

# COMUNE DI MONZA PROVINCIA DI MONZA E BRIANZA

**TP4**  
ASSOCIATI  
STUDIO PROGETTAZIONE



PROPONENTI:

COOP LOMBARDIA S.C.

FIORANI s.r.l.

**barbara laria**

architetto

**roberto laria**

ingegnere

**giorgio motta**

architetto

OGGETTO

**PIANO ATTUATIVO AMBITO AT12  
EX-CGS via Solferino/via Marsala**

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
PARAMETRAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI  
FONDAZIONE**

DATA

Luglio 2016

PRATICA

**307/14**

ELABORATO

**H**

**luca pizzi**

geologo

- la riproduzione è vietata senza l'autorizzazione dei progettisti -

COOP Lombardia  
Società Cooperativa  
Viale Famagosta 75  
20142 Milano

Fiorani S.r.l.  
Via Savona, 94  
20144 Milano

COMUNE DI MONZA – VIA MARSALA 24  
PARAMETRAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

R2/0716/C&F/VP | Luglio 2016



## Indice

1. Premessa .....	3
2. Inquadramento territoriale .....	4
3. Inquadramento geologico e geomorfologico .....	6
4. Caratteri idrogeologici dell'area .....	8
5. Dati progettuali e fondazionali .....	10
6. Indagine geofisica in sito e parametrizzazione sismica locale dell'area .....	11
6.1 Pericolosità sismica del sito .....	11
6.2 Strategia di progettazione con prestazioni delle opere attese .....	12
6.3 Determinazione azione sismica .....	13
6.3.1 Analisi di risposta sismica locale .....	13
6.3.2 Risultati ottenuti .....	16
7. Indagini in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni .....	18
7.1 Prove penetrometriche dinamiche .....	19
7.2 Parametrizzazione geotecnica dei terreni .....	23
8. Calcolo della resistenza di progetto del singolo micropalo/palo .....	27
9. Fronti di scavo .....	30
10. Verifiche dei requisiti per l'esclusione della verifica di sicurezza alla liquefazione .....	32
11. Sintesi dei dati e prescrizioni esecutive .....	33

## 1. Premessa

Su incarico congiunto della Società COOP Lombardia Società Cooperativa, con sede in Viale Famagosta n. 75 in Comune di Milano, e della Società Fiorani S.r.l., con sede in Via Savona n. 94 in Comune di Milano, GEOlogica, studio professionale associato di Geologia, con sede legale in Via Ambrogio da Bollate 13 e uffici in Via Tito Speri 16, entrambi in Comune di Bollate (MI), ha redatto il presente documento finalizzato alla presentazione dei risultati delle attività di campo rese necessarie per la parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione presso l'area sita in Via Marsala 24 in Comune di Monza presso la quale la Committenza ha in progetto la riqualifica urbanistica dell'area mediante la demolizione dell'attuale edificio e la successiva ricostruzione di un nuovo stabile a uso commerciale.

Per le finalità pocanzi descritte, il lavoro è stato suddiviso in 2 fasi tra loro consequenziali di cui la prima è consistita nella raccolta della bibliografia di settore e nella consultazione cartografica degli elaborati geologico-geotecnici a disposizione.

Nella fase successiva, nel rispetto di quanto previsto dal vigente D.M. 14.01.2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" nonché dalle D.G.R. n. 8/7374 del 28.05.2008 e n.X/2129 del 11.07.2014 della Regione Lombardia, al fine di approfondire l'analisi locale del sottosuolo, è stata realizzata un'accurata indagine geognostica attraverso la realizzazione di n. 12 prove penetrometriche tipo DPSH e di n. 1 stendimento sismico tipo MASW.

Così come prescritto dal predetto D.M.14.01.2008, nella presente indagine sono state introdotte sia le analisi delle azioni sismiche agenti sul complesso opera-terreno, i cui valori sono stati ottenuti a partire dalla prova sismica tipo MASW, sia dalle condizioni di sicurezza agli stati limite ultimi e d'esercizio.

La ricostruzione della stratigrafia locale all'interno del volume significativo e la valutazione della pericolosità geologica, idrogeologica e sismica del sito di indagine hanno permesso di verificare la fattibilità dell'intervento.

## 2. Inquadramento territoriale

L'area oggetto della presente relazione tecnica è situata in Via Marsala 24 in Comune di Monza (MB), a una quota di circa 164 m s.l.m..

La proprietà, che presenta una superficie pari a circa 12.700 m<sup>2</sup>, risulta delimitata a Nord da Via Solferino e a Sud da Via Marsala (lati sui quali è presente l'accesso allo stabilimento), a Est da altre attività industriali e a Ovest dal Canale Villoresi.

A livello corografico nella seguente *Figura 1* si riporta un estratto dell'area di studio tratta dal Foglio B5c5 della CTR della Regione Lombardia, in *Figura 2* viene invece proposta una visione aerea del sito oggetto d'intervento.

Dal punto di vista catastale, il sito è identificato con i mappali 121, 243, 260 e 261 del Foglio 71 del NCTU del Comune di Monza (*Allegato 1*).



*Figura 1: corografia area di intervento*



Figura 2: ubicazione area

### 3. Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area oggetto di studio si situa nel settore sud-occidentale del Comune di Monza, a una quota di circa 164 m s.l.m.

Sotto l'aspetto morfologico il territorio su cui si insedia il sito ricade nel settore di Alta Pianura caratterizzata da depositi glaciali; più in particolare si colloca nella zona dei pianalti fluvioglaciali, caratterizzati da orli di scarpate di erosione non più attivi e gradini di valli glaciali. Per quanto riguarda i caratteri geologici, il sottosuolo dell'area è costituito quasi esclusivamente da formazioni continentali Pleistoceniche e Oloceniche a cui appartengono depositi glaciali s.s., fluvioglaciali, fluviali e localmente lacustri.

Tali formazioni appartengono al ciclo continentale quaternario che è suddivisibile in due grandi fasi:

- fase pleistocenica pluviale - fluviale legata a fenomeni glaciali e fluvioglaciali;
- fase olocenica postglaciale (alluvioni).

Sulla base della cartografia geologica ufficiale (Carta Geologica della Lombardia alla scala 1:250.000 – Servizio Geologico Nazionale – Regione Lombardia, 1990), tra le unità affioranti nel territorio o presenti a profondità inferiori a 100-110 m si possono distinguere, dalla più antica alla più recente:

Conglomerati tipo Ceppo (Ceppo Auct.) – Questa unità è litologicamente costituita da conglomerati poligenici e arenarie, talora fratturati, con vario grado di cementazione, passanti localmente, soprattutto verso la base, a ghiaie e sabbie sciolte; lo spessore dell'unità nel complesso risulta notevole (40÷60 m); gli aspetti granulometrici e la composizione petrografica risultano fortemente disomogenei.

Il ceppo ha una notevole diffusione in tutto il settore pedemontano e nell'alta pianura milanese e affiora lungo gli alvei dei fiumi Lambro e Adda ("Ceppo" dell'Adda) e in alcuni casi anche lungo i loro affluenti principali.

Tale unità costituisce la roccia serbatoio del primo acquifero in quanto la frequente interposizione di livelli ghiaiosi, soprattutto verso la base dell'unità, le conferisce una discreta permeabilità.

Depositi morenici Rissiani – I materiali depositati dalla glaciazione rissiana formano il terrazzo fluvioglaciale del "Diluvium medio". Litologicamente è costituito da ghiaie, ciottoli e blocchi

immersi in matrice limoso-sabbiosa con alterazione superficiale limitata ai primi 3-5 m, di colore giallo-rossastro.

Localmente, dove prevale la componente ghiaiosa, si può avere una discreta permeabilità.

Depositi fluvio-glaciali Rissiani – L'unità in oggetto costituisce i terrazzi che si trovano a una quota intermedia tra quelli più elevati mindeliani e la pianura circostante.

Questi depositi sono formati da ciottoli grossolani arrotondati con ghiaie in matrice sabbiosa con locale presenza di lenti conglomeratiche. Sono difficilmente distinguibili dai depositi fluvio-glaciali mindeliani e sono soggetti ad alterazione superficiale con caratteristiche analoghe a quelle del "Ferretto"; localmente i depositi di alterazione sono coperti da loess.

Depositi morenici wurmiani – Rappresenta le formazioni meno estese sul territorio ed è costituita prevalentemente da argille grigio-giallastre con inglobanti ciottoli e massi calcarei e arenacei inalterati.

Depositi fluvio-glaciali wurmiani – Sono rappresentati dai terrazzi fluvio-glaciali del "Diluvium recente" (fluvio-glaciale Wurm), costituenti il "livello fondamentale" della pianura lombarda e del "Diluvium tardivo" (fluvio-glaciale tardivo), al di sopra del quale si trova l'area di studio. L'alterazione superficiale del Wurm è limitata ai primi 1-3 m e manifesta suoli a evoluzione poco spinta di colore bruno, con substrato ghiaioso mai alterato; in profondità prevalgono litotipi ghiaioso - sabbiosi che conferiscono buone caratteristiche di permeabilità a questi depositi, favorendo la ricarica delle falde da parte delle acque di infiltrazione meteorica.

#### 4. Caratteri idrogeologici dell'area

Per la ricostruzione della geometria e dei rapporti tra i diversi acquiferi presenti nel sottosuolo dell'area in oggetto possono essere adottati criteri distintivi basati sull'identificazione di "unità idrogeologiche", che sono unità contraddistinte da una associazione di litotipi che presentano simile circolazione idrica sotterranea, rapporto di alimentazione-deflusso delle falde e disposizione geometrica rispetto agli altri acquiferi.

Secondo una delle suddivisioni maggiormente utilizzate dall'alto verso il basso, si possono individuare le seguenti unità idrostratigrafiche:

- *unità ghiaioso-sabbiosa conglomeratica;*
- *unità sabbioso-argillosa;*
- *unità argillosa.*

Le caratteristiche strutturali delle suddette unità, sono di seguito sinteticamente descritte.

Unità Ghiaioso-sabbiosa conglomeratica - L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale. Nel settore in oggetto l'unità in esame contiene una falda libera, in comunicazione con quella del "Ceppo", unicamente in alcuni settori localizzati riferibili a strutture di "paleoalveo", risultando insatura nelle restanti aree. Per l'elevata permeabilità le aree di affioramento dei depositi fluvioglaciali würmiani assumono importanza nella ricarica degli acquiferi per infiltrazione da corsi d'acqua, canali o da precipitazioni.

L'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e in quella successivamente descritta, viene identificato come "acquifero tradizionale" in quanto costituisce il corpo idrico sotterraneo contenente la falda tradizionalmente sfruttata dai pozzi dell'area milanese.

Unità Sabbioso-argillosa - Sempre nell'ambito del Pleistocene medio e inferiore, in seguito alla regressione marina, si formarono depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che individuano un'unità idrogeologica formata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe, che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata.

A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "acquiferi profondi".

Unità Argillosa - È formata prevalentemente da argille e limi di colore grigio-azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinati livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore.

Nel sottosuolo di Monza il tetto di questa unità si rinviene a profondità tra circa 150 e 200 m. L'età è stata attribuita al Pleistocene inferiore, ma secondo altri autori anche al Pliocene Superiore.

La direzione del flusso idrico sotterraneo, rappresentata dalle carte delle isopieze tratte dal Sistema Informativo Falda della Provincia di Milano, è stata ricostruita sulla base di misure di livello piezometrico effettuate nel marzo 2010 entro i pozzi della rete di controllo della Provincia di Milano.

A livello comunale, dall'elaborazione proposta è possibile osservare una direzione di flusso orientata all'incirca NNE-SSW, quote comprese tra 175 e 130 m s.l.m. e un gradiente idraulico pari a 0.6 %.

In corrispondenza dell'area di studio si ha un livello di falda pari a circa 143.5 m s.l.m. a cui corrisponde una soggiacenza pari a circa 16.5 m dal p.c..

## 5. Dati progettuali e fondazionali

Il progetto prevede la realizzazione di un complesso ad uso commerciale, consistente in una nuova unità composta da un piano interrato e da un piano fuori terra, previa demolizione della struttura esistente.

Le opere fondazionali saranno costituite da plinti, collegati tra loro a formare un reticolo, così come comunicato dal progettista strutturale. Dalla valutazione delle indagini in sito emerge la necessità di sviluppare calcoli geotecnici considerando anche opere di palificazione al di sotto dei plinti previsti, al fine di ancorare la struttura progettuale agli idonei strati compatti intercettati sull'intera sagoma a profondità maggiori.

## 6. Indagine geofisica in sito e parametrizzazione sismica locale dell'area

La presente analisi è stata condotta ai sensi delle nuove norme tecniche per le costruzioni contenute nel D.M. 14.01.2008 (sostituenti le norme contenute nel D.M. 14.09.2005).

In base a tale normativa i metodi di calcolo di verifica del sistema opere-terreni introdotti si definiscono agli stati limite e prevedono per tali verifiche diverse combinazioni delle azioni, compresa la combinazione sismica nei cui calcoli si inserisce l'azione sismica locale. L'analisi dal punto di vista sismico si è resa obbligatoria anche nei comuni in precedenza non classificati come sismici, in quanto la classificazione sismica nazionale modificata (O.P.C.M.20.03.03 nella quale il comune di Monza viene inserito in zona sismica 4 a cui corrisponde il minore grado di pericolosità tra le quattro zone sismiche individuate per l'Italia) considera l'intero territorio italiano a rischio sismico.

In seguito alla nuova classificazione sismica regionale (D.G.R. n.X/2129 del 11.07.2014), effettuata con studi maggiormente approfonditi e locali e approvata recentemente dalla Regione Lombardia (D.G.R. n.X/5001 del 30.03.2016), il comune di Monza è stato inserito in zona sismica 3 con grado di rischio più alto rispetto alla classificazione nazionale precedente. Nello specifico l'area d'intervento è inserita nella zona Z5 (zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse) di pericolosità sismica locale del Comune di Monza (Tav. 1C- A16 degli elaborati geologici di P.G.T. redatti dal Dott. Geol. D'Alessio) avente potenziali comportamenti differenziali. Per la suddetta zona Z5, così come indicato nella normativa di riferimento (D.G.R. n.8/7374 del 28.05.2008), non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore, in quanto in tale scenario si opererà in fase progettuale in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo e accorgimenti atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

### 6.1 Pericolosità sismica del sito

Nella prima fase di studio la "pericolosità sismica di base" del sito di edificazione è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A (categorie classificate nella tabella 3.2.11 del D.M.14.01.2008) con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate

probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  (definite nella tabella 3.2.1.delle NTC-08) nella vita di riferimento dell'opera  $V_R$ .

Ad ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C$ [s]
SLO	45	0,024	2,550	0,185
SLD	75	0,029	2,554	0,208
SLV	712	0,060	2,644	0,289
SLC	1462	0,073	2,685	0,303

Tabella 1: valori dei parametri sismici per ogni Stato Limite

## 6.2 Strategia di progettazione con prestazioni delle opere attese

Nella seconda fase d'analisi, a partire dai coefficienti che definiscono il tipo di intervento/opera e la classe d'uso, si valutano alcuni parametri fondamentali (vedasi capitolo 2 NTC-08) che brevemente riassumiamo, alcuni dei quali già menzionati sopra, che permettono con calcoli successivi di ottenere il valore di  $A_g$  max.

- $V_N$  => **vita nominale dell'opera** in base al tipo di costruzione "intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata";
- **Classe d'uso** della costruzione in presenza di azioni sismiche;
- $V_R$  => **Periodo di riferimento per l'azione sismica**, " che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ ", ove  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, in base alla tabella seguente.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente	0.7	1	1.5	2
$C_U$				

Considerando per periodi  $\leq 35$  anni un  $V_r$  minimo pari a 35 anni

Considerando la struttura progettuale adibita ad uso commerciale, sono stati attribuiti i seguenti valori riferiti alle tabelle relative inserite nel D.M.14.01.2008:

$V_N \geq 50$  ANNI (tipo di costruzione 2 "opera ordinaria" => tabella 2.4.1);

Classe d'uso III: costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi;

Coefficiente d'uso  $C_U$  riferibile a classe III: 1.5;

$V_R = 75$  ANNI;

$P_{VR} = 63\%$  per stato limite di esercizio (SLD);

$P_{VR} = 10\%$  per stato limite ultimo (SLV).

### 6.3 Determinazione azione sismica

La terza fase permette infine di ottenere il valore di progetto dell'azione sismica (*definita al § 3.2.3*) preventivabile sul sito in esame con prefissati  $T_R$  e  $P_{VR}$ . Tale azione è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte mediante l'accelerazione massima attesa in superficie o accelerazione massima e relativi spettri di risposta attesi in superficie. Le due componenti orizzontali ortogonali tra loro sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta.

La componente sismica verticale per le opere ed i sistemi geotecnici risulta trascurabile (come nel caso in esame) ad eccezione di alcuni casi elencati nel § 7.2.1 delle NTC, in cui il sito d'intervento è però ubicato in zona sismica 1 o 2.

#### 6.3.1 Analisi di risposta sismica locale

Al fine di rendere più puntuale l'analisi effettuata, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sui seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo presente (ottenuta dalla tabella 3.2.II delle NTC-08 in base a valori di  $N_{spt30}$  o  $V_{s30}$ );
- coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (ottenuto dalla tabella 3.2.IV delle NTC-08);
- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  (ottenuto dalla tabella 3.2.V delle NTC-08 in base a categoria di sottosuolo presente).

Allo scopo di attribuire i valori ai parametri sopra descritti è stata realizzata un'indagine sismica in sito al fine di identificare la categoria di sottosuolo.

Tale indagine è consistita nell'esecuzione di una prova geofisica con metodo MASW e da una prospezione sismica passiva con metodo HVSr.

La prova HVSr (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misura il rumore sismico ambientale presente sulla superficie terrestre, il quale è prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, microterremoti, vento) sia dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato microtremore in quanto le oscillazioni, se confrontate con quelle associate ai terremoti, presentano ampiezze molto piccole.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato artificialmente, come nelle energizzazione della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

La metodologia HVSr è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza ( $F_n$ ) dello strato di terreno  $n$  è data dalla formula:

$$F_n = V_s / 4 h$$

in cui  $V_s$  è la velocità media delle onde S nello strato  $N$  ed  $h$  è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSr mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. ***Dall'elaborazione effettuata è stato possibile individuare l'assenza di picchi significativi nel range di frequenze d'interesse litologico.***

Questo dato, insieme a una stima delle velocità (prova MASW), è in grado di fornire previsioni sullo spessore  $h$  degli strati.

I risultati (grafici) visibili in *Allegato 2* sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale ed elaborati con software EEG (il segnale dei velocimetri è acquisito in sito per un tempo  $t$ , e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori).

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza  $L$  (in questo lavoro generalmente 26 s);
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;

- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle medie degli HVSR di ciascuna finestra.

Per quanto attiene la prova sismica di tipo MASW, è stato realizzato n. 1 stendimento di linea comprendente 24 geofoni al fine di garantire la copertura quasi totale della sagoma su cui si prevede la ricostruzione dell'edificio in progetto (nel caso in esame si è utilizzato un passo di 2 m tra un geofono e il successivo per una lunghezza complessiva di 46 m). Dalla prova si è ottenuto il valore  $V_{s30}$  della velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano di imposta delle fondazioni, determinando in questo modo la categoria di sottosuolo di riferimento.

La strumentazione utilizzata è costituita da :

- un sismografo EEG BR24 24 canali
- 24 geofoni a 4.5 Hz
- una sorgente sismica per la generazione delle onde di superficie.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D) che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.

Considerando la preliminare quota d'imposta fondazionale circa pari a -5,00 m dal piano dello stendimento sismico coincidente con il piano pavimentazione attuale, a partire dalla quale considerare i 30 m d'investigazione, dalla prova sismica è scaturito un valore finale di velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s30}$  pari a **464 m/s**, con  $V_{s30} = 30 / (\sum_{i=1, N} h_i / V_{si})$ , ove  $h_i$  e  $V_i$  indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (in m/s) dello  $i$ -esimo strato considerato (vedasi il tabulato della prova MASW riportato in *Allegato 3*).

Tale valore permette di attribuire al sottosuolo indicato la **categoria B** ovvero *“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  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/s, ovvero  $N_{spt30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

In riferimento alla normativa regionale per la zona Z5 di pericolosità sismica locale (zona di contatto stratigrafico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse) non è necessaria la valutazione quantitativa a livelli di approfondimento maggiore, in quanto in tale scenario si opererà in fase progettuale in modo tale da avere un terreno di fondazione omogeneo e accorgimenti atti a garantire la sicurezza dell'edificio.

Di seguito si prendono invece in esame le condizioni topografiche che possono determinare un'amplificazione sismica dell'evento in base alle categorie topografiche definite nelle norme (coefficiente  $S_T$ ).

Si osserva che queste categorie devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Essendo il lotto posizionato in un'area subpianeggiante che presenta solo locali ondulazioni, il sito è stato classificato nella categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ", a cui corrisponde un valore del coefficiente  $S_T$  pari a 1.0.

Un secondo fattore locale di amplificazione da verificare è  $S_s$ , ovvero il fattore di amplificazione stratigrafica. Tale fattore è correlato al tipo di sottosuolo considerato e nel caso in esame si ottiene  $S_s = 1.20$  (cat. sottosuolo B).

### 6.3.2 Risultati ottenuti

Ottenuti i parametri necessari per l'analisi di risposta sismica locale, è possibile definire l'accelerazione massima di progetto attesa al suolo  $A_{max}$  mediante la seguente relazione:

$$A_{max} = S \times a_g = (1.2 \times 1.0) \times 0.060 \text{ g} = 0.072 \text{ g}$$

ove  $S = S_s \times S_T$

Tale valore di  $A_{max}$  è introdotto successivamente nel calcolo della capacità portante  $Q_{lim}$ , in termini di effetti inerziali dovuti al sisma, utilizzando i seguenti fattori correttivi:

$$z = Z_q = (1 - a_{max}/tg)^{0.35}$$

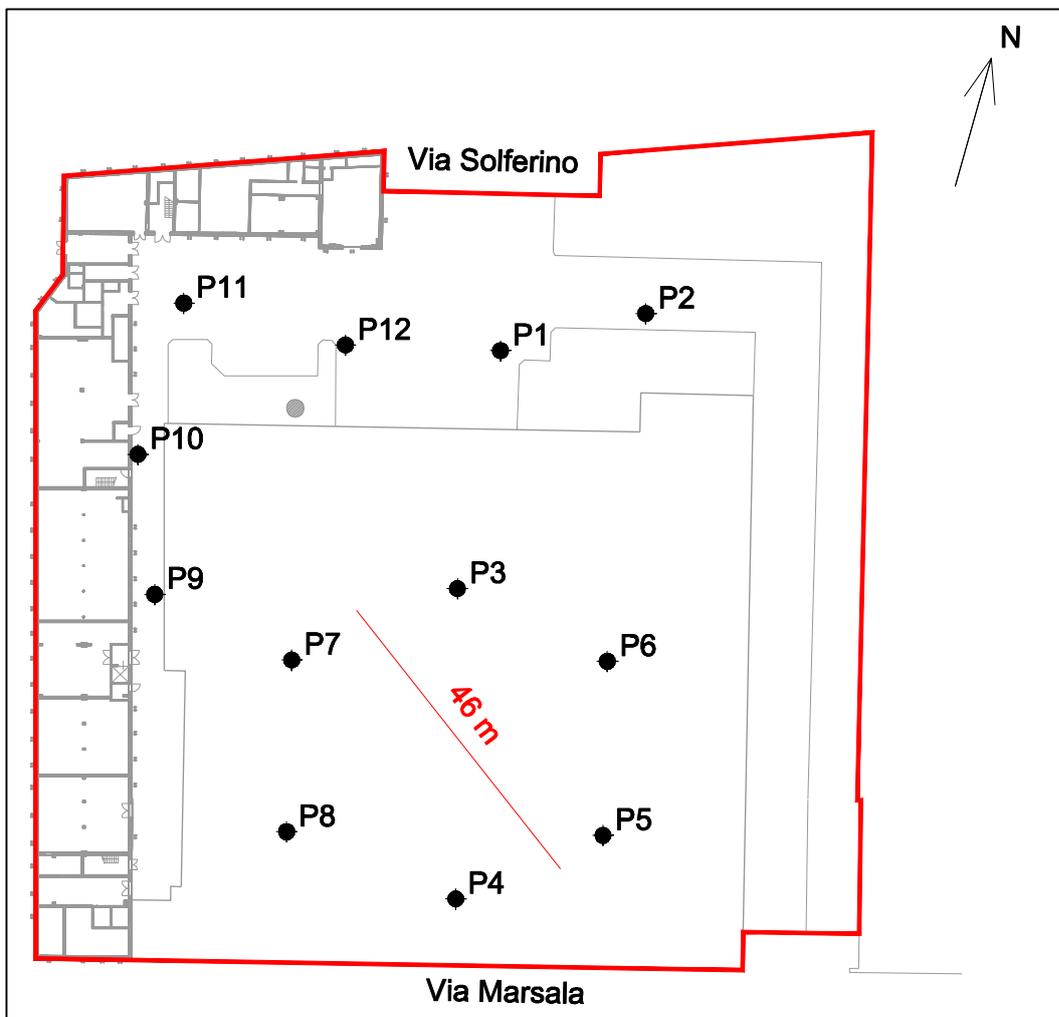
$$Z_c = 1 - 0.32 a_{\max}$$

La circolare d'istruzione (n. 617/2009) per l'applicazione delle nuove norme NTC-08 suggerisce però di applicare la correzione, con le formule sopra indicate, solo al fattore  $z$ , ponendo quindi  $Z_q = Z_c = 1$ .

## 7. Indagini in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni

Al fine di consentire la parametrizzazione geotecnica dei terreni, è stata realizzata una campagna di indagini in sito consistente nell'esecuzione di n. 12 prove penetrometriche dinamiche, che si sono rese necessarie per investigare il terreno interessato dalla nuova struttura, verificandone il grado di addensamento, e n. 1 prova sismica MASW caratterizzata da uno stendimento di linea pari a 46 metri e comprendente 24 geofoni. Da tali prove è stato possibile attribuire i parametri geotecnici fondamentali per calcolare la capacità portante e i cedimenti del terreno in esame.

L'ubicazione delle prove penetrometriche e dello stendimento sismico è riportata nella seguente *Figura 3*.



*Figura 3: ubicazione prove*

## 7.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le dodici prove sono state realizzate mediante il penetrometro superpesante cingolato (DPSH) modello TG63-100, che presenta le seguenti caratteristiche:

Punta conica	Apertura 5.1 cm conicità 60°
Area base punta conica	20 cm <sup>2</sup>
Altezza di caduta	75 cm
Diametro aste	3.2 cm
Peso del maglio	63.5 kg
Lunghezza aste	90 cm
Avanzamento aste	30 cm

La prova viene eseguita computando il numero dei colpi ( $N_{30}$ ) necessario per ottenere l'infissione della punta conica per tratti successivi di 30 cm ciascuno.

Di seguito si riporta il riepilogo dei dati relativi alle prove penetrometriche effettuate e una sintetica ricostruzione stratigrafica desunta dalla correlazione dei punti di indagine; in *Allegato 4* invece sono proposti i tabulati penetrometrici e i relativi grafici istogrammetrici.

Si evidenzia che la ristretta sagoma edificatoria presenta la medesima quota di piano calpastio e che tutte le prove si sono concluse con il rifiuto alla penetrazione dello strumento penetrometrico a causa di orizzonti fortemente compatti.

Si annota infine che le prove, sia esterne che interne all'edificio da demolire, sono iniziate a seguito di prefori realizzati per oltrepassare le esistenti pavimentazioni/solette, prefori aventi uno spessore variabile compreso tra 10 cm e 40 cm e indicato sopra ogni singola tabella riepilogativa seguente.

### Prova P1 (preforo di cm 20)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	32
2	0.60÷1.80	1.20	9
3	1.80÷2.70	0.90	5
4	2.70÷5.40	2.70	2.8
5	5.40÷8.10	2.70	5.1
6	8.10÷8.70	0.60	13
7	8.70÷9.00	0.30	49
8	9.00÷9.60	0.60	>100 (rifiuto)

### Prova P2 (preforo di cm 20)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	33
2	0.60÷1.50	0.90	8
3	1.50÷6.30	4.80	2.3
4	6.30÷8.40	2.10	8
5	8.40÷8.70	0.30	35
6	8.70÷9.30	0.60	63
7	9.30÷9.60	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P3 (preforo di cm 20)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.30	0.30	12
2	0.30÷0.90	0.60	4
3	0.90÷2.10	1.20	8.5
4	2.10÷2.70	0.60	4
5	2.70÷6.30	3.60	7.5
6	6.30÷8.10	1.80	2.2
7	8.10÷8.40	0.30	6
8	8.40÷9.00	0.60	27
9	9.00÷9.60	0.60	56
10	9.60÷9.90	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P4 (preforo di cm 20)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷3.00	3.00	7
2	3.00÷4.80	1.80	5
3	4.80÷9.30	4.50	11
4	9.30÷9.60	0.30	25
5	9.60÷9.90	0.30	54
6	9.90÷10.50	0.60	>100 (rifiuto)

### Prova P5 (preforo di cm 25)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.60	0.60	20
2	0.60÷1.80	1.20	9
3	1.80÷4.80	3.00	5.5
4	4.80÷5.10	0.30	1.3
5	5.10÷6.90	1.80	22
6	6.90÷7.20	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P6 (preforo di cm 30)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.30	0.30	22
2	0.30÷3.90	3.60	2.8
3	3.90÷4.80	0.90	7
4	4.80÷5.70	0.90	19
5	5.70÷6.60	0.90	38
6	6.60÷7.20	0.60	>100 (rifiuto)

### Prova P7 (preforo di cm 25)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷1.20	1.20	2
2	1.20÷2.40	1.20	7
3	2.40÷3.30	0.90	3.3
4	3.30÷7.50	4.20	1.6
5	7.50÷7.80	0.30	11
6	7.80÷9.30	1.50	29
7	9.30÷9.90	0.60	>100 (rifiuto)

### Prova P8 (preforo di cm 30)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.60	0.60	11
2	0.60÷2.70	2.10	2.7
3	2.70÷3.30	0.60	9
4	3.30÷4.80	1.50	5.4
5	4.80÷7.50	2.70	8.4
6	7.50÷9.00	1.50	12
7	9.00÷9.90	0.90	27
8	9.90÷10.50	0.60	>100 (rifiuto)

### Prova P9 (preforo di cm 40)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0,60	0.60	2
2	0.60÷2.10	1.50	6.3
3	2.10÷7.80	5.70	2.31
4	7.80÷9.60	1.80	13
5	9.60÷10.50	0.90	40
6	10.50÷10.80	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P10 (preforo di cm 10)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.90	0.90	18
2	0.90÷3.00	2.10	5
3	3.00÷7.20	4.20	2.3
4	7.20÷9.60	2.40	11
5	9.60÷10.50	0.90	44
6	10.50÷10.80	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P11 (preforo di cm 10)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.60	0.60	12
2	0.60÷3.30	2.70	6.3
3	3.30÷6.60	3.30	5
4	6.60÷8.40	1.80	17
5	8.40÷8.70	0.30	39
6	8.70÷9.00	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P12 (preforo di cm 10)

Strato	Profondità(m) da fondo preforo	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>50</sub> )
1	0÷0.90	0.90	17
2	0.90÷5.40	4.50	4.4
3	5.40÷7.50	2.10	13
4	7.50÷8.40	0.90	36
5	8.40÷8.70	0.30	>100 (rifiuto)

In generale, in relazione ai diversi gradi di addensamento riscontrati durante le prove, si distinguono variazioni all'interno del lotto dovute alla presenza di spessori significativi di terreni geotecnicamente mediocri in profondità, ove non si esclude la comparsa di cavità polliniche di differente altezza, seppur di ridotte dimensioni.

In corrispondenza della prevista quota d'imposta delle fondazioni si osservano le condizioni

geotecniche peggiori nelle porzioni di lotto occidentale (prove P7-P8-P9-P10) e settentrionale (P1-P2-P3), con spessori plurimetrici scadenti, mentre la porzione orientale risulta offrire le condizioni migliori (P5-P6).

Dall'esame di tutte le prove si distinguono in prevalenza cinque orizzonti litologici principali di seguito descritti a partire dalla base delle solette di cemento o delle pavimentazioni di autobloccanti:

- uno strato superficiale costituito da **sottofondi di riporto** mediamente compatti;
- **limi sabbiosi o sabbie limose** sciolte,  $N_{30}$  medio compreso per lo più tra 2 e 4 colpi, in subordine tra 5 e 7 colpi, aventi uno spessore medio compreso tra circa 4,0 e 7,0 m, non si esclude all'interno la formazione di ridotte cavità polliniche;
- un terzo strato mediamente addensato, si rinviene a profondità comprese da piano inizio prove a -4,80 m (P5 e P6), -7,20/-7,80 m (P7,P8,P9,P10) e -8,40 m (P1 e P3) nel quale si assiste a un aumento del numero di colpi ( $N_{30}$  medio compreso tra 9 e 19 colpi): si ipotizza sia riconducibile a **sabbie medio-grossolane localmente ghiaiose**;
- inferiormente a tali quote un quarto orizzonte, addensato ( $N_{30}$  medio compreso tra 29 e 44 colpi) e di spessore circa metrico, costituito da **ghiaie e sabbie con ciottoli**;
- un quinto strato, fortemente addensato che determina in tutte le prove i rifiuti alla penetrazione dello strumento penetrometrico ( $N_{30}$  medio > 100 colpi) a partire da quote variabili nelle singole prove; tale orizzonte è riconducibile a **ghiaie e ciottoli cementati**.

## 7.2 Parametrizzazione geotecnica dei terreni

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche eseguite è stato dunque possibile ricostruire l'andamento della stratigrafia attraversata.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica e i principali parametri geotecnici da ricavare fanno riferimento alle prove S.P.T. (Standard Penetration Test), occorre applicare una correzione al numero di colpi alla punta ottenuto  $N_{30}$ , utilizzando un coefficiente correttivo adeguato in relazione allo strumento impiegato, alla litologia riscontrata e alla diversità esistente tra le due tipologie di prova.

A tal riguardo, numerosi studi sono stati effettuati in relazione ai diversi tipi di penetrometri utilizzati. Le esperienze italiane condotte da Tissoni (1987) e dallo Studio Geotecnico

Italiano con l'uso di penetrometro superpesante (DPSH), come quello utilizzato per la presente indagine, tendono a individuare, al fine di ottenere il numero di colpi  $N_{spt}$ , un coefficiente correttivo da applicare al numero di colpi alla punta  $N_{30}$  (DPSH) pari a circa:

$$N_{30} = 0,6 \times N_{spt}$$

dal quale si ottiene  $N_{spt} = N_{30}/0,6$ .

Altri ricercatori hanno evidenziato che è necessario tener conto anche delle tensioni efficaci nell'individuazione del numero di colpi corretto, ovvero i terreni sono sottoposti a differenti tensioni efficaci in relazione alla diversa profondità ove vengono effettuate le misure del numero di colpi: pertanto la resistenza alla penetrazione è generalmente corretta a una pressione di sovraccarico di 1 kg/cmq mediante la seguente relazione:

$$N' = C_f \times N$$

Ove:

$N$  = resistenza alla penetrazione ottenuta;

$N'$  = resistenza alla penetrazione corretta;

$C_f$  = fattore di correzione in termini di tensione effettiva verticale, pari a  $1/\sigma'_{vo}^n$ , con  $\sigma'_{vo}$  espressa in kg/cmq e  $n$  funzione della densità e della tipologia del terreno pari a 0,56 in riferimento alla prova SPT (Jamiołkowski, 1985).

Dalla valutazione complessiva dei due differenti approcci sopra considerati per la definizione del corretto coefficiente di correzione, sono stati ricavati i valori medi di  $N_{spt}$  degli strati indagati: si rammenta che il coefficiente correttivo decresce andando in profondità, passando da un valore di 1,15 negli strati superficiali a una non correzione negli strati più profondi intercettati al di sotto dei 5 metri di profondità.

Si specifica che nel calcolo della capacità portante si è considerata nulla la coesione degli stessi.

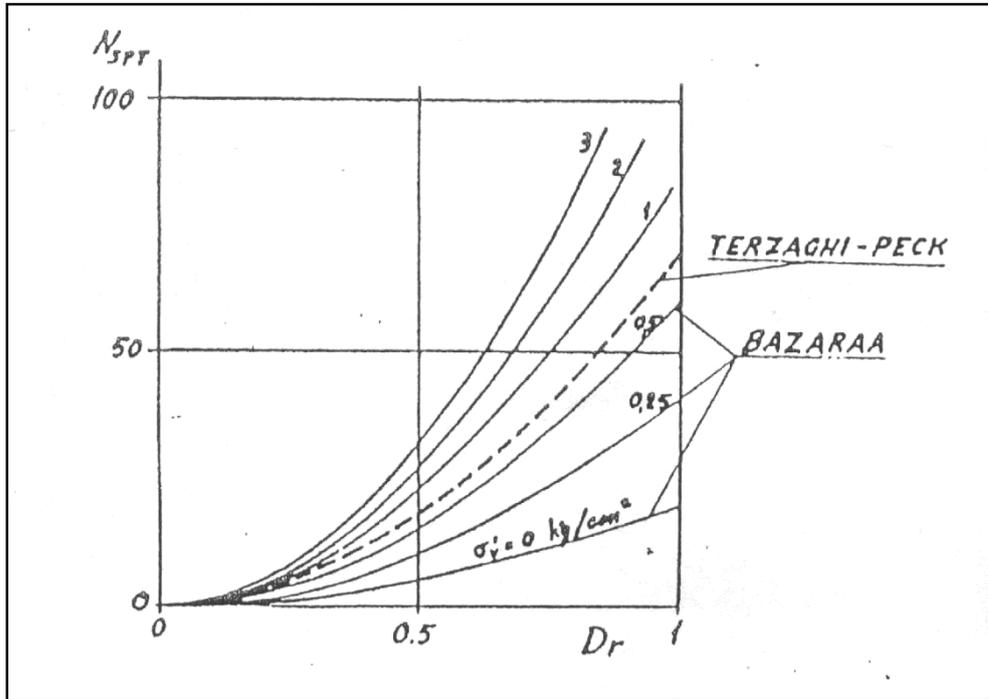


Grafico 1: correlazioni in terreni sabbiosi tra densità relativa ( $D_r$ ) e valori di  $N_{spt}$  (tratto da A. Cancelli)

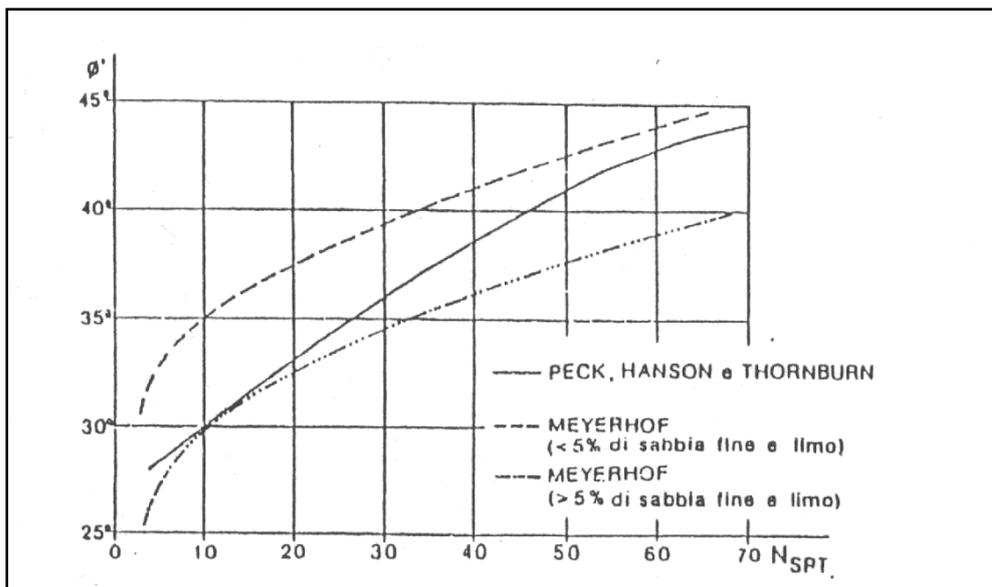


Grafico 2: correlazioni in terreni generalmente sabbiosi tra angolo d'attrito interno ( $\phi'$ ) e valori di  $N_{spt}$  (tratto da A. Cancelli)

Nel dettaglio la parametrizzazione è stata effettuata a partire dai valori ottenuti dalle prove penetrometriche (valori nominali) considerando i tre strati principali rinvenuti prima dei rifiuti alla penetrazione.

Successivamente, mediante elaborazioni statistiche di tali valori (distribuzione normale), si sono ottenuti i valori caratteristici sotto riportati, ove con il termine caratteristico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite considerato.

Strato	Intervallo di profondità da p.c.attuale di inizio prove (m)	Dr% (densità relativa)	$\phi$ (angolo d'attrito)	$\gamma$ (peso di volume secco) t/mc	n.colpi medio (Nspt)
1- limi sabbiosi e sabbie limose	0,00÷-8,40	15	25°	1.65	3
2- sabbie ghiaiose	-8,40÷-9,50	36	29°	1.70	11
3- ghiaie e sabbie con ciottoli	-9,50÷-10,80	75	36°	1.85	40

Da una sintetica analisi di tutte le indagini in sito emerge un'evidente disomogeneità geotecnica dell'area d'intervento, con la necessità di prevedere opere di palificazione al di sotto dei plinti previsti, da ancorare ad uno strato idoneo e rinvenuto omogeneamente su tutta la sagoma progettuale.

## 8. Calcolo della resistenza di progetto del singolo micropalo/palo

La capacità portante di un palo è funzione di numerosi fattori, in particolare della resistenza a compressione del materiale di cui è costituito il palo, delle caratteristiche del terreno circostante, del metodo di installazione e dell'interazione palo-terreno.

Il valore della capacità portante di un palo è pari alla somma dei contributi offerti dalla portata di punta e dalla portata laterale dovuta all'interazione palo-terreno e può essere calcolato tramite formule statiche, dinamiche, prove penetrometriche e prove di carico in sito.

In questa indagine il presente calcolo è stato effettuato al fine di ottenere dei valori indicativi della capacità portante del singolo micropalo, valori che dovranno essere verificati attentamente dal tecnico strutturista.

Per la presente indagine si sono considerati micropali trivellati ed è stata utilizzata una formula statica valida in generale anche per palificazione tramite infissione.

### Portata laterale

#### Esperienze di Terzaghi e Burland

L'espressione che determina la  $Q_{lat}$  di un micropalo può essere indicata come segue:

$$(1) Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times K \times \tan \delta;$$

con

$A_{lat}$  = area laterale del palo;

$P_{ef}$  = pressione efficace verticale del terreno data da  $L_{palo} \gamma$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$L_{palo}$  = lunghezza del palo;

$D_{palo}$  = diametro o lato medio del palo;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K$  (coefficiente di spinta a riposo per pali/micropali trivellati) =  $1 - \sin \varphi'$  ;

$\varphi'$  = angolo d'attrito terreno dopo messa in opera del palo;

$\delta$  = angolo d'attrito terra-palo, posto generalmente uguale a  $\varphi'$  per pali in calcestruzzo cilindrici.

### Portata di punta

La portata di punta del micropalo viene calcolata con la seguente relazione:

$$(7) Q_p = A_p \times P_{eff} \times N_q$$

con

$A_p$  = area della base del micropalo

$P_{eff}$  = tensione verticale efficace pari a  $\gamma \times L$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$N_q$  = fattore di capacità portante ricavato dal grafico di Berezantsev (1961) in cui è correlato all'angolo d'attrito del terreno considerato.

## Calcoli e risultati

I calcoli sono finalizzati a ottenere il valore di capacità portante del singolo micropalo/palo. Nel caso in esame si sono ipotizzati più diametri pari a 200 mm e 400 mm e una lunghezza pari a 6 metri, con quota d'imposta alla profondità di -11,00 m da piano pavimentazione attuale ove si individua uno strato geotecnicamente idoneo ad un corretto ancoraggio.

In base a quanto espresso nelle NTC-08 (§ 6.4.3.1), le verifiche di seguito effettuate fanno riferimento allo stato limite ultimo riguardante il collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale e l'approccio 2 come metodo di calcolo.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si è ottenuto a partire dal valore caratteristico  $R_k$  a cui sono stati applicati i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della tabella 6.4.II del D.M.14.01.2008.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo micropalo/palo è stata dedotta a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, ove il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

I calcoli hanno determinato i seguenti valori delle resistenze calcolate, considerando i diametri di 200 mm e 400 mm.

Lunghezza Micropalo/palo (m)	Diametro Micropalo/palo (mm)	$R_{LATERALE}$ (Tonnellate/palo)	$R_{PUNTA}$ (T/palo)
10.00	200	5.41	18.37
10.00	400	10.82	108.16

Considerando che solo 2 verticali di indagine hanno raggiunto la profondità di -11,00 m da piano pavimentazione attuale, si ottengono i seguenti valori di resistenza caratteristica del

micropalo ( $R_{c,k} = R_{c,cal}/\xi$ ) considerando il relativo fattore di correlazione  $\xi$  più cautelativo e pari a 1,65.

Diametro Micropalo/palo (mm)	$R_{LATERALE}$ (Tonnellate/palo)	$R_{c,k, laterale}$ (Tonnellate/palo)	$R_{PUNTA}$ (T/palo)	$R_{c, K, punta}$
200	5.41	<b>3.27</b>	18.37	<b>11.13</b>
400	10.82	<b>6.55</b>	108.16	<b>65.55</b>

In base ai coefficienti parziali di riduzione della tabella 6.4.II, colonna R3, per pali trivellati, si ottengono le seguenti resistenze di progetto  $R_d$ :

Diametro Micropalo/palo (mm)	$R_{d,LATERALE}$ compressione (Tonnellate/palo)	$R_{d punta}$ (Tonnellate/palo)	$R_{d totale}$ (Tonnellate/palo)
200	$3.27/1.15 = \mathbf{2.84}$	$11.13/1.35 = \mathbf{8.24}$	<b>11.08</b>
400	$6.55/1.15 = \mathbf{5.69}$	$65.55/1.35 = \mathbf{48.55}$	<b>54.24</b>

Si ribadisce che i valori di capacità portante del singolo micropalo/palo ottenuti sono valori che dovranno essere attentamente valutati dal tecnico strutturista. Nel caso in cui, durante la fase esecutiva, ci fossero incongruenze litologiche con le ipotesi fin qui espresse, si renderà necessario modificare o quanto meno verificare la parametrizzazione geotecnica attribuita ai terreni fondali e ricalcolare i valori ammissibili dei carichi sul singolo micropalo/palo.

## 9. Fronti di scavo

Nel progetto sono previsti scavi di natura temporanea per la realizzazione di un ridotto ampliamento rispetto alla sagoma esistente per un'altezza superiore ai 2 metri di profondità da piano campagna.

In base alla normativa vigente, trattandosi di opera provvisoria inferiore ai due anni (scavo temporaneo), le verifiche sismiche possono essere omesse (§ 2.4.1 delle NTC-08), mentre le verifiche di sicurezza per queste situazioni transitorie (§ 2.2.3 delle NTC-08) sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Si è reso pertanto necessario verificare l'altezza critica delle pareti previste.

Considerando che la realizzazione di tali scavi genera una sovrappressione interstiziale negativa, la cui dissipazione sposta nel tempo lo stato di sollecitazione, il margine di sicurezza che si ha a breve scadenza (in condizioni non drenate) può essere completamente annullato a lunga scadenza (Lancellotta, 2004).

Ciò comporta che la verifica seguente può essere impiegata solamente come verifica a breve scadenza (in condizioni non drenate), ovvero considerando solo lo stato tensionale che si instaura all'apertura dello scavo.

Applicando la teoria di Rankine relativa alla spinta delle terre, è possibile ottenere l'altezza critica per una parete verticale a seguito dello scavo tramite la seguente formula:

$$H_c = 2.67/\gamma * c * \tan (45 + \phi/2)$$

dove:

$H_c$  = altezza critica

Agli strati oggetto dello scavo, caratterizzati da un grado di addensamento per lo più basso in base a quanto riscontrato dalle prove penetrometriche, si sono assegnati i seguenti parametri caratteristici medi:

- angolo di resistenza al taglio  $\phi = 26^\circ$
- coesione  $c = 1.5 \text{ t/mq}$  (valore utilizzato in condizioni non drenate)
- peso di volume materiale  $\gamma = 1.70 \text{ t/mc}$

Per i fronti di scavo la condizione di stabilità deve essere verificata secondo l'approccio progettuale 1 - combinazione 2 (A2 + M2 + R2) - nella quale ai parametri geotecnici dei terreni devono essere applicati coefficienti parziali riduttivi (M2) alla coesione (pari a 1,25) e alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio (pari a 1,25), nonché un coefficiente parziale per la resistenza  $\gamma_R$  pari a 1,1.

Dalla verifica si ottiene:

$$H_c = 2.67/\gamma * c/1,25 * \tan (45 + \phi/2)/1,25 = 2,41 \text{ m}$$

Quindi il valore di progetto dell'altezza critica da considerare è pari a:

$$H_c/1,1 = 2,41/1,1 \text{ m} = \mathbf{2,19 \text{ m}}$$

Tale altezza subverticale potrà essere mantenuta a breve termine in condizioni asciutte.

Si rammenta che per scavi a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m e per scavi che ricadono in prossimità di manufatti esistenti, la normativa (D.M.14.01.2008) prevede l'obbligo di messa in opera di un'armatura di sostegno delle pareti.

## 10. Verifiche dei requisiti per l'esclusione della verifica di sicurezza alla liquefazione

Dai diversi dati ottenuti emerge che la **verifica a liquefazione** è esclusa dallo scrivente secondo quanto indicato nel § 7.11.3.4.2 del D.M.14.01.2008, in quanto sul sito d'intervento si manifesta almeno la circostanza n.2 ivi espressa, ovvero accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g (nel caso in esame pari a 0,072 g).

## 11. Sintesi dei dati e prescrizioni esecutive

Su incarico congiunto della Società COOP Lombardia Società Cooperativa, con sede in Viale Famagosta n. 75 in Comune di Milano, e della Società Fiorani S.r.l., con sede in Via Savona n. 94 in Comune di Milano, GEOlogica, studio professionale associato di Geologia, con sede legale in Via Ambrogio da Bollate 13 e uffici in Via Tito Speri 16, entrambi in Comune di Bollate (MI), ha redatto il presente documento finalizzato alla presentazione dei risultati delle attività di campo rese necessarie per la parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione presso l'area sita in Via Marsala 24 in Comune di Monza presso la quale la Committenza ha in progetto la riqualifica urbanistica dell'area mediante la demolizione dell'attuale edificio e la successiva ricostruzione di un nuovo stabile a uso commerciale.

Le verifiche della presente indagine si sono concentrate sulle proprietà geotecniche e sismiche dei terreni presenti, considerando un'accelerazione orizzontale massima sismica preventivabile sul sito in esame per un determinato tempo di ritorno dell'evento sismico.

Le indagini hanno verificato la compatibilità dell'intervento, pur con i necessari accorgimenti tecnici che dovranno essere adottati al fine di ancorare la struttura progettuale ad un idoneo terreno fondale, omogeneo sull'intera sagoma prevista, nonché prevedere l'impermeabilizzazione completa delle parti interrato e le opere di sostegno dei fronti di scavo provvisori.

Dalle prove in sito effettuate è infatti emersa la mediocrità dei terreni superficiali fino a profondità massime comprese tra -7,20 e -8,40 m da p.c. attuale, oltre le quali si assiste a un sensibile miglioramento delle caratteristiche geotecniche fino a raggiungere il rifiuto alla penetrazione in corrispondenza di orizzonti fortemente compatti e individuati a profondità mediamente comprese tra -9,00 e -11,00 m da piano pavimentazione attuale.

In relazione al progetto in esame si dovrà pertanto prevedere la realizzazione di opere di palificazione al di sotto dei plinti previsti, con micropali/pali aventi lunghezza minima pari a 6,00 m e profondità d'imposta ipotizzabile a una quota di -11,0 m da piano pavimentazione attuale, considerando diametri variabili tra 200 e 400 mm a seconda dei carichi strutturali previsti.

Tali dimensionamenti dovranno essere attentamente verificati dal tecnico strutturista delle opere che dovrà inoltre valutare la disposizione degli stessi e i relativi potenziali cedimenti dell'intera opera di palificazione.

Al fine di determinare con precisione la resistenza di progetto del singolo palo si potranno realizzare delle prove (dette prove di progetto) da eseguirsi su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare; l'intervallo

intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico dovrà essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta, in modo tale da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque ricavare diagrammi significativi dei cedimenti in funzione dei carichi (valore di carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE).

Si potranno inoltre realizzare prove di carico statiche in corso d'opera sui pali al fine di verificare la corretta esecuzione degli stessi, con spinta pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE, con numero di prove correlato al numero di pali da eseguirsi secondo quanto indicato nel § 6.4.3.7.2 del D.M.14.01.2008.

Bollate, luglio 2016

Dott. Luca M. Pizzi





## ALLEGATO 1



15-Gen-2009 17:17  
Prot. n. 745236/2009

Scala originale: 1:1000  
Dimensione cornice: 388.000 x 276.000 metri

Comune: MONZA  
Foglio: 71

Particella: 261

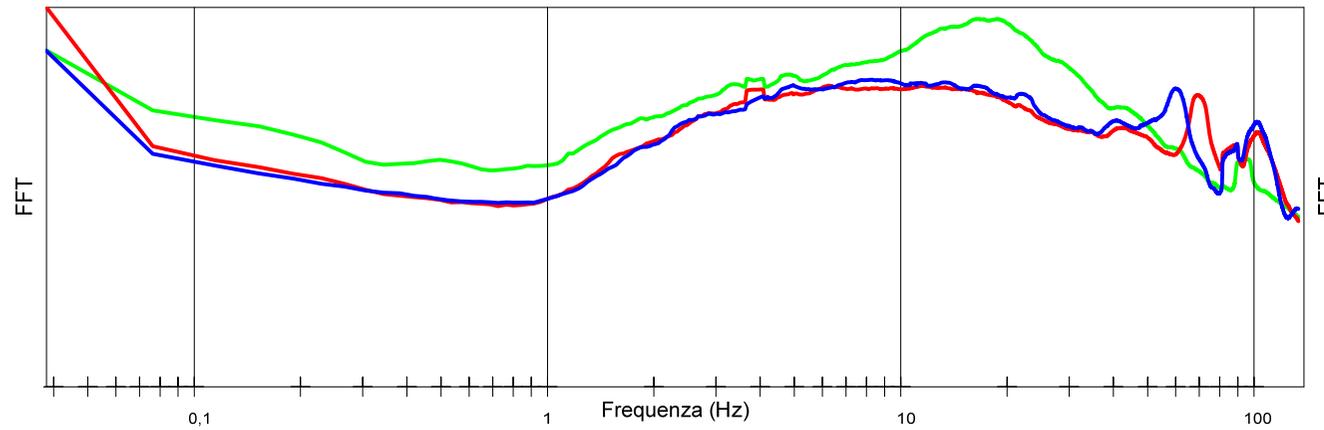
N=5047000

E=1520500



## ALLEGATO 2

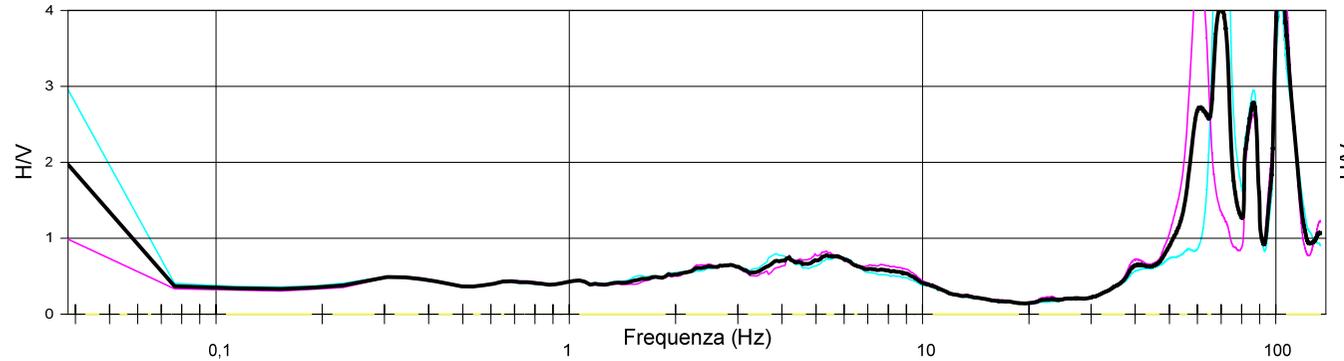
COMPONENTI XYZ DELLO SPETTRO DI FREQUENZA



LEGENDA

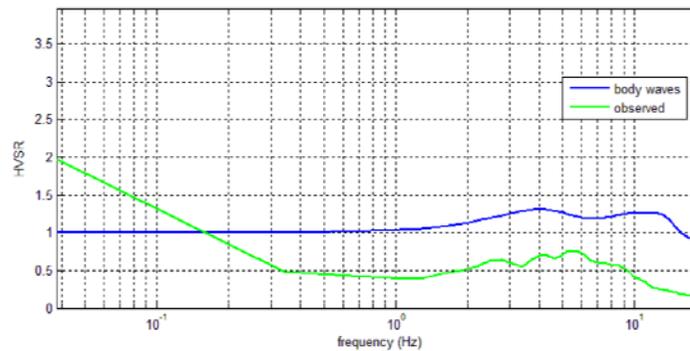
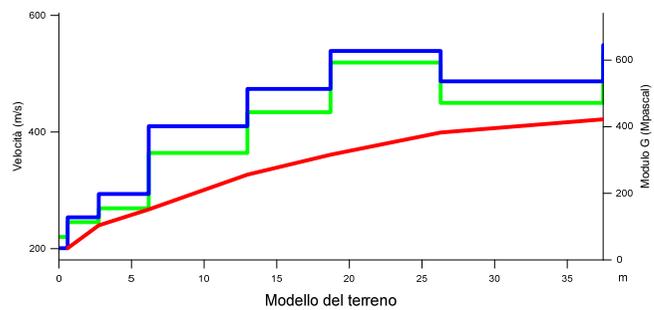
- Spettro asse Z (verticale)
- Spettro asse X
- Spettro asse Y
- H/V direzione X
- H/V direzione Y
- H/V media

RAPPORTO DELLE COMPONENTI SPETTRALI ORIZZONTALI SULLA VERTICALE



Durata della registrazione 20' 5.9"  
 Campionamento 10 Khz  
 Finestra di campionamento 26,2 s

**Assenza di picchi significativi  
 alle frequenze di interesse litologico**



**PROVA H/V**

Monza - Via Solferino

--

Metodo Nakamura

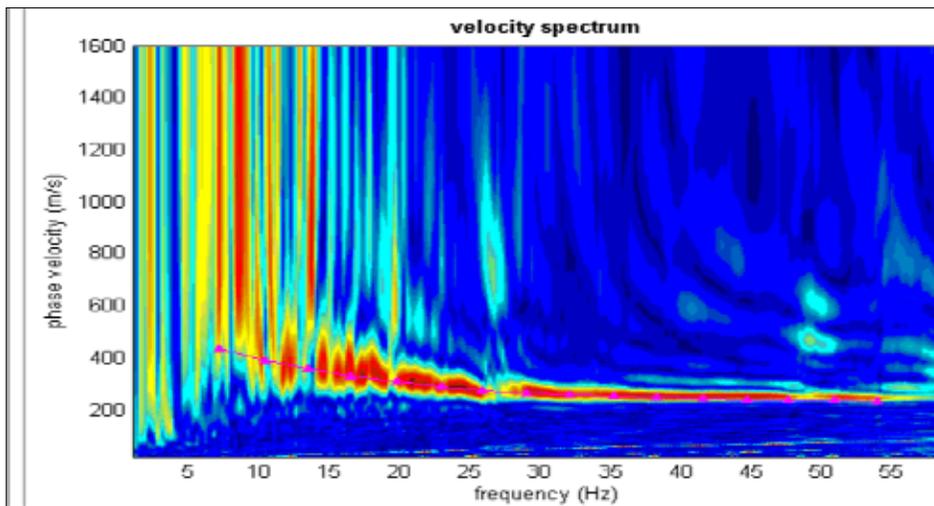
**SPETTRI DI FREQUENZA  
 PROVA SA-142**

All. 2/b

Luglio 2016



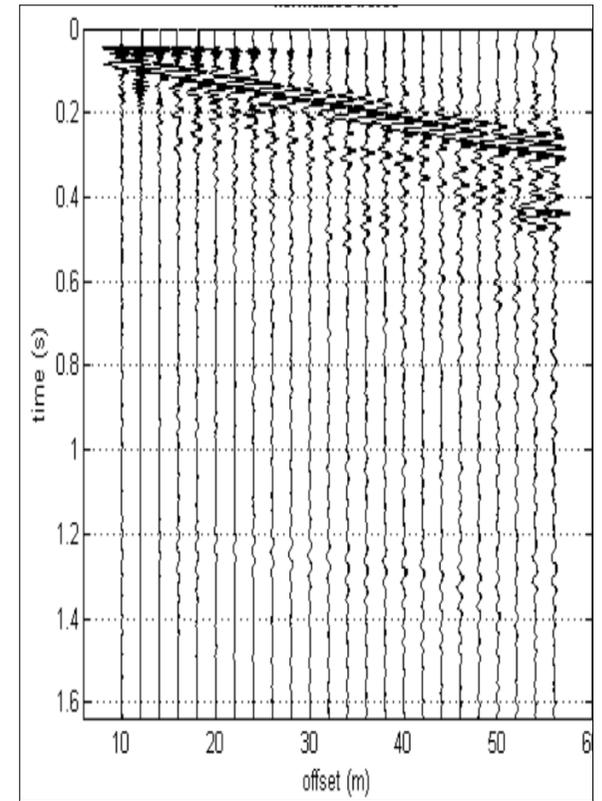
## ALLEGATO 3



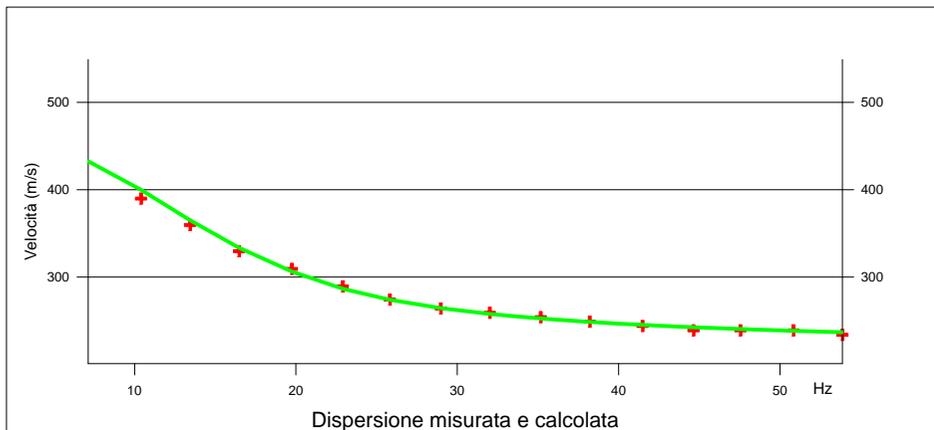
### LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

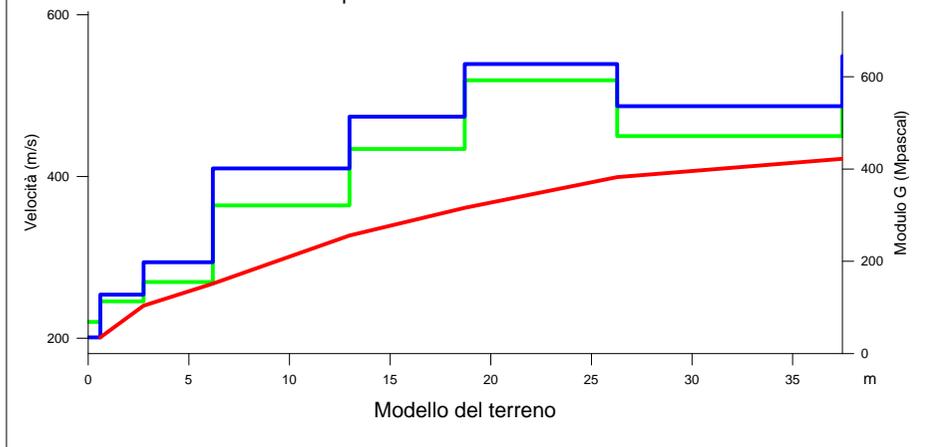
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.6	201	.003	201	69
.6	2.8	254	.0085	240	113
2.8	6.2	294	.0117	267	155
6.2	13	410	.0166	327	321
13	18.7	474	.0121	361	444
18.7	26.3	539	.0141	399	592
26.3	37.5	487	.023	422	471

**VALORE CALCOLATO VS30 = 408 m/s**  
**VALORE CALCOLATO VS30**  
**dal piano di posa delle fondazioni**  
**= 464 m/s**

## PROVA SISMICA VS30

Monza - Via Solferino

--

Metodologia MASW

## VELOCITA' DELLE ONDE S

All. 2/a

Luglio 2016



## ALLEGATO 4

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P1

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	35	
0,6	30	
0,9	9	
1,2	10	
1,5	9	
1,8	8	
2,1	5	
2,4	5	
2,7	6	
3	3	
3,3	1	
3,6	4	
3,9	3	
4,2	4	
4,5	2	
4,8	2	
5,1	3	
5,4	3	
5,7	5	
6	8	
6,3	5	
6,6	6	
6,9	4	
7,2	5	
7,5	5	
7,8	4	
8,1	4	
8,4	11	
8,7	15	
9	49	
9,3	80	
9,6	116	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino - Via Marsala

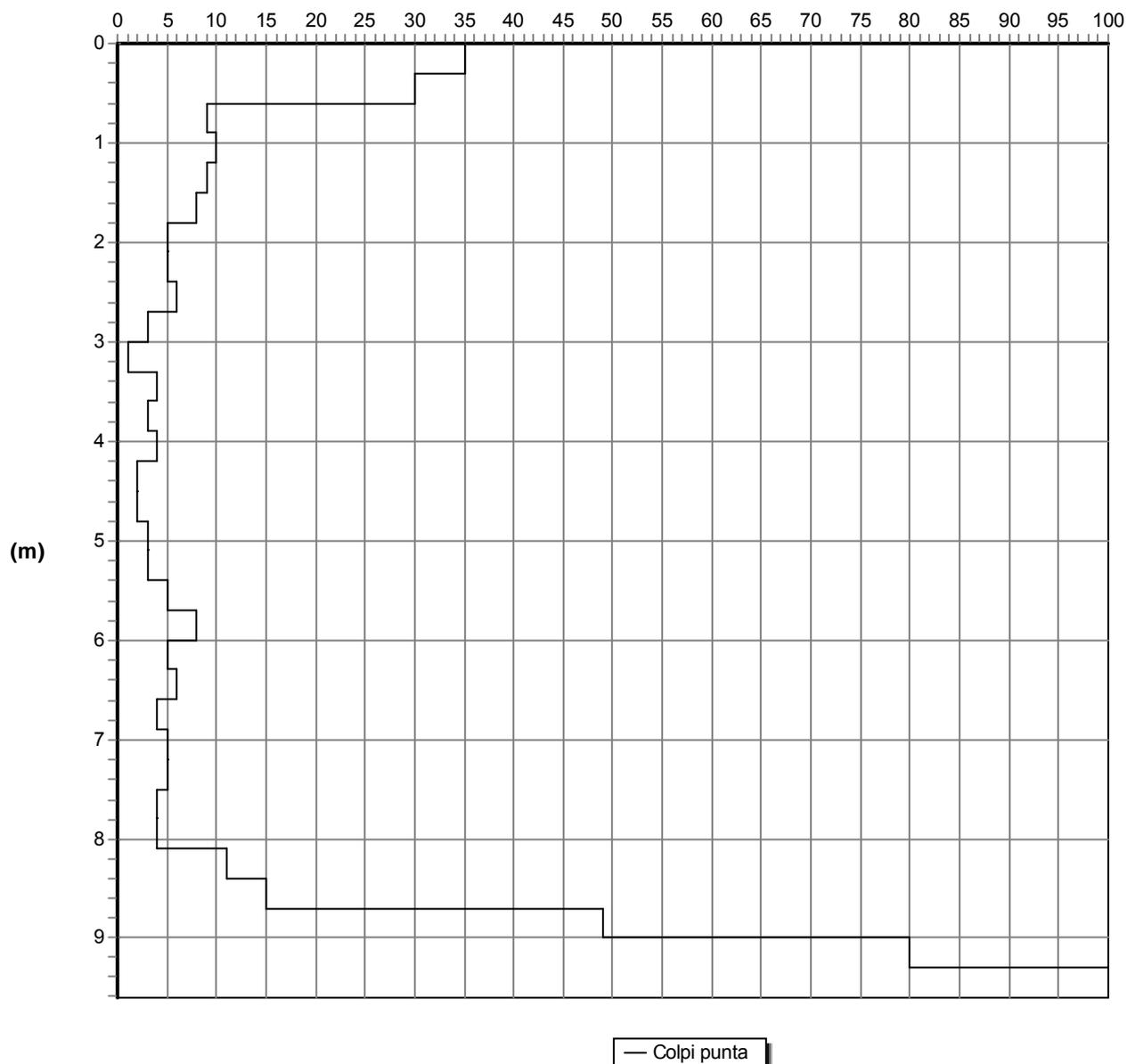
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P1

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P2

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	41	
0,6	26	
0,9	8	
1,2	9	
1,5	7	
1,8	5	
2,1	4	
2,4	7	
2,7	3	
3	2	
3,3	1	
3,6	1	
3,9	2	
4,2	1	
4,5	2	
4,8	2	
5,1	2	
5,4	2	
5,7	4	
6	2	
6,3	1	
6,6	6	
6,9	15	
7,2	12	
7,5	9	
7,8	6	
8,1	7	
8,4	6	
8,7	35	
9	53	
9,3	73	
9,6	103	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

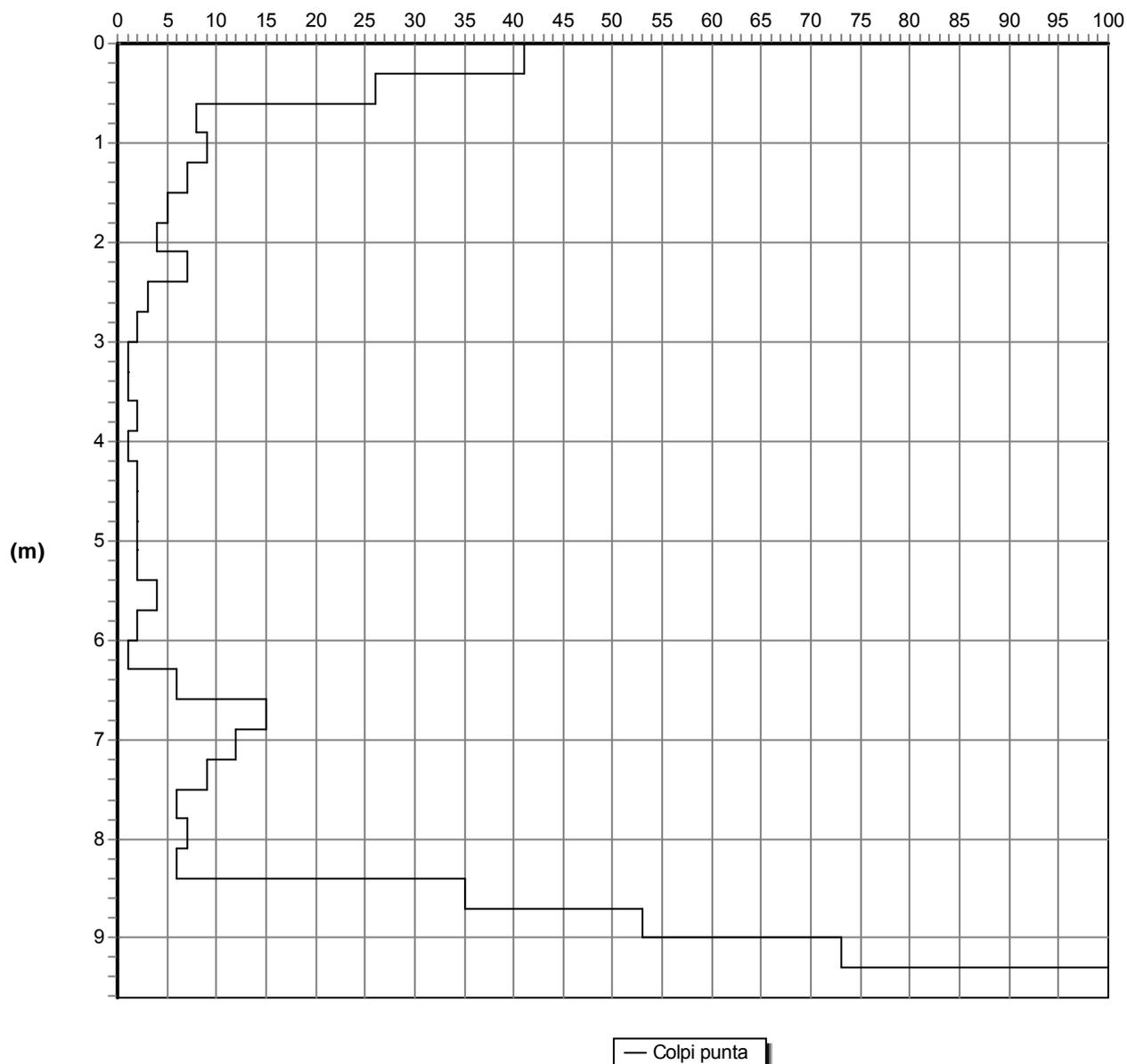
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P2

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P3

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	12	
0,6	4	
0,9	4	
1,2	9	
1,5	11	
1,8	7	
2,1	7	
2,4	4	
2,7	4	
3	9	
3,3	8	
3,6	10	
3,9	10	
4,2	9	
4,5	6	
4,8	7	
5,1	4	
5,4	7	
5,7	6	
6	7	
6,3	7	
6,6	2	
6,9	3	
7,2	3	
7,5	2	
7,8	1	
8,1	2	
8,4	6	
8,7	22	
9	33	
9,3	60	
9,6	52	
9,9	115	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

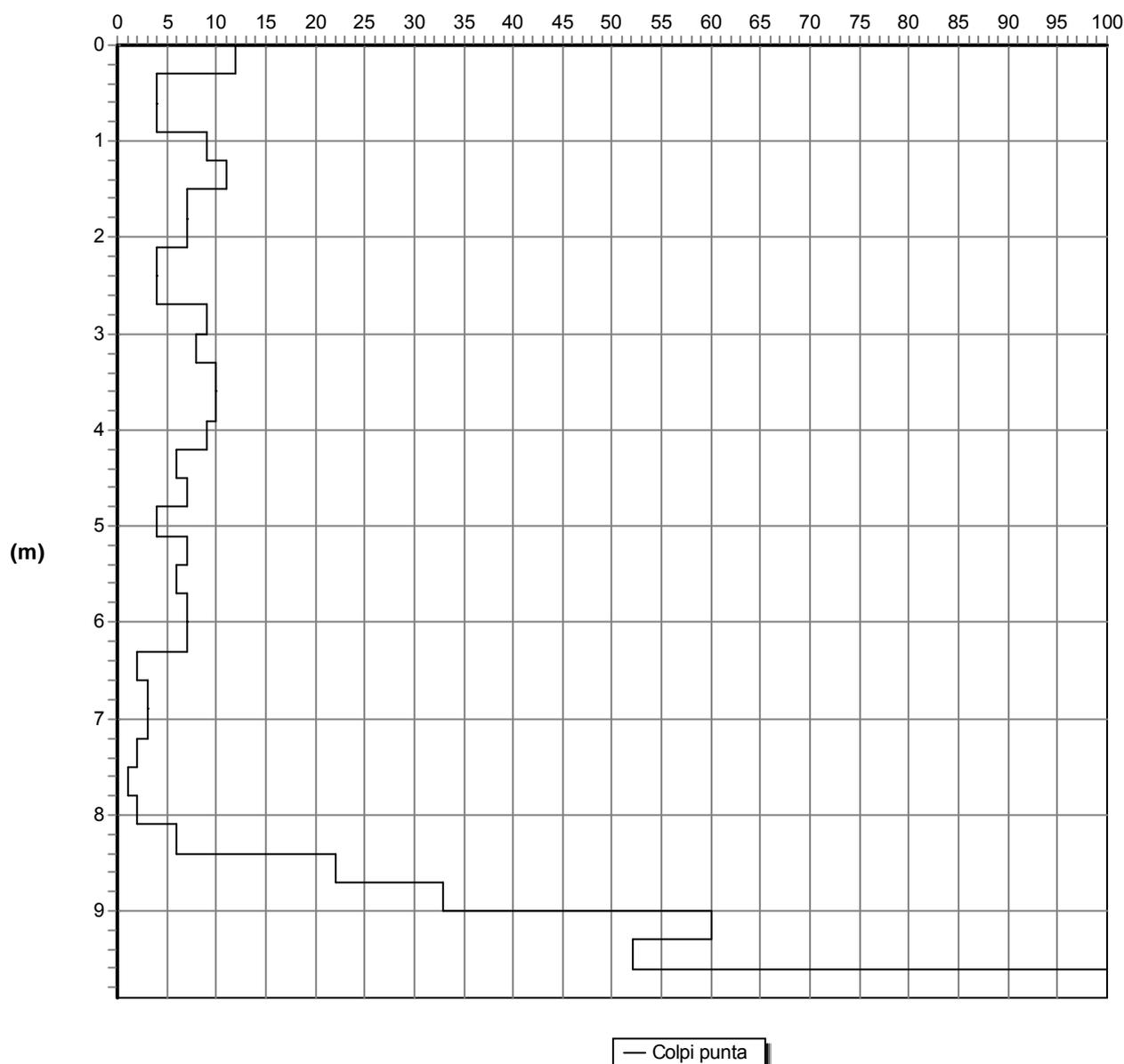
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P3

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P4

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	8	
0,6	7	
0,9	4	
1,2	5	
1,5	10	
1,8	7	
2,1	8	
2,4	6	
2,7	6	
3	7	
3,3	4	
3,6	6	
3,9	5	
4,2	5	
4,5	5	
4,8	5	
5,1	13	
5,4	14	
5,7	12	
6	12	
6,3	9	
6,6	10	
6,9	8	
7,2	8	
7,5	11	
7,8	11	
8,1	9	
8,4	13	
8,7	13	
9	14	
9,3	13	
9,6	25	
9,9	54	
10,2	88	
10,5	121	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

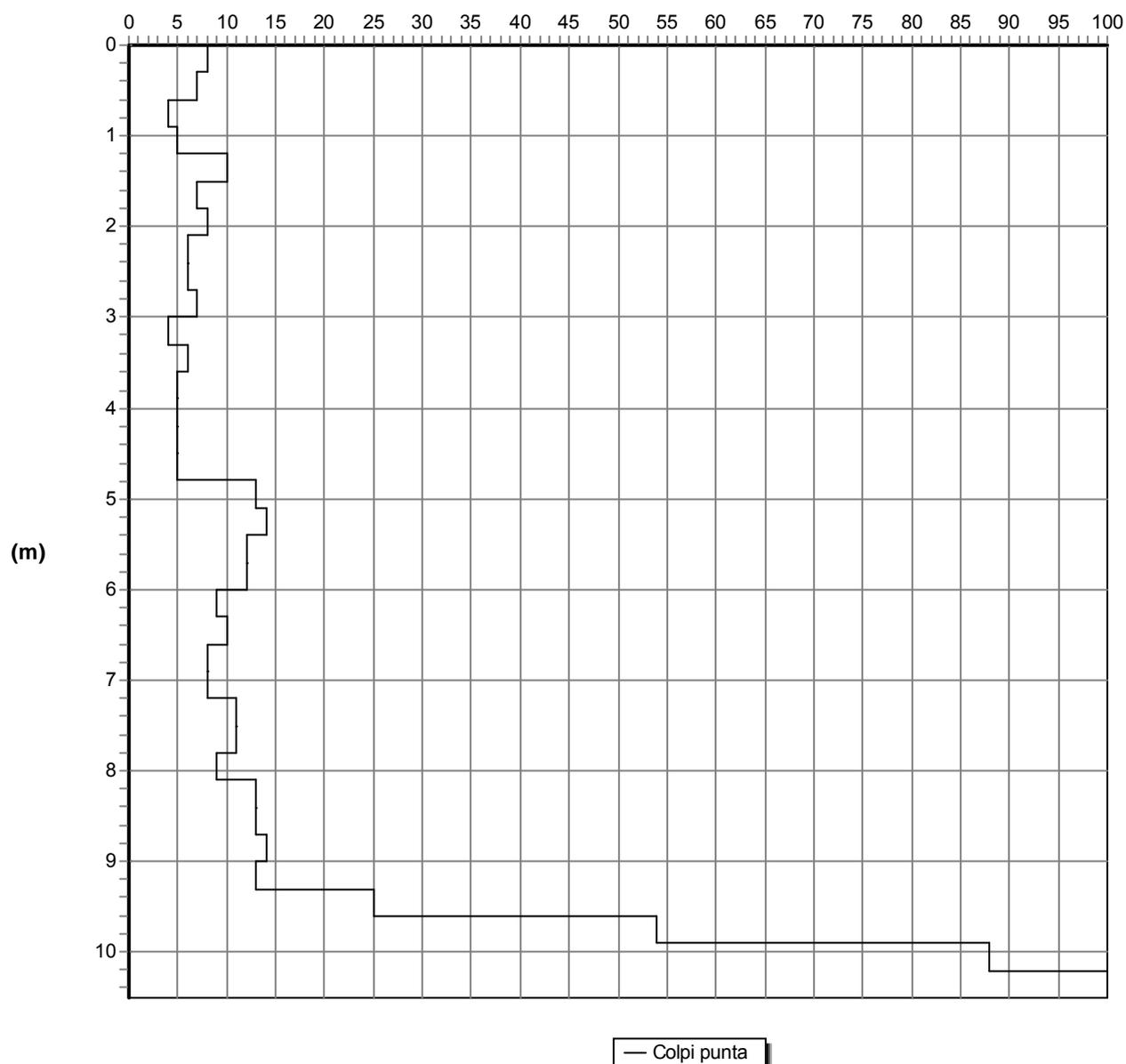
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P4

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P5

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	19	
0,6	22	
0,9	10	
1,2	10	
1,5	9	
1,8	7	
2,1	5	
2,4	4	
2,7	7	
3	5	
3,3	4	
3,6	5	
3,9	12	
4,2	7	
4,5	6	
4,8	7	
5,1	18	
5,4	35	
5,7	63	
6	43	
6,3	26	
6,6	12	
6,9	43	
7,2	108	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

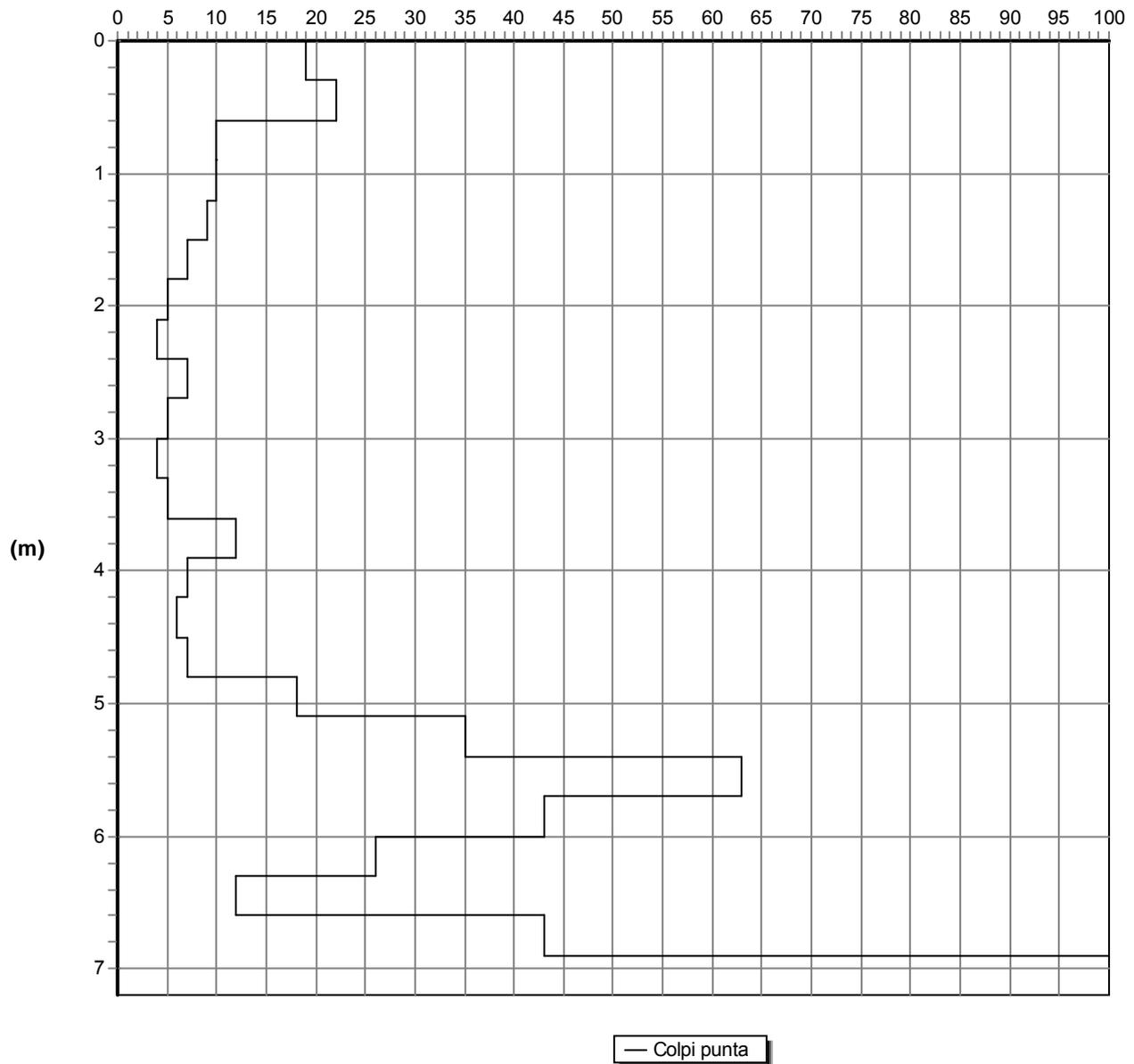
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P5

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P6

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	22	
0,6	7	
0,9	2	
1,2	3	
1,5	8	
1,8	4	
2,1	3	
2,4	3	
2,7	3	
3	3	
3,3	2	
3,6	1	
3,9	2	
4,2	6	
4,5	7	
4,8	9	
5,1	19	
5,4	23	
5,7	17	
6	42	
6,3	33	
6,6	38	
6,9	78	
7,2	125	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

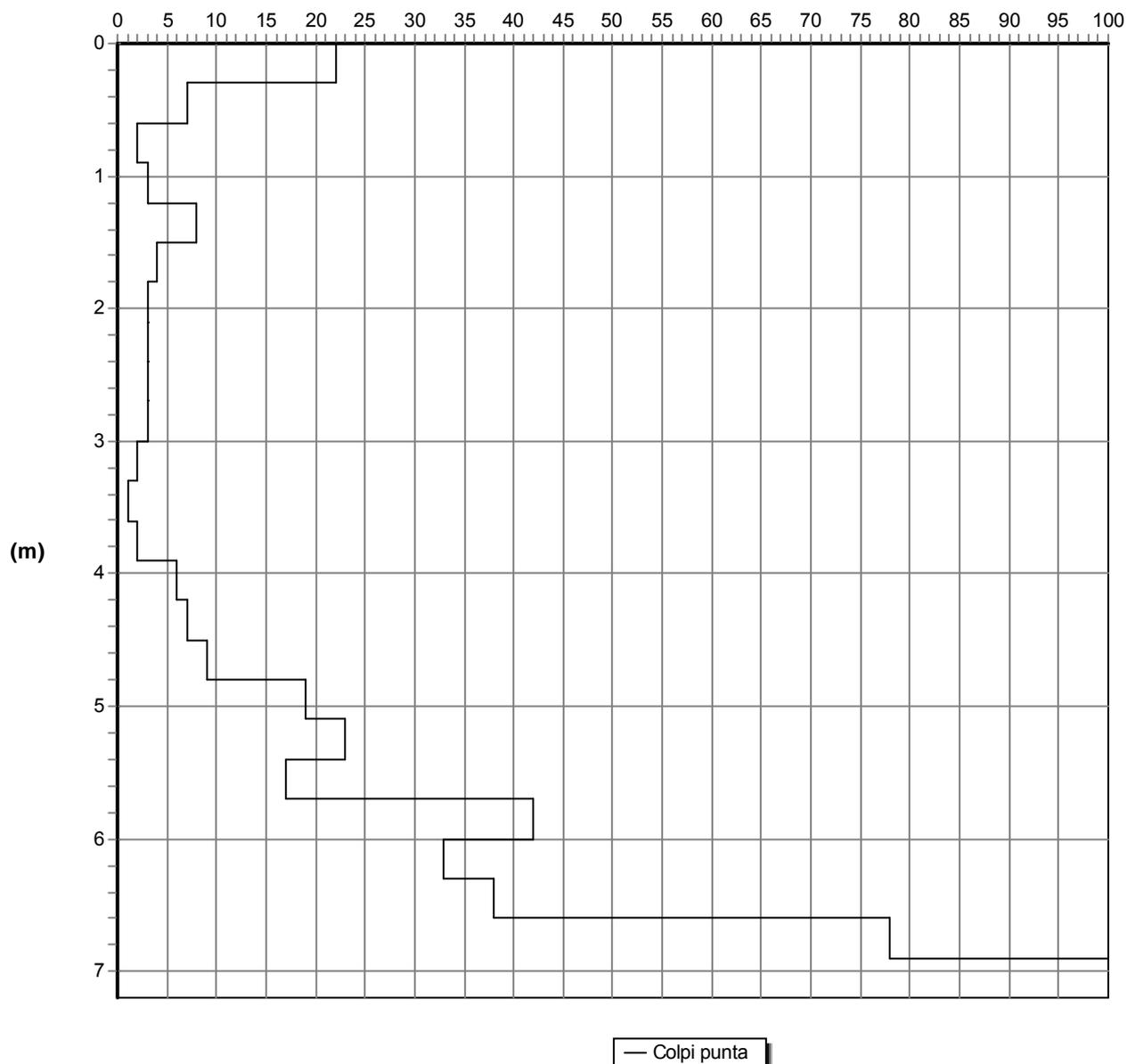
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P6

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P7

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	5	
0,6	2	
0,9	1	
1,2	3	
1,5	8	
1,8	7	
2,1	6	
2,4	7	
2,7	3	
3	4	
3,3	3	
3,6	1	
3,9	2	
4,2	1	
4,5	1	
4,8	1	
5,1	1	
5,4	1	
5,7	2	
6	3	
6,3	1	
6,6	2	
6,9	3	
7,2	2	
7,5	2	
7,8	11	
8,1	31	
8,4	39	
8,7	19	
9	22	
9,3	35	
9,6	66	
9,9	118	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

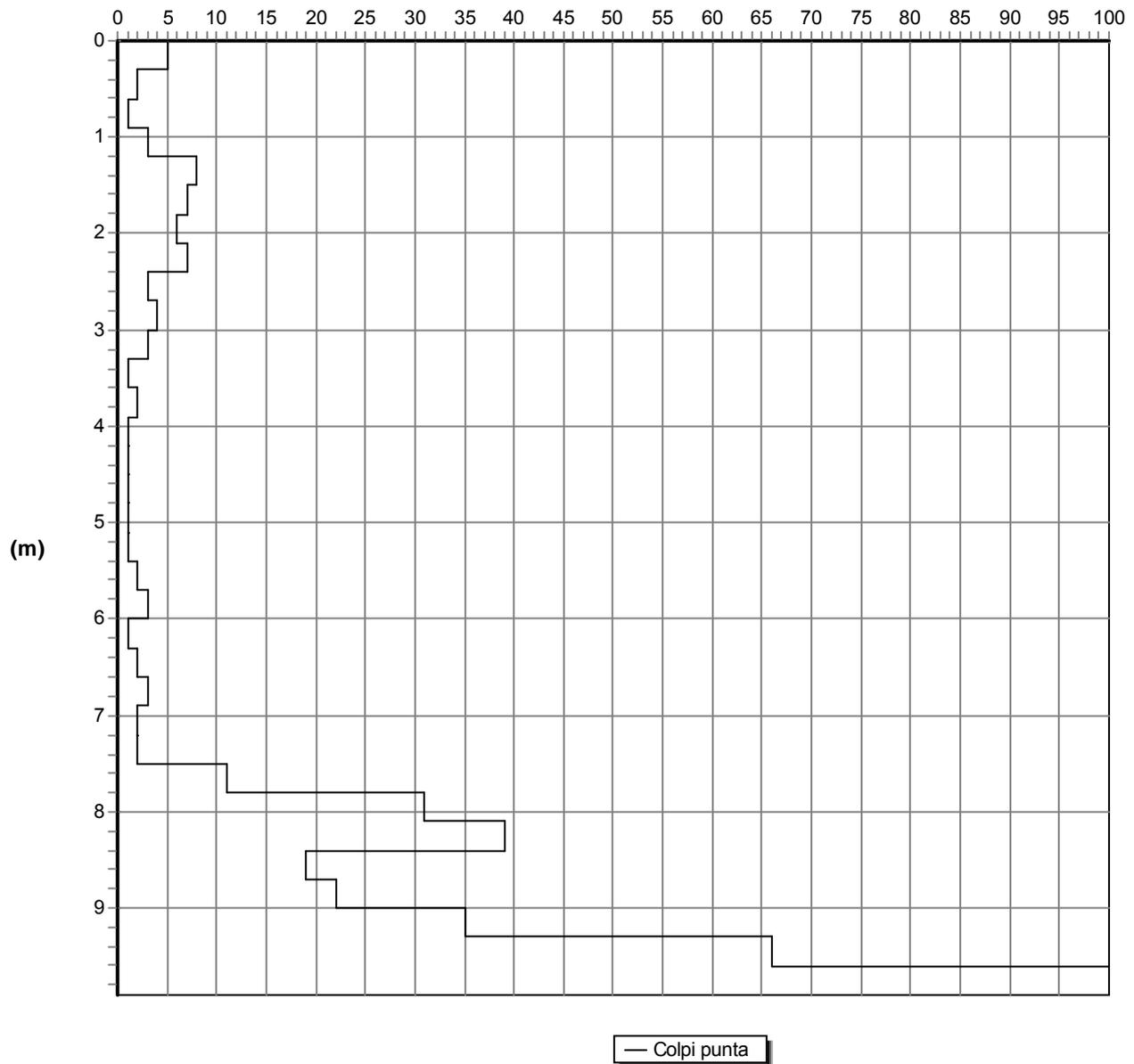
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P7

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevato



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P8

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	15	
0,6	7	
0,9	2	
1,2	2	
1,5	3	
1,8	3	
2,1	3	
2,4	4	
2,7	2	
3	9	
3,3	9	
3,6	5	
3,9	5	
4,2	5	
4,5	6	
4,8	6	
5,1	9	
5,4	7	
5,7	10	
6	9	
6,3	7	
6,6	10	
6,9	8	
7,2	5	
7,5	9	
7,8	14	
8,1	25	
8,4	12	
8,7	12	
9	11	
9,3	25	
9,6	30	
9,9	26	
10,2	76	
10,5	128	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

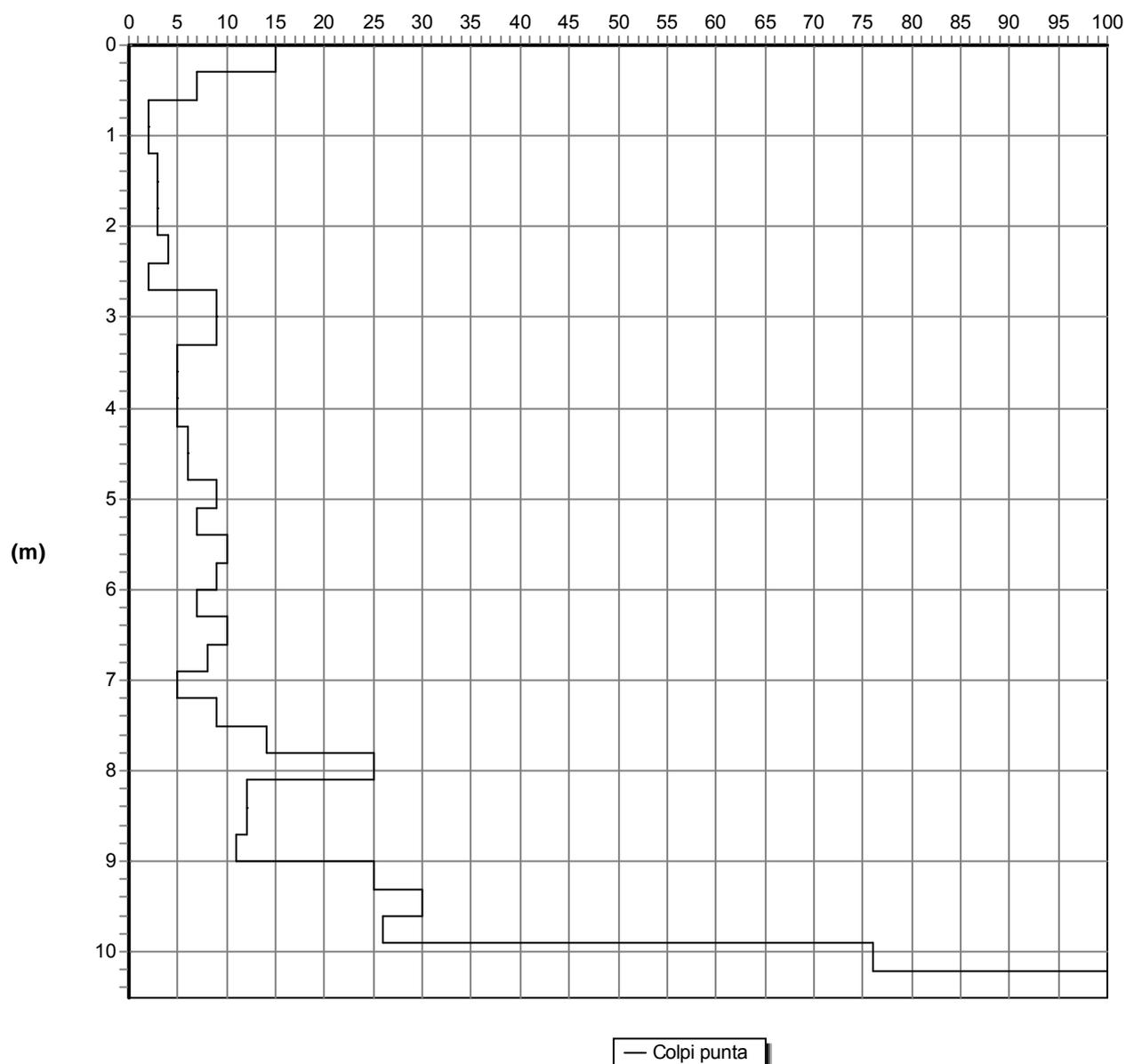
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P8

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P9

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	0	
0,6	2	
0,9	11	
1,2	6	
1,5	4	
1,8	5	
2,1	8	
2,4	2	
2,7	1	
3	1	
3,3	2	
3,6	2	
3,9	2	
4,2	2	
4,5	2	
4,8	3	
5,1	3	
5,4	2	
5,7	3	
6	3	
6,3	2	
6,6	2	
6,9	3	
7,2	4	
7,5	3	
7,8	2	
8,1	6	
8,4	12	
8,7	13	
9	14	
9,3	14	
9,6	18	
9,9	35	
10,2	41	
10,5	46	
10,8	107	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

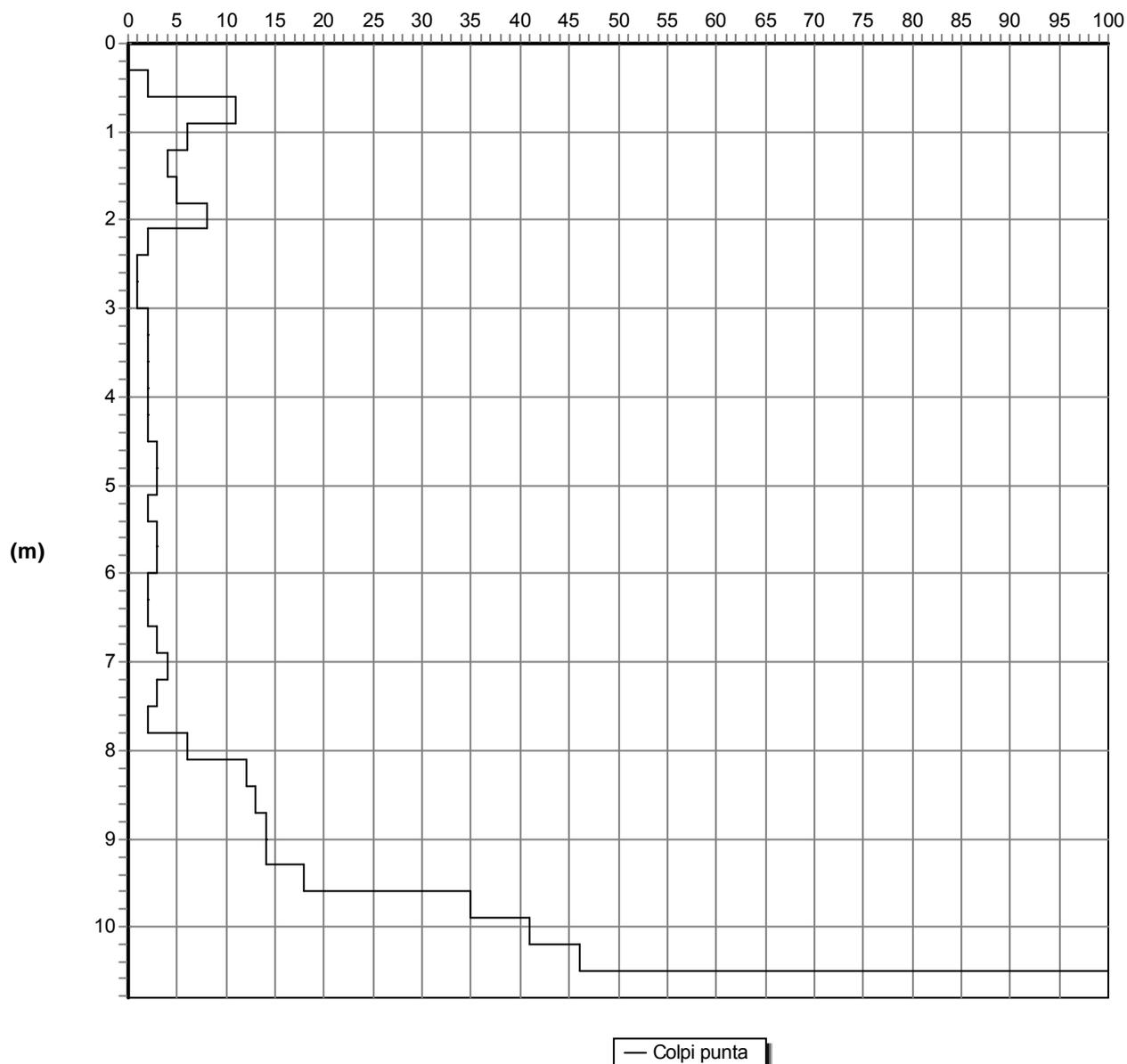
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P9

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P10

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	20	
0,6	24	
0,9	10	
1,2	7	
1,5	5	
1,8	5	
2,1	4	
2,4	5	
2,7	6	
3	4	
3,3	1	
3,6	2	
3,9	2	
4,2	3	
4,5	2	
4,8	1	
5,1	2	
5,4	1	
5,7	3	
6	3	
6,3	2	
6,6	5	
6,9	3	
7,2	3	
7,5	6	
7,8	8	
8,1	11	
8,4	9	
8,7	12	
9	14	
9,3	12	
9,6	13	
9,9	42	
10,2	40	
10,5	51	
10,8	111	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

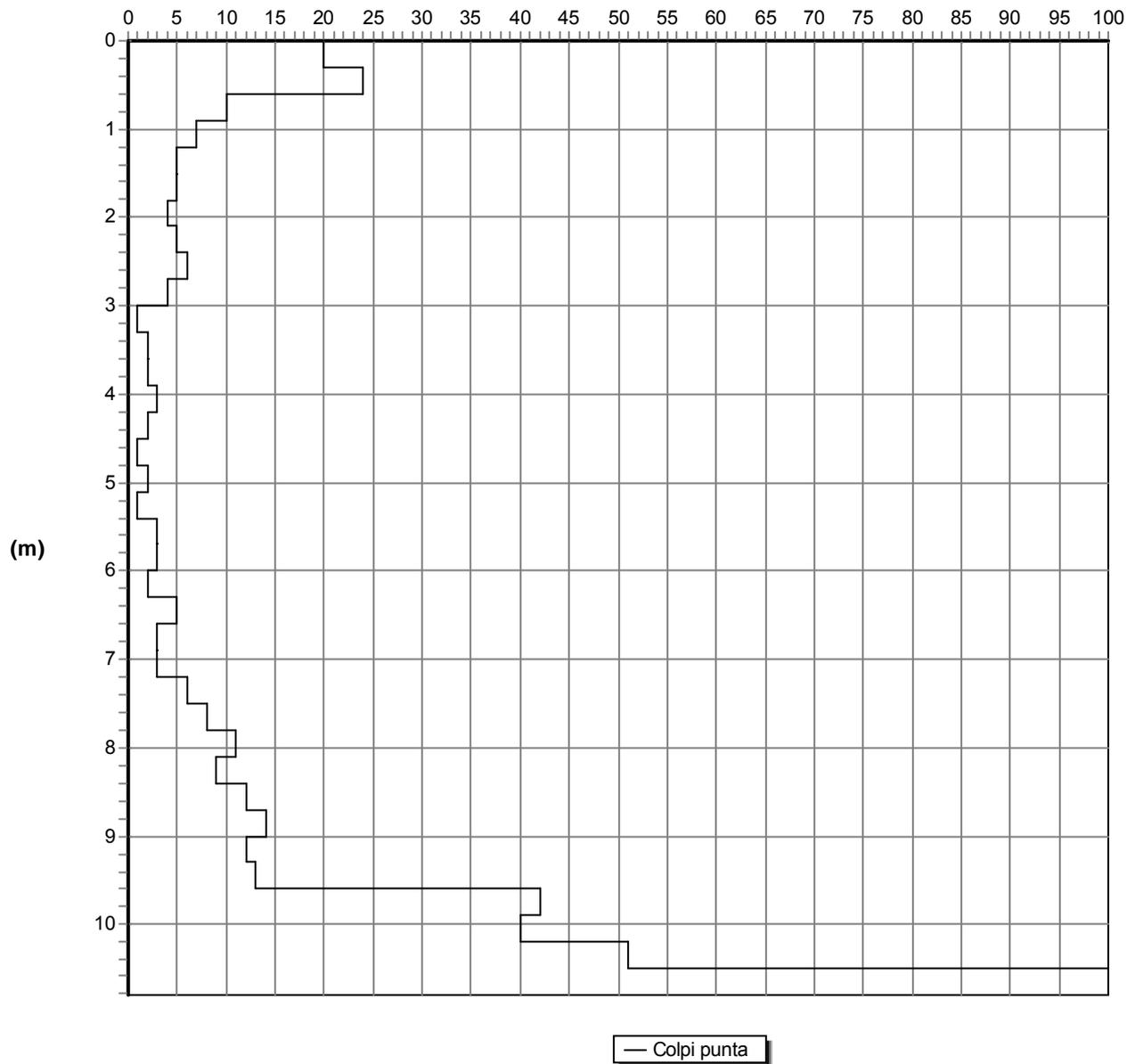
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P10

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P11

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	13	
0,6	11	
0,9	7	
1,2	5	
1,5	11	
1,8	8	
2,1	5	
2,4	6	
2,7	7	
3	6	
3,3	7	
3,6	4	
3,9	3	
4,2	4	
4,5	3	
4,8	6	
5,1	5	
5,4	5	
5,7	6	
6	7	
6,3	4	
6,6	8	
6,9	15	
7,2	11	
7,5	33	
7,8	22	
8,1	17	
8,4	13	
8,7	39	
9	109	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

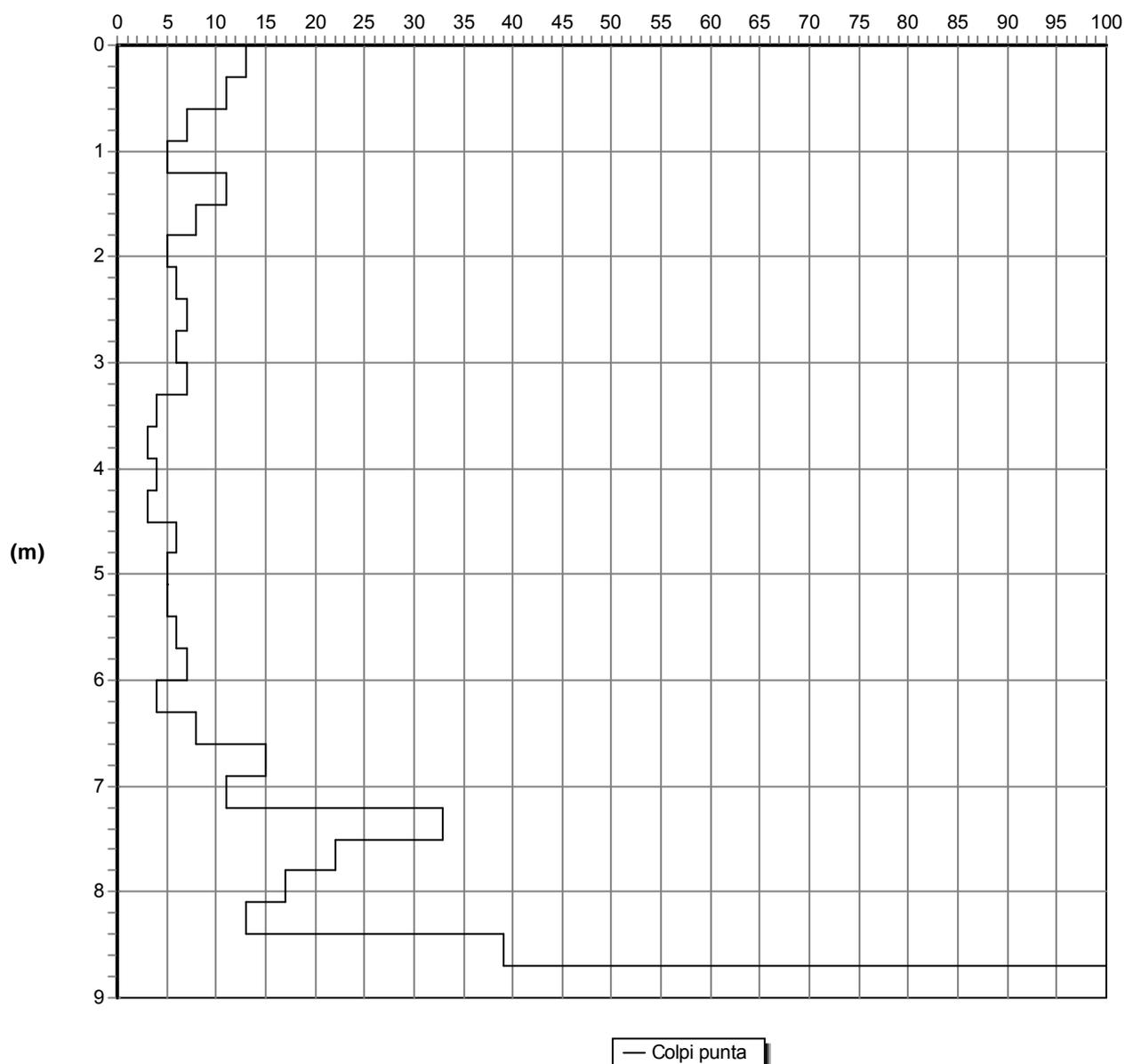
Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P11

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P12

### Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>
0,3	17	
0,6	35	
0,9	10	
1,2	6	
1,5	6	
1,8	4	
2,1	4	
2,4	4	
2,7	3	
3	3	
3,3	4	
3,6	5	
3,9	6	
4,2	2	
4,5	4	
4,8	6	
5,1	7	
5,4	3	
5,7	8	
6	10	
6,3	12	
6,6	15	
6,9	16	
7,2	14	
7,5	16	
7,8	25	
8,1	39	
8,4	44	
8,7	122	

Committente: COOP Lombardia Società Cooperativa - Fiorani S.r.l.

Località: Monza, Via Solferino-Via Marsala

Data: 4-6 luglio 2016      Attrezzatura: Penetrometro Pagani DPSH

Note:

Quota(m):                      Prova: P12

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata

