stati presi in considerazione, e interpretati, i risultati di alcune prove penetrometriche dinamiche SCPT, eseguite sia nell'area di studio che nell'immediato intorno.

Si è ricostruito il terreno del sottosuolo schematizzandolo in due Livelli stratigrafici con addensamento crescente con l'aumentare della profondità; il previsto piano di posa delle fondazioni sarà di buone caratteristiche geotecniche per gli edifici con interrato e mediocre/scadente per quelli sviluppati del tutto fuori terra.

Relativamente alle ipotesi di fondazioni si è consigliato:

- fondazione a PLATEA con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{dSLE}$ ) di 0.8 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 1.5 m; i cedimenti totali teorici saranno contenuti e inferiori a 25-30 mm e in gran parte compensati dalla tipologia di fondazione.
- fondazione a TRAVE (meglio se a graticcio) rigida con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ( $R_{dSLE}$ ) di 1.2 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 0.8 m; i cedimenti totali teorici saranno contenuti e inferiori a 15 mm e in parte compensati dalla tipologia di fondazione.

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 espresse.

Sono state inoltre fornite indicazioni relative alle modalità di scavo e al trattamento delle acque bianche raccolte.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto:

- 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

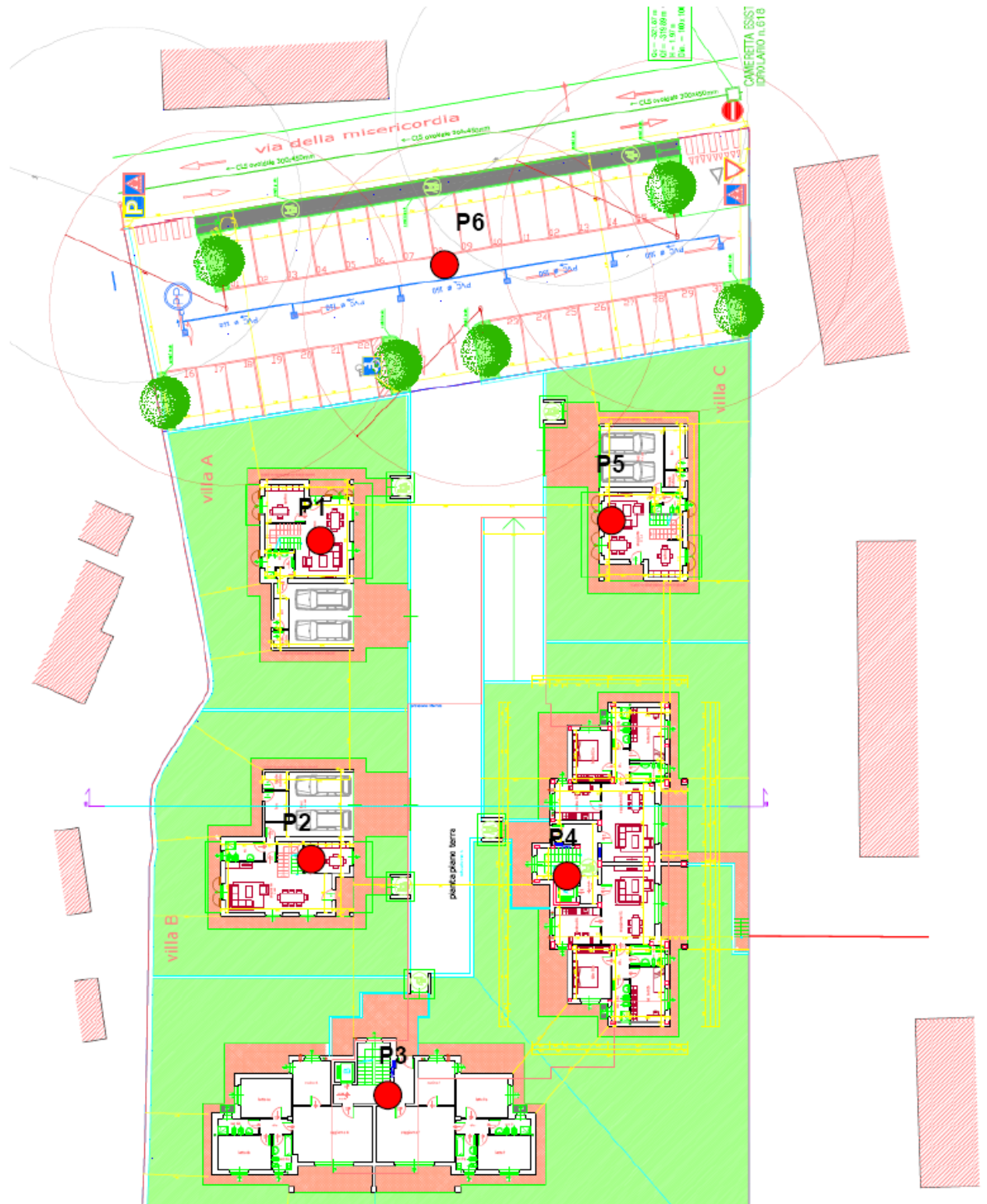
I risultati esposti nella presente non tengono conto di eventuali vincoli urbanistici, regolamenti edilizi locali e di altri vincoli imposti dalle pubbliche Autorità, dei quali non sono stato incaricato di verificare l'esistenza.

Resto a disposizione per qualsiasi chiarimento.



---

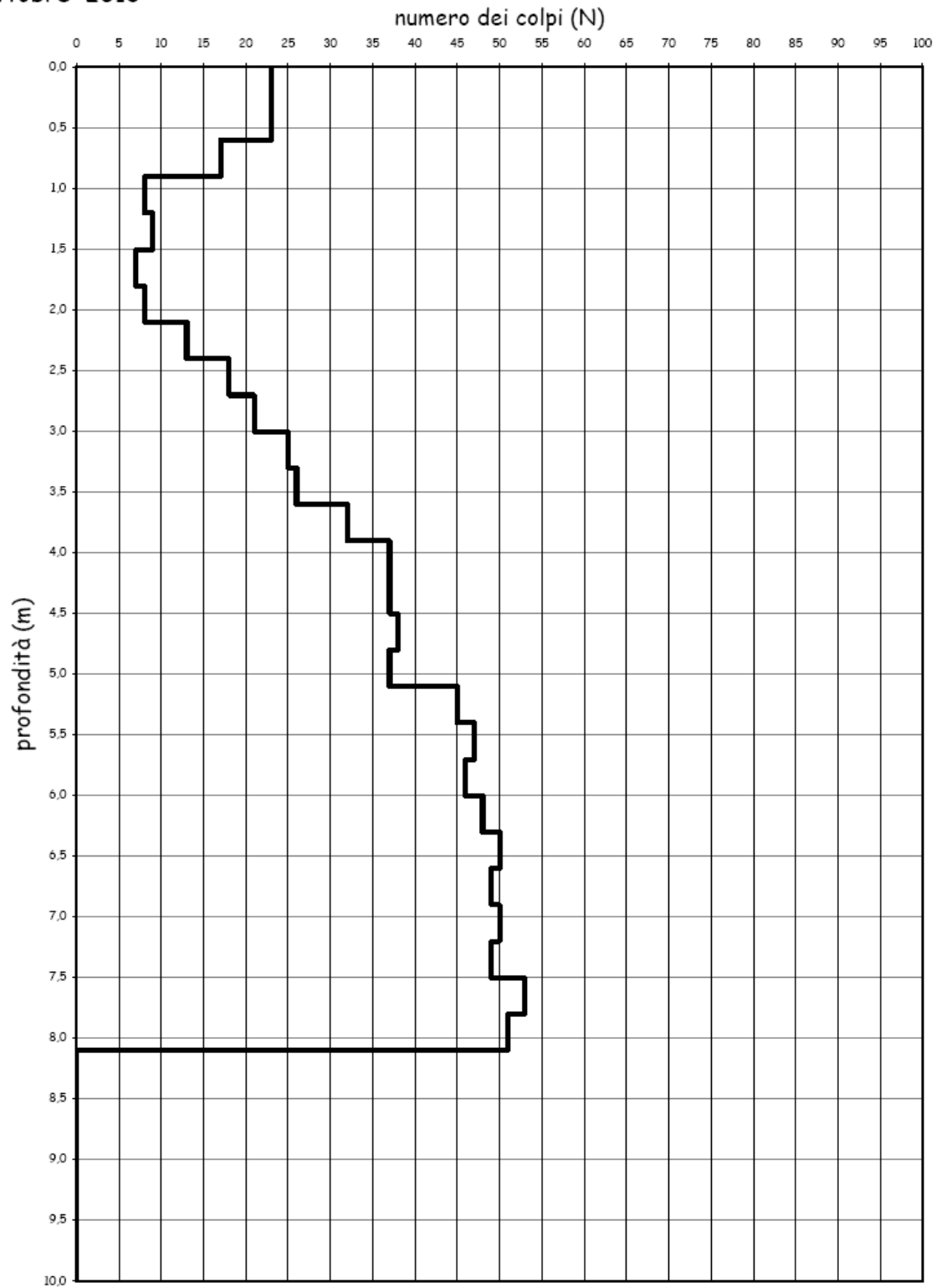
18
*dott. Alessandro Ratazzi*



Ubicazione punti d'indagine (schema non in scala)

Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n°01



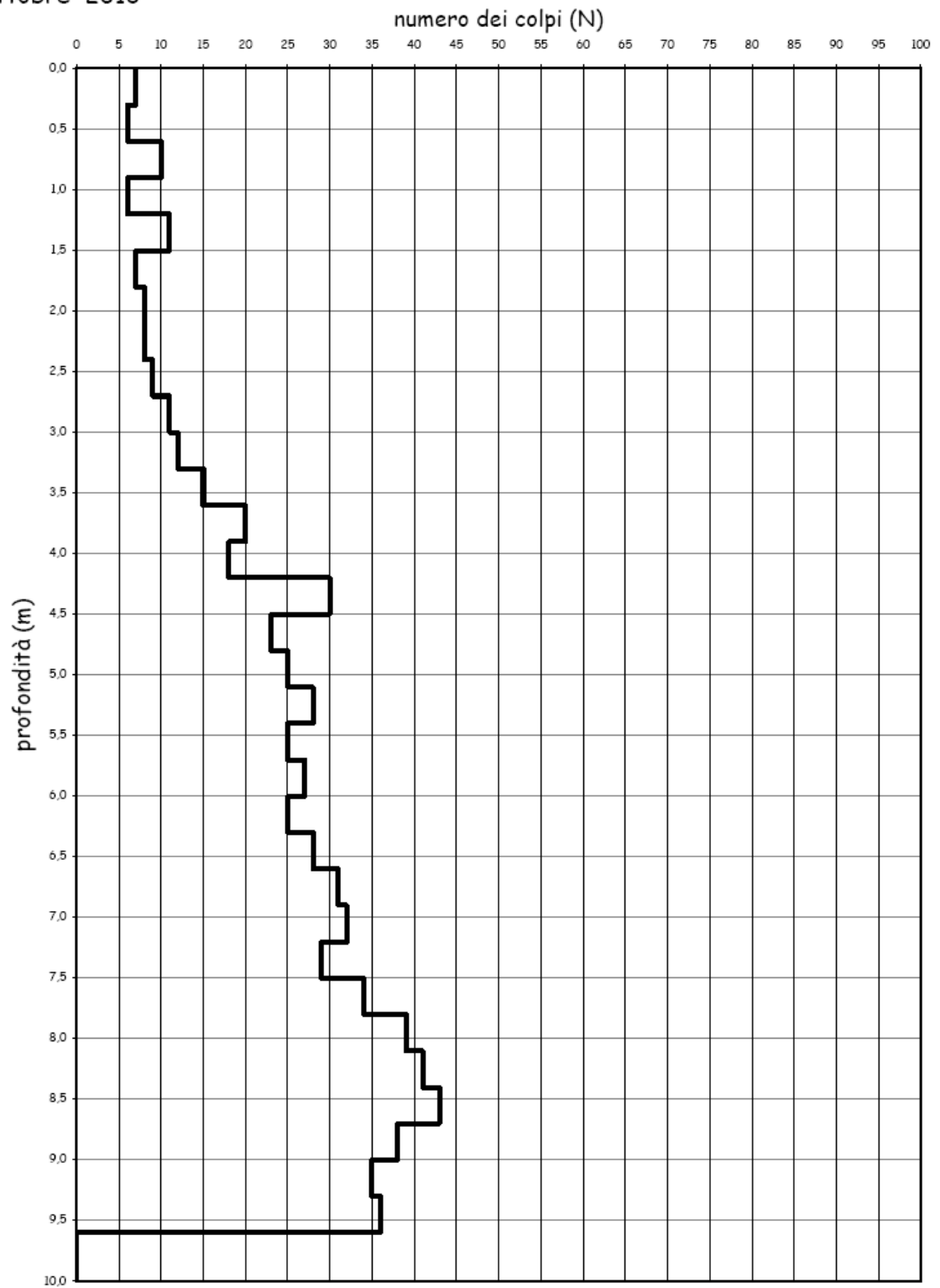
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta  
..... Rivestimento



Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n°02

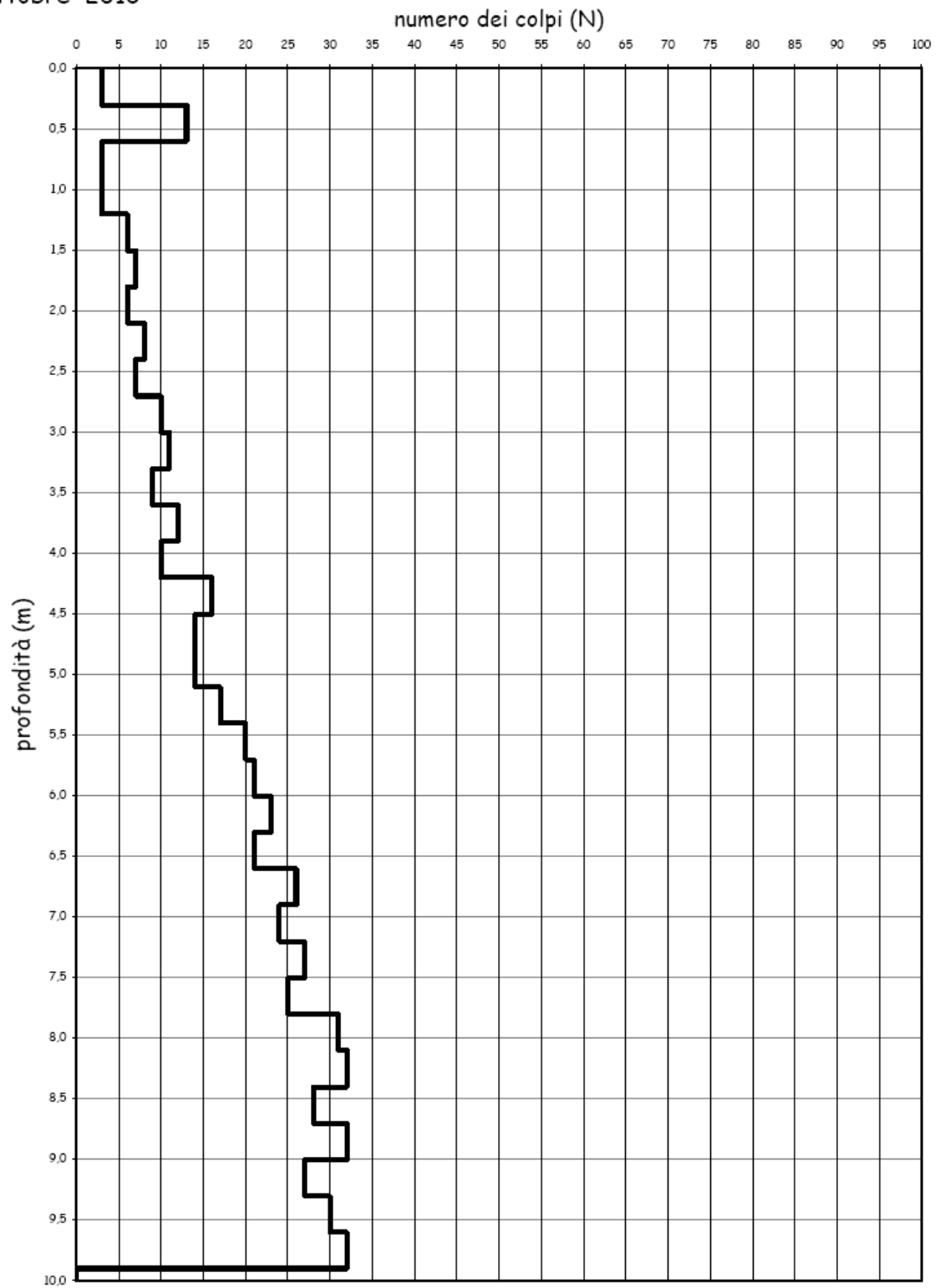


Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta  
..... Rivestimento

Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# **PROVA PENETROMETRICA SCPT n°03**

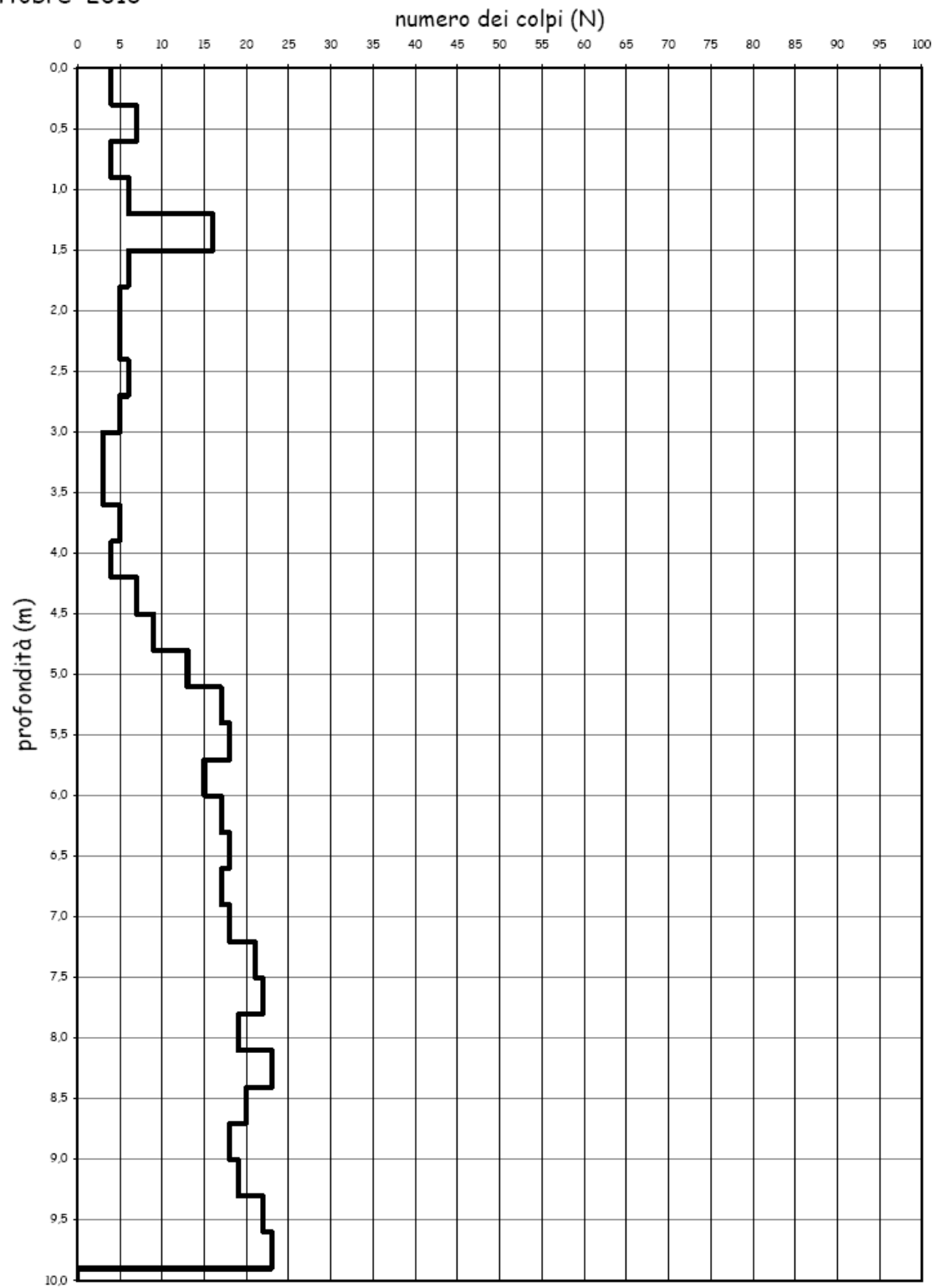


Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta  
..... Rivestimento

Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n°04

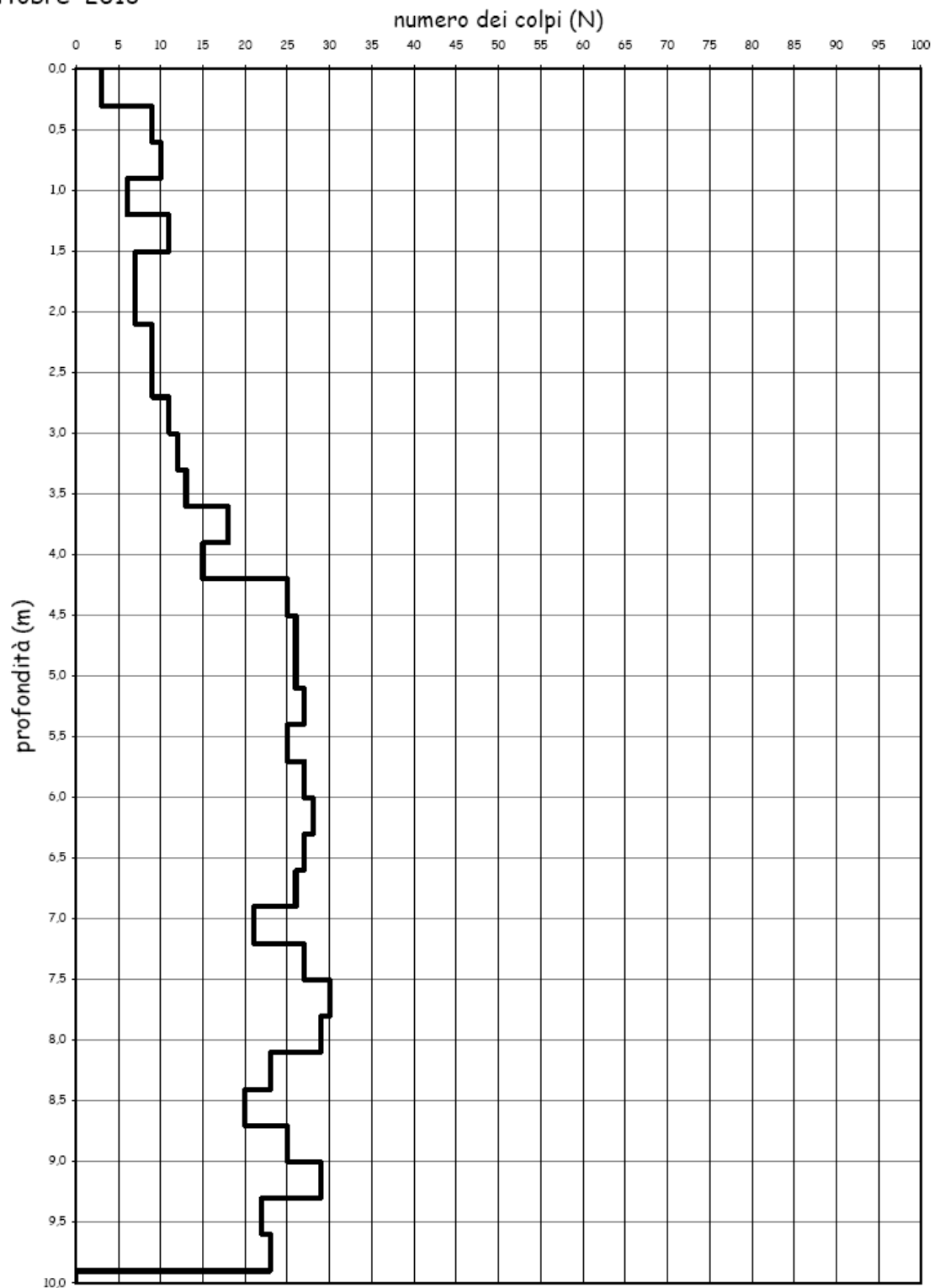


Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta  
..... Rivestimento

Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# **PROVA PENETROMETRICA SCPT n°05**



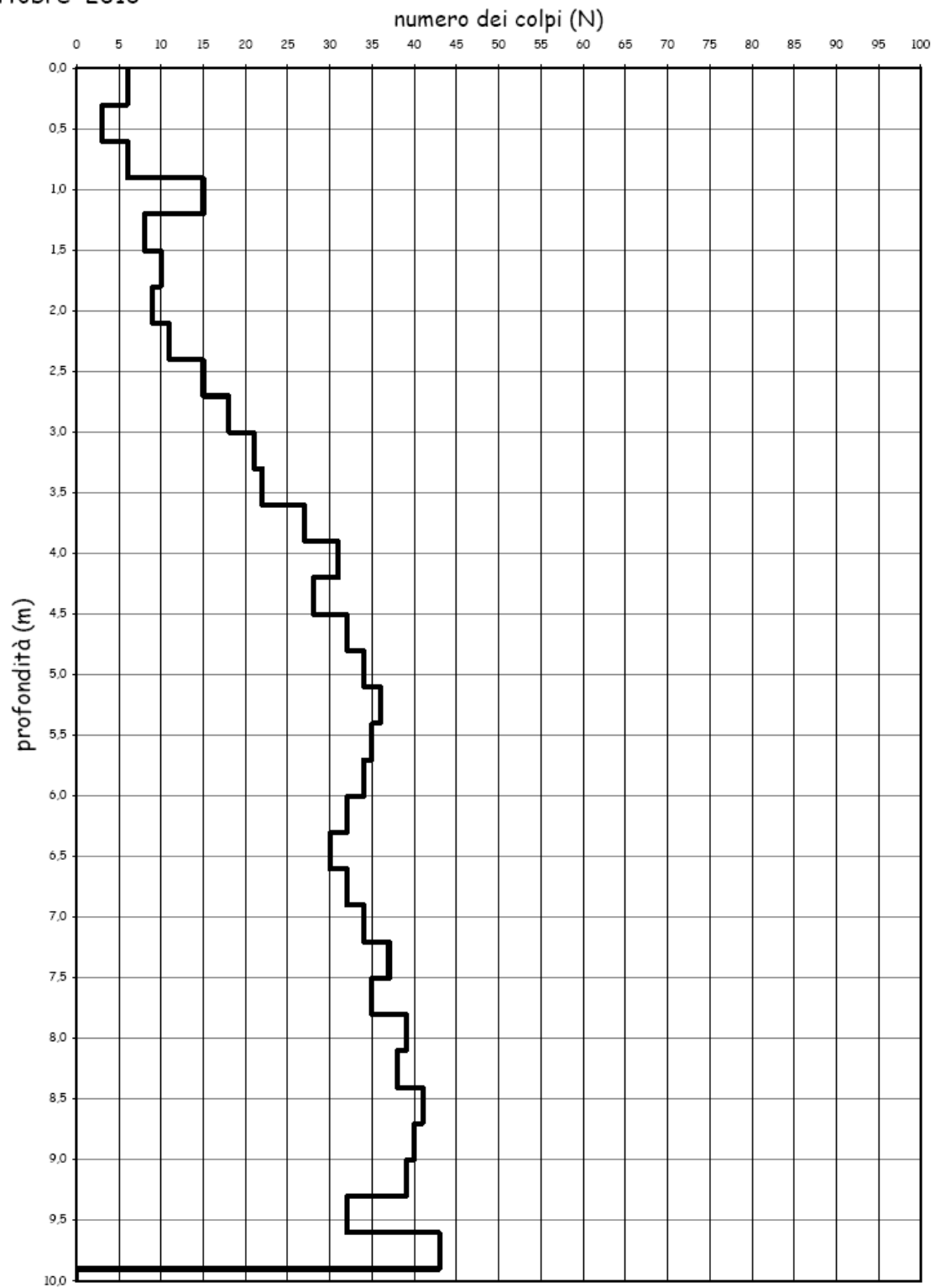
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm  
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta  
..... Rivestimento



Missaglia (Lc)  
via Misericordia  
ottobre 2013

# PROVA PENETROMETRICA SCPT n°06



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

— Punta  
..... Rivestimento

## VALUTAZIONE DELLA DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (NTC2008)

**Missaglia (Lc) - ipotesi di fondazioni a "platea"**VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M1,R1)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1,5	1,5	10,0	10,0	1,65	26,0	11,1	12,3	13,0
1,5	1,6	10,0	10,0	1,65	26,0	11,3	12,5	13,2
1,5	1,7	10,0	10,0	1,65	26,0	11,6	12,8	13,5

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M1,R3)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1,5	1,5	10,0	10,0	1,65	26,0	4,8	5,3	5,6
1,5	1,6	10,0	10,0	1,65	26,0	4,9	5,4	5,7
1,5	1,7	10,0	10,0	1,65	26,0	5,0	5,6	5,9

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M2,R2)

FONDAZIONE				TERRENO(p)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
1,5	1,5	10,0	10,0	1,65	21,3	3,4	3,3	3,8
1,5	1,6	10,0	10,0	1,65	21,3	3,4	3,4	3,9
1,5	1,7	10,0	10,0	1,65	21,3	3,5	3,5	4,0

**Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio Rd(SLE)      0,8 [kg/cmq]**

**Cedimento del terreno previsto con Rd(SLE) = 0,8 [kg/cmq]:      23,7 [mm]**

**Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con  $\gamma_R=1,1$ )      11,2 [kg/cmq]**

## VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (NTC2008)

**Missaglia (Lc) - ipotesi di fondazioni a "trave"**VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M1,R1)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
3,5	0,8	1,2	indef.	1,80	30,0	5,4	5,0	5,0
3,5	0,9	1,2	indef.	1,80	30,0	5,8	5,4	5,5
3,5	1,0	1,2	indef.	1,80	30,0	6,2	5,9	6,0

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M1,R3)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
3,5	0,8	1,2	indef.	1,80	30,0	2,3	2,2	2,2
3,5	0,9	1,2	indef.	1,80	30,0	2,5	2,4	2,4
3,5	1,0	1,2	indef.	1,80	30,0	2,7	2,6	2,6

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. M2,R2)

FONDAZIONE				TERRENO(p)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
3,5	0,8	1,2	indef.	1,80	24,8	1,6	1,4	1,5
3,5	0,9	1,2	indef.	1,80	24,8	1,7	1,5	1,6
3,5	1,0	1,2	indef.	1,80	24,8	1,8	1,7	1,8

**Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio Rd(SLE)      1,2 [kg/cmq]**

**Cedimento del terreno previsto con Rd(SLE) =      1,2 [kg/cmq]:      13,0 [mm]**

**Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con  $\gamma_R=1,1$ )      4,5 [kg/cmq]**

Alessandro Ratazzi - geologo

Tabella Resistenza di Progetto