
Comune PIOLTELLO

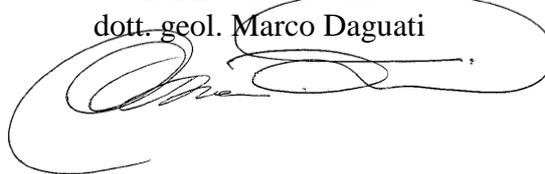
Provincia MILANO

Committente **Giardini Edili S.r.l.**

Oggetto **Progetto di nuovo complesso residenziale in
Comune di Pioltello (Via Consacrazione):
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Data 28 giugno 2018

Il Direttore Tecnico
dott. geol. Marco Daguati



GEOLAMBDA
Engineering S.r.l.

Sede operativa: via A. Diaz, 22 – 26845 Codogno (LO)
tel. (+39).0377.433021 - fax (+39).0377.402035

www.geolambda.eu – pec:geolambda@geolambda.viapec.it
e-mail: marco.daguati@geolambda.it

INDICE

| | |
|---|----|
| PREMESSA..... | 3 |
| PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO | 4 |
| 1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico..... | 4 |
| 1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria | 6 |
| 1.3 Inquadramento sismico..... | 6 |
| 1.4 Pericolosità idraulica | 7 |
| 1.5 Fattibilità geologica delle azioni di piano | 7 |
| ALLEGATI 1 - 7 | 8 |
| PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO | 16 |
| 2.1 Analisi sismica di secondo livello | 17 |
| 2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica | 20 |
| 2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione | 23 |
| PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO..... | 25 |
| 3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi..... | 25 |
| 3.2 Modello geotecnico di riferimento | 32 |
| 3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione | 34 |
| 3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive | 39 |
| ALLEGATO 8 – Ubicazione dell’indagine | 40 |
| ALLEGATO 9 – Prove penetrometriche | 41 |
| ALLEGATO 10 – Documentazione fotografica..... | 63 |

PREMESSA

In seno al progetto di nuovo complesso residenziale in Comune di Pioltello, la scrivente Società ha ricevuto l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

L'indagine geognostica si è avvalsa di una serie di prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzata secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977).

È stata eseguita, inoltre, una specifica indagine geofisica per definire l'azione sismica di progetto.

Nella figura seguente è indicata l'area di intervento, ubicata all'interno dell'abitato di Pioltello, in Via Consacrazione.



Figura 1 - Ubicazione dell'area di intervento (tratta da: Google Earth).

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di intervento si inserisce nelle monotone e ampie strutture regionali della pianura, dove affiorano solo depositi continentali di natura fluviale e fluvioglaciale che raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

L'area oggetto della presente indagine si presenta come una superficie sub-pianeggiante ad una quota di circa 118 m s.l.m., modellata sui depositi fluvioglaciali tardo pleistocenici che costituiscono il substrato del Livello Fondamentale della Pianura interessato, in questa porzione di territorio, da alvei abbandonati relativi al reticolo idrografico secondario (*Allegato 2*).

Come riportato in *Figura 2* (stralcio della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 del Progetto C.A.R.G. - Foglio 118 "Milano"), i depositi affioranti appartengono al Supersistema dei Laghi – Sistema di Cantù, datato al Pleistocene superiore: questa unità è costituita da ghiaie a supporto clastico e da matrice sabbiosa, sabbioso-limosa o limoso-sabbiosa.

Sebbene la natura litologica e granulometrica dei depositi affioranti non sia stata oggetto di osservazioni dirette, la carta litotecnica del PGT ("Carta geologico-applicativa" in *Allegato 5*) suggerisce la presenza di depositi sabbioso-ghiaiosi moderatamente addensati, a buona capacità portante.

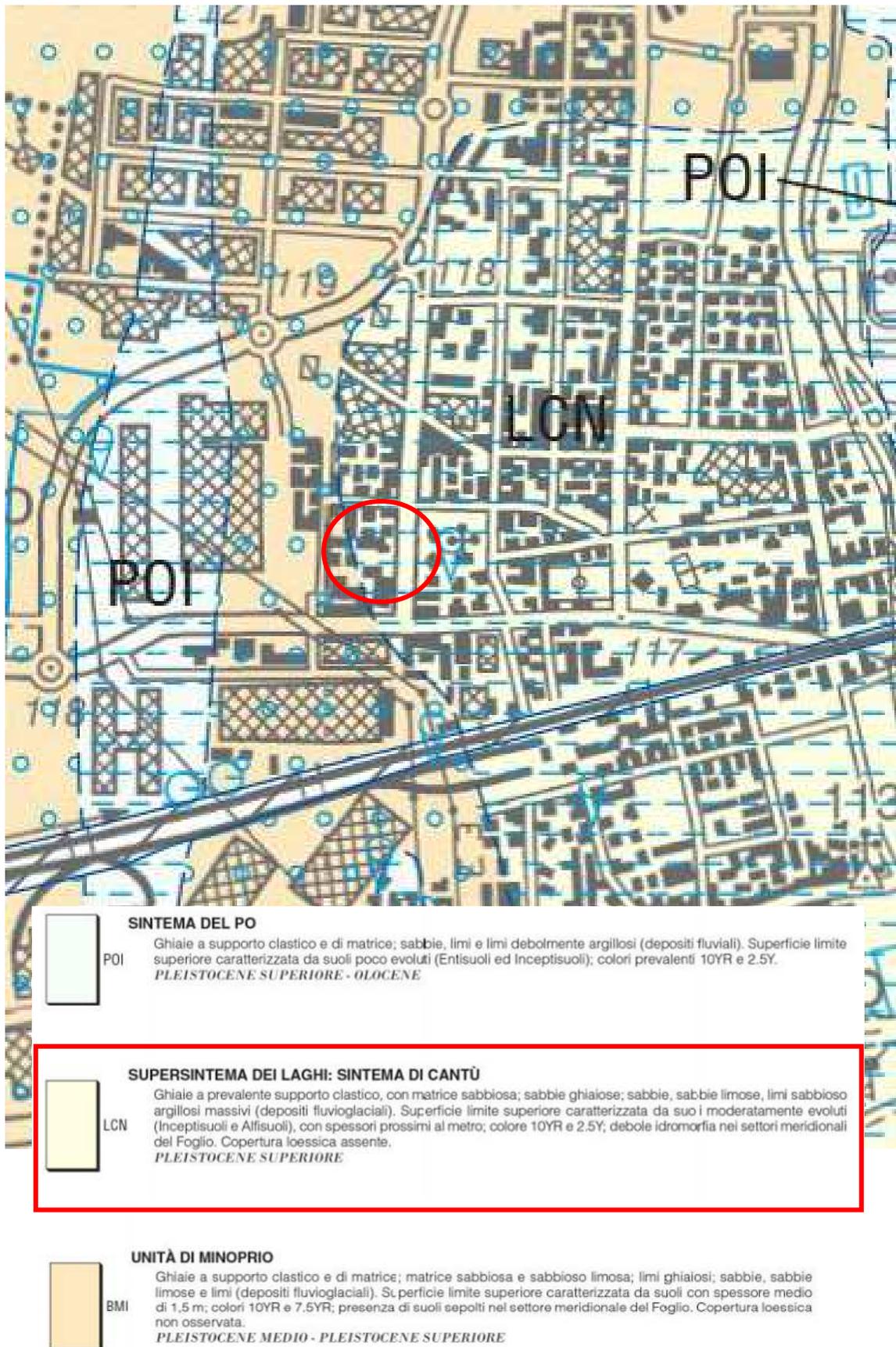


Figura 2 - Stralcio della "Carta Geologica d'Italia" alla scala 1:50.000 – Progetto CARG - Foglio 118 "Milano".

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell'ambito del settore di pianura analizzato il sottosuolo è costituito da un materasso alluvionale di natura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa, in cui i corpi permeabili sono alternati a successioni argillose, formando così un complesso acquifero di tipo "multifalda". Durante l'esecuzione delle prove in sito è stata misurata una soggiacenza della falda superficiale pari a 4.3 m da piano campagna, in accordo con lo studio geologico del PGT che descrive, sulla verticale dell'area di intervento, una soggiacenza compresa tra 4 m e 6 m (Allegato 5). Il flusso della falda superficiale assume una direzione orientata verso quadranti meridionali.

1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, secondo la D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia, il Comune di Pioltello appartiene alla **zona sismica 3** (Figura 3). L'area di studio risulta interessata da uno scenario di pericolosità Z4a, ovvero "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari".

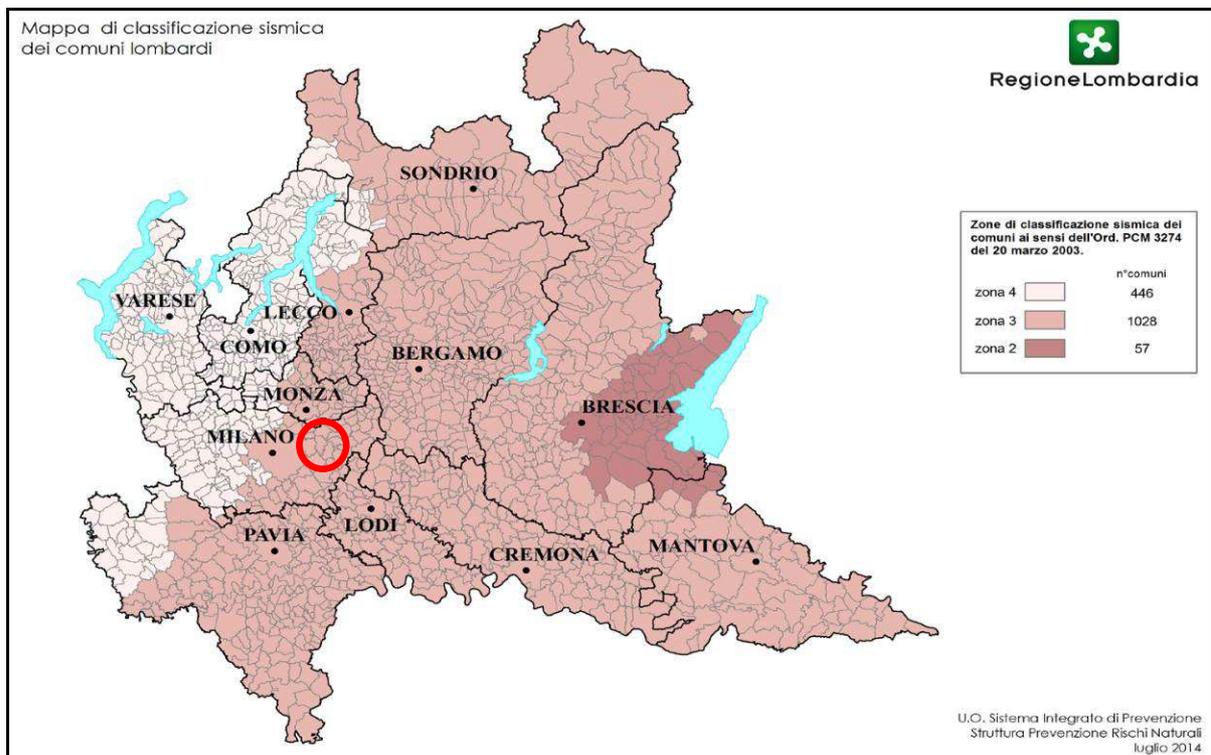


Figura 3 - Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n.X/2129 del 11 luglio 2014).

1.4 Pericolosità idraulica

In *Figura 4* si riporta uno stralcio relativo alla “Mappa della Pericolosità Idraulica” del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA): l’area di intervento non è interessata da alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

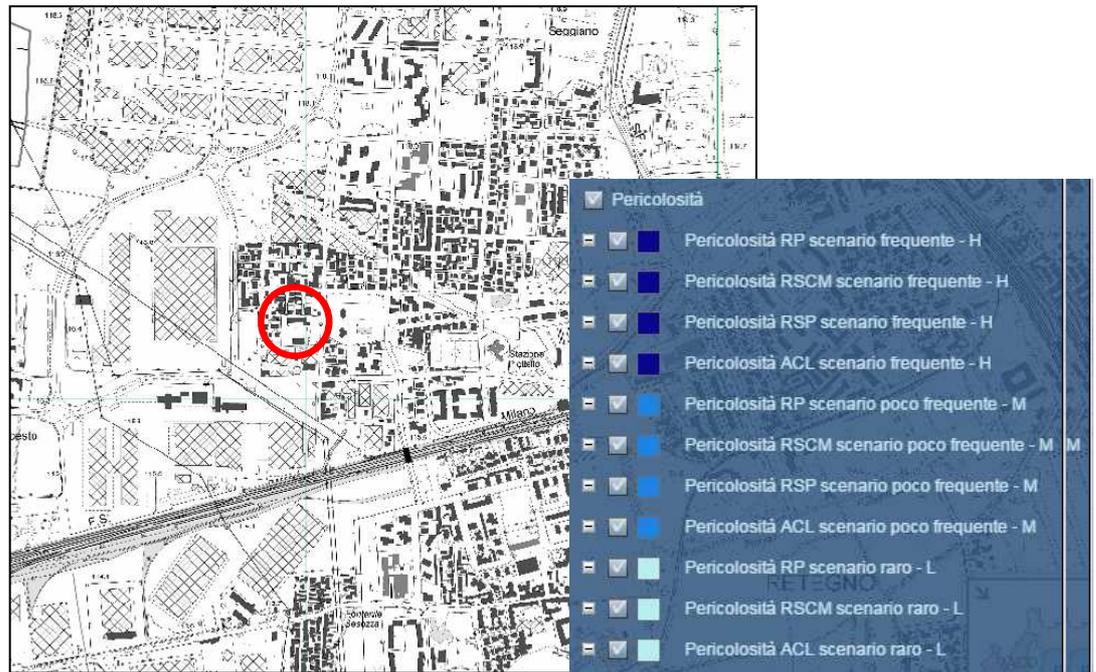


Figura 4 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po (Viewer geografico 2D - Geoportale).

1.5 Fattibilità geologica delle azioni di piano

L’area di intervento non è interessata da alcun vincolo di natura geologica (*Allegato 6*).

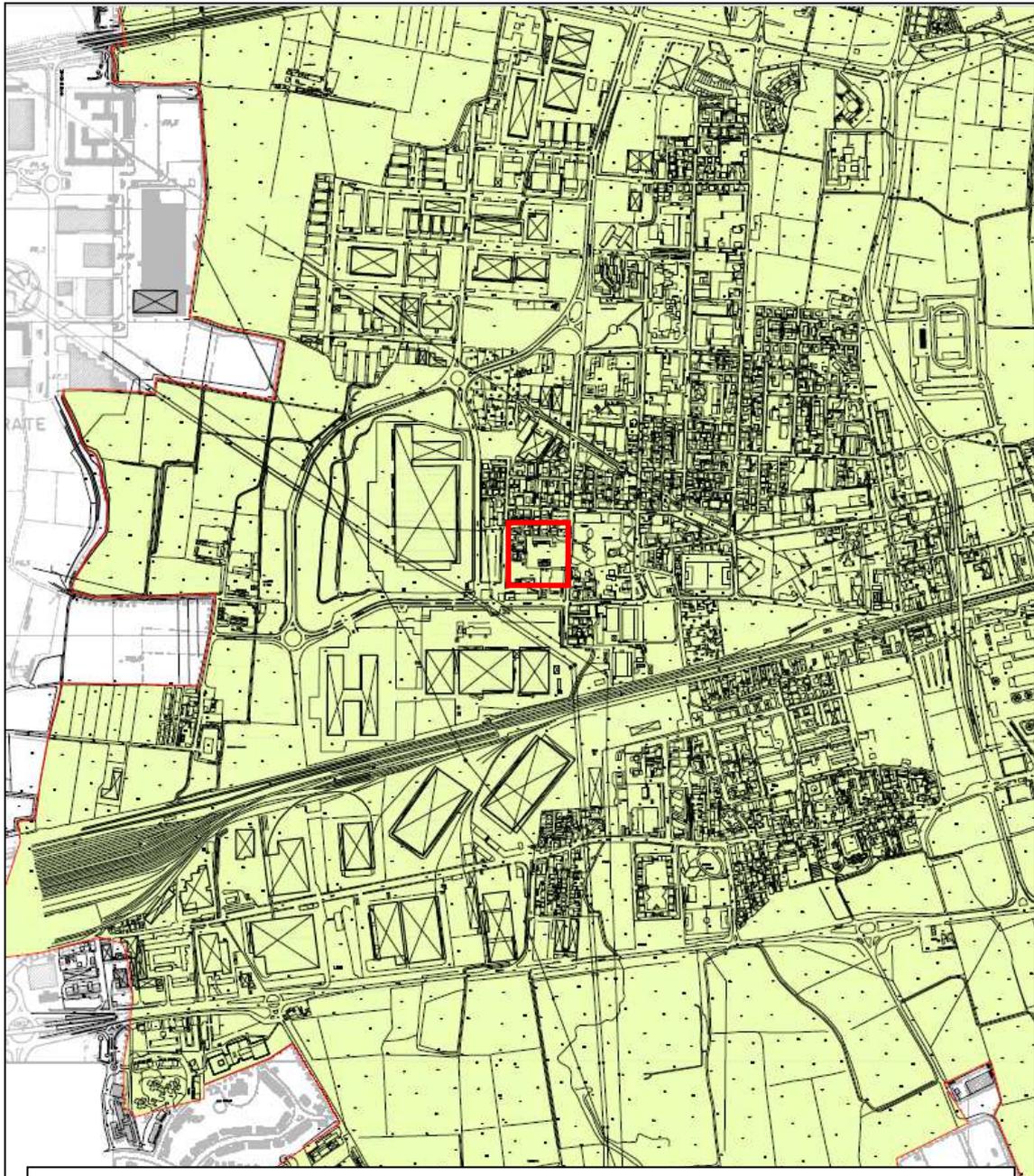
Nell’ambito della fattibilità geologica, l’area è azionata in Classe 1 “Fattibilità senza particolari limitazioni”, come indicato in *Allegato 7*; appartengono a questa classe le aree ubicate sul Livello Fondamentale della Pianura: si tratta di settori non soggetti a particolari limitazioni di carattere geologico.

ALLEGATI 1 - 7

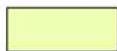
(Stralci tratti dallo Studio Geologico del P.G.T. di Pioltello (anno 2008):

- Allegato 1: Carta geologica
- Allegato 2: Carta geomorfologica e pedologica
- Allegato 3: Carta idrogeologica
- Allegato 4: Carta piezometrica e della soggiacenza
- Allegato 5: Carta geologica applicata
- Allegato 6: Carta dei vincoli
- Allegato 7: Carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano

Allegato 1 – Carta geologica

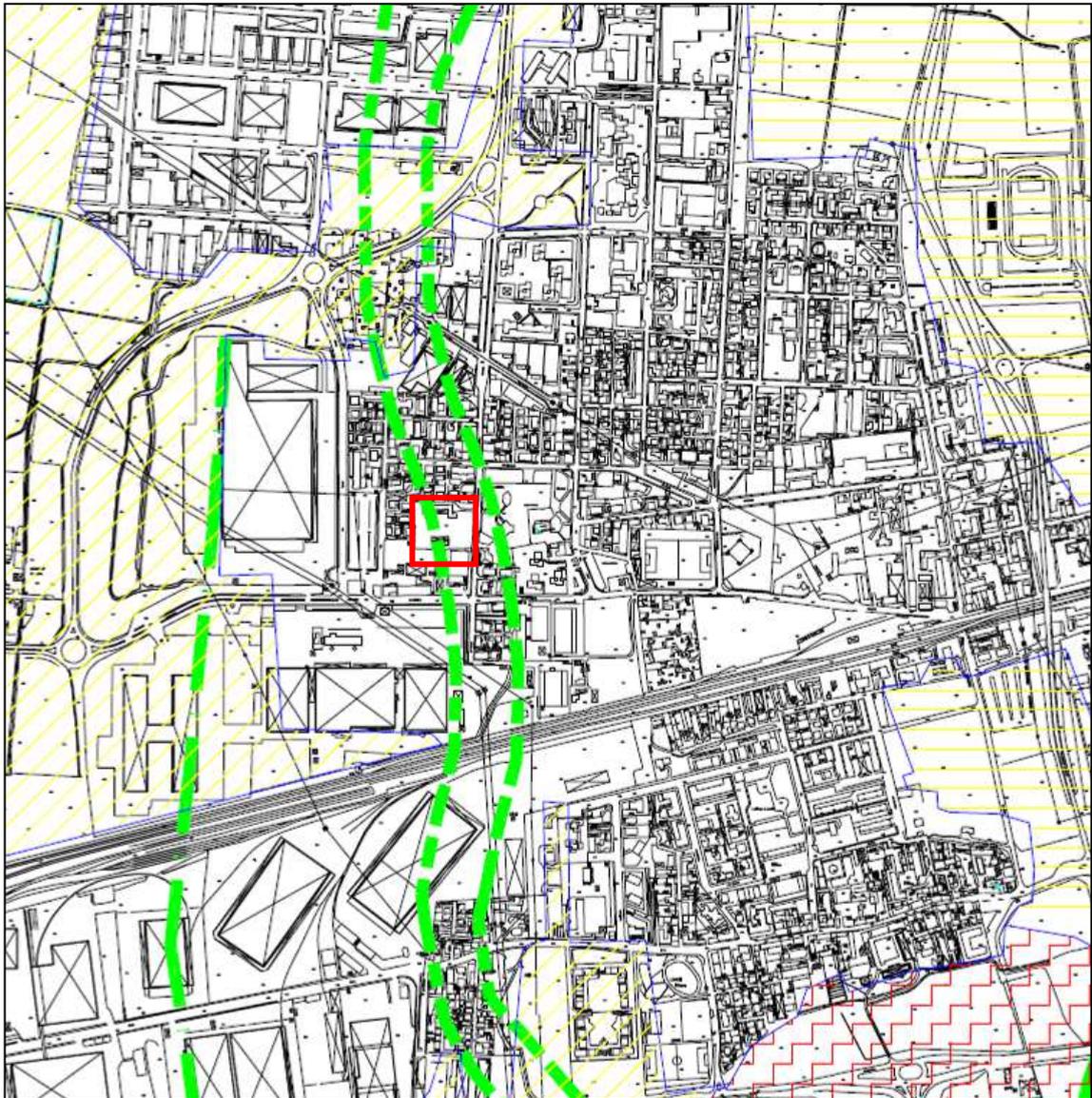


Perimetro Comunale



Ghiaie sabbiose e sabbie con strato superficiale di alterazione limitato a 40-60 cm, generalmente brunastro, costituenti il livello fondamentale della pianura (DILUVIUM RECENTE-PLEISTOCENE)

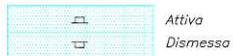
Allegato 2 – Carta geomorfologica e pedologica



| Sistema e sottosistema | Unità* | Sottosistema* | | Descrizione | Class. USDA (1990) | Class. FAO (1990) |
|---|--|--|--|---|---|-----------------------|
| Sistema I Pianura fluvioalluviale e fluviale terrazzata bialta Pleistocenica costipante il livello fondamentale della pianura Sottosistema LG Superfici subindeguali di deposito fluvioalluviale prevalentemente ghiaiose a monte dell'attuale linea delle piogricie LGS Aree sottoparteggiate di transizione a sistemi fluviali, talvolta con tracce di idromorfia | LG1 Aree pianeggianti modali della pianura ben drenate in parte interessate in passato da attività di riassetto | Aree a sedimenti fortemente clivatioli compatti con pietrechi comune | | Associazione di suoli moderatamente profondi su substrato ciottoloso; scheletro frequente in superficie abbondante in profondità; tessitura media; reazione subacida o neutra; estrazione media o alta; in genere non calcareo; drenaggio buono | Class. II Mollis Haplustols Isomys-skeletal, mixed mesic | Humic Alisols |
| | | Aree a sedimenti ghiaiosi (a volte sabbioso-ghiaiosi), con pietrechi sparse in superficie | | Associazione di suoli moderatamente profondi o profondi su substrato ghiaioso e ciottoloso; scheletro sparse in superficie, frequente o abbondante in profondità; tessitura media o moderatamente grossolana; reazione da media ad alta; non calcareo in superficie; talvolta moderatamente o scarsamente calcareo in profondità; drenaggio buono | Class. III Typic Haplustolls Isomys-sandy, mixed mesic | Haplic Luvisols |
| | | Aree caratterizzate dalla possibile influenza di dinamiche fluviale obliqua con frequenti anfratti pedologici aspri e sedimenti molto ghiaiosi, intensa attività estrattiva e forte urbanizzazione | | Associazione di suoli moderatamente profondi su substrato ciottoloso-sabbioso; scheletro comune o frequente in superficie, frequente o abbondante in profondità; tessitura moderatamente grossolana o media; reazione subacida o neutra in superficie; media di anidritici; saturazione media o alta in superficie, alta in profondità; non calcareo; drenaggio buono | Class. III Fluventic Haplustolls Isomys-skeletal, mixed mesic | Fluvisol Cambisols |

Elementi geomorfologici

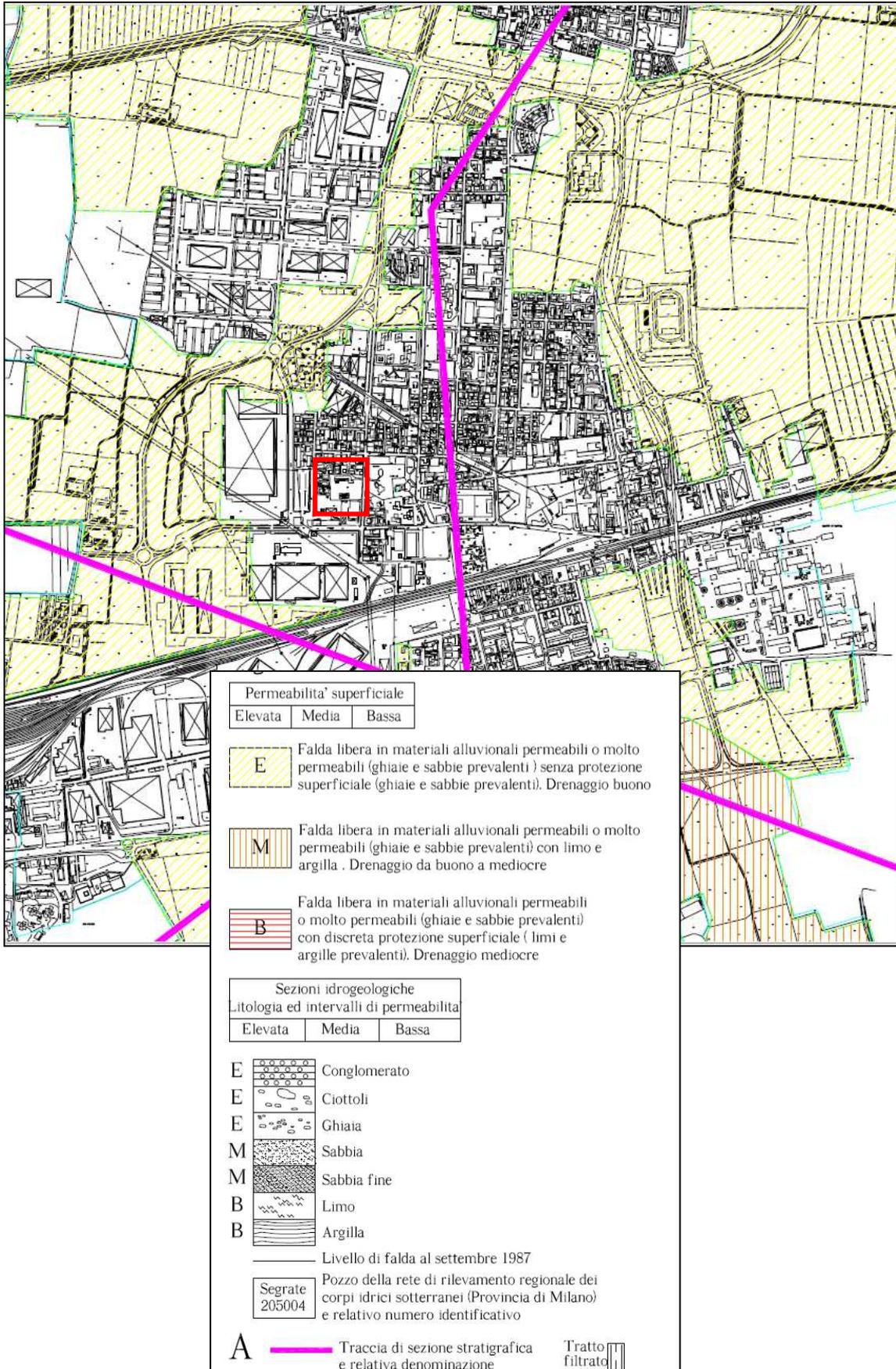
Lago di cava



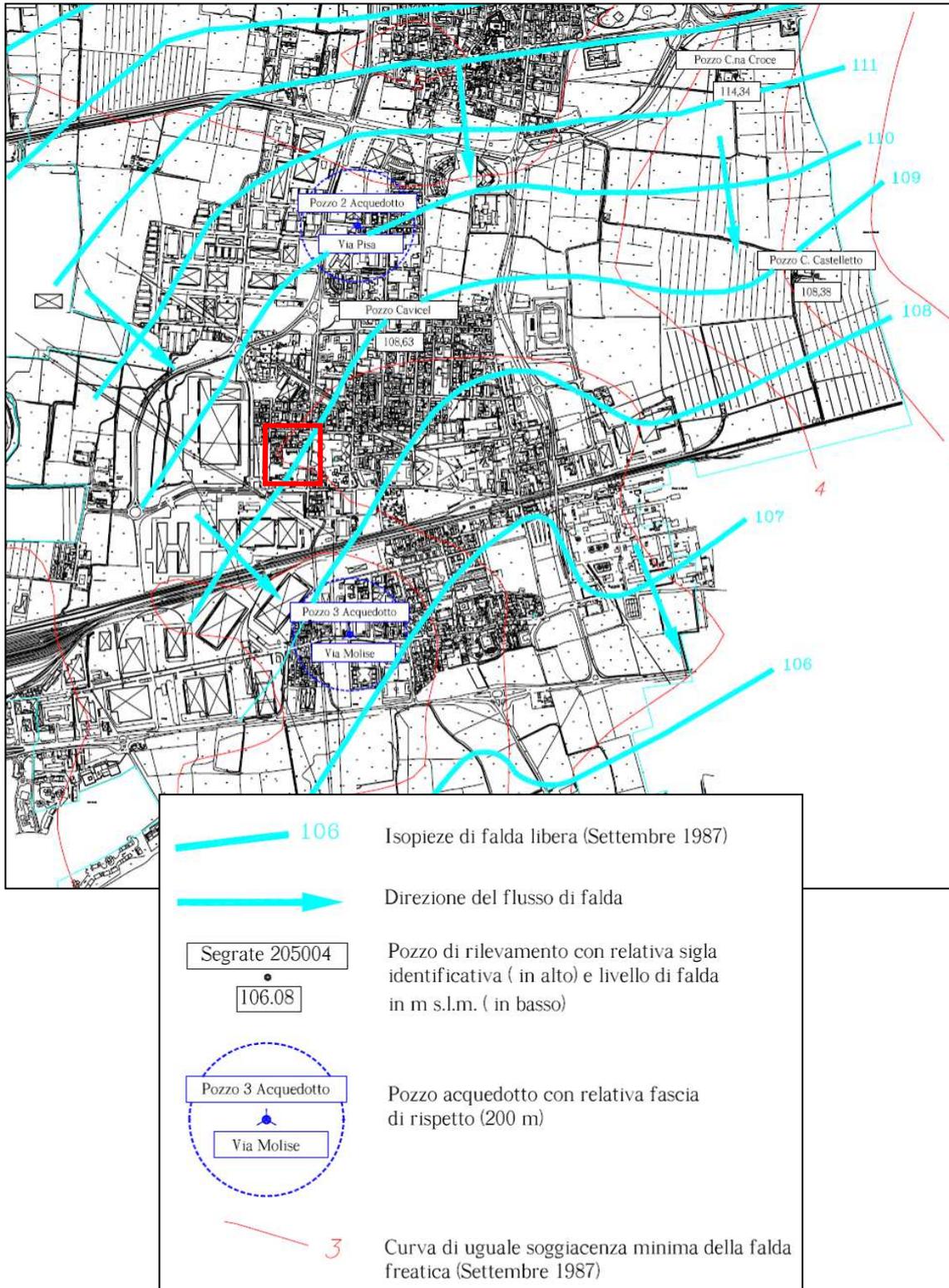
Alveo abbandonato situato allo stesso livello del p.c.

Alveo abbandonato relativo a corsi minori

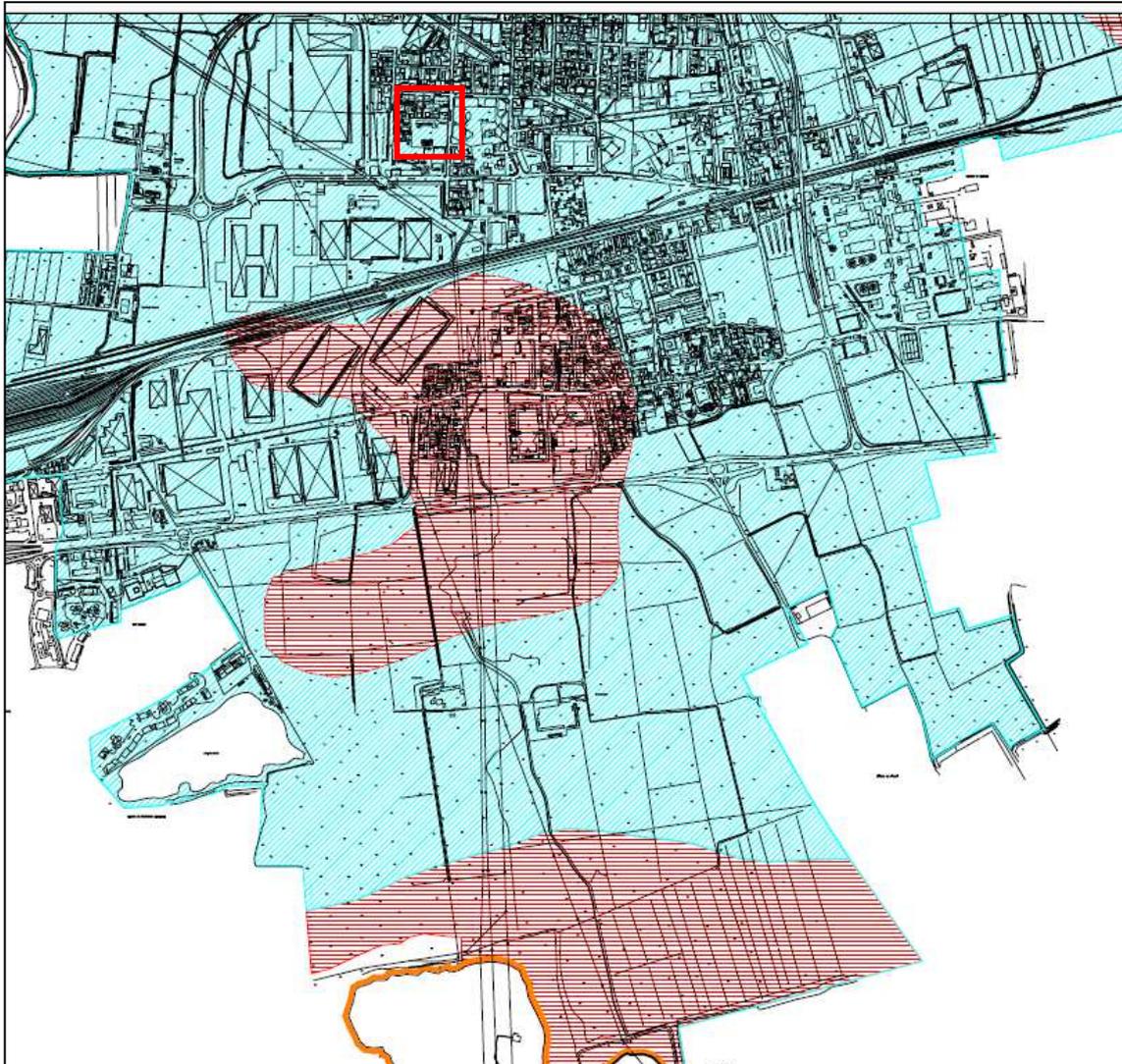
Allegato 3 – Carta idrogeologica



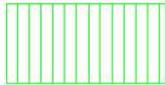
Allegato 4 – Carta piezometrica e della soggiacenza



Allegato 5 – Carta geologica applicativa



Zona 1



Terreni sabbioso ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacita' portante
Soggiacenza minima della falda oltre i 6 m dal piano campagna

Zona 2



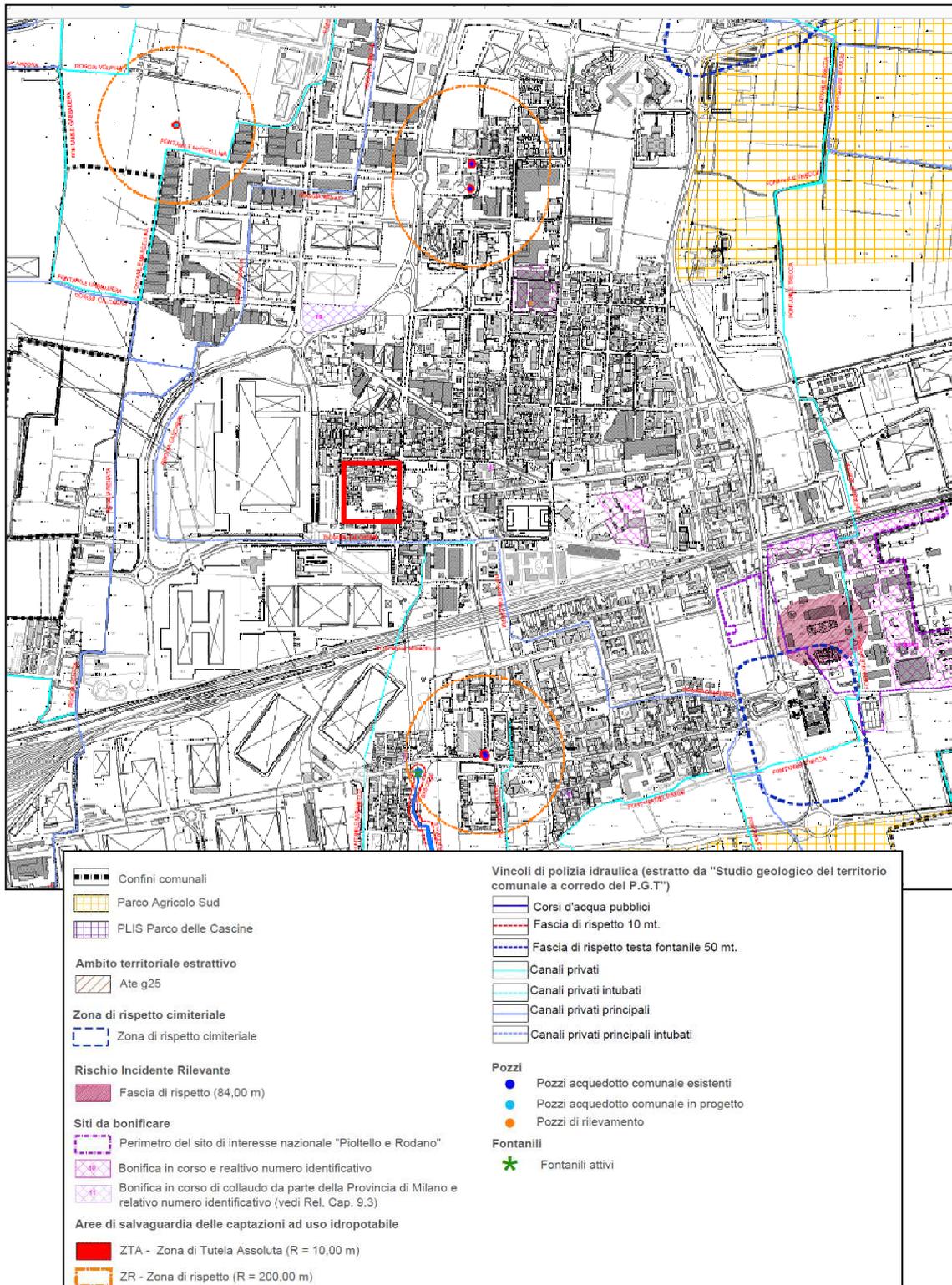
Terreni sabbioso ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacita' portante
Soggiacenza minima della falda tra 4 e 6 m dal piano campagna

Zona 3

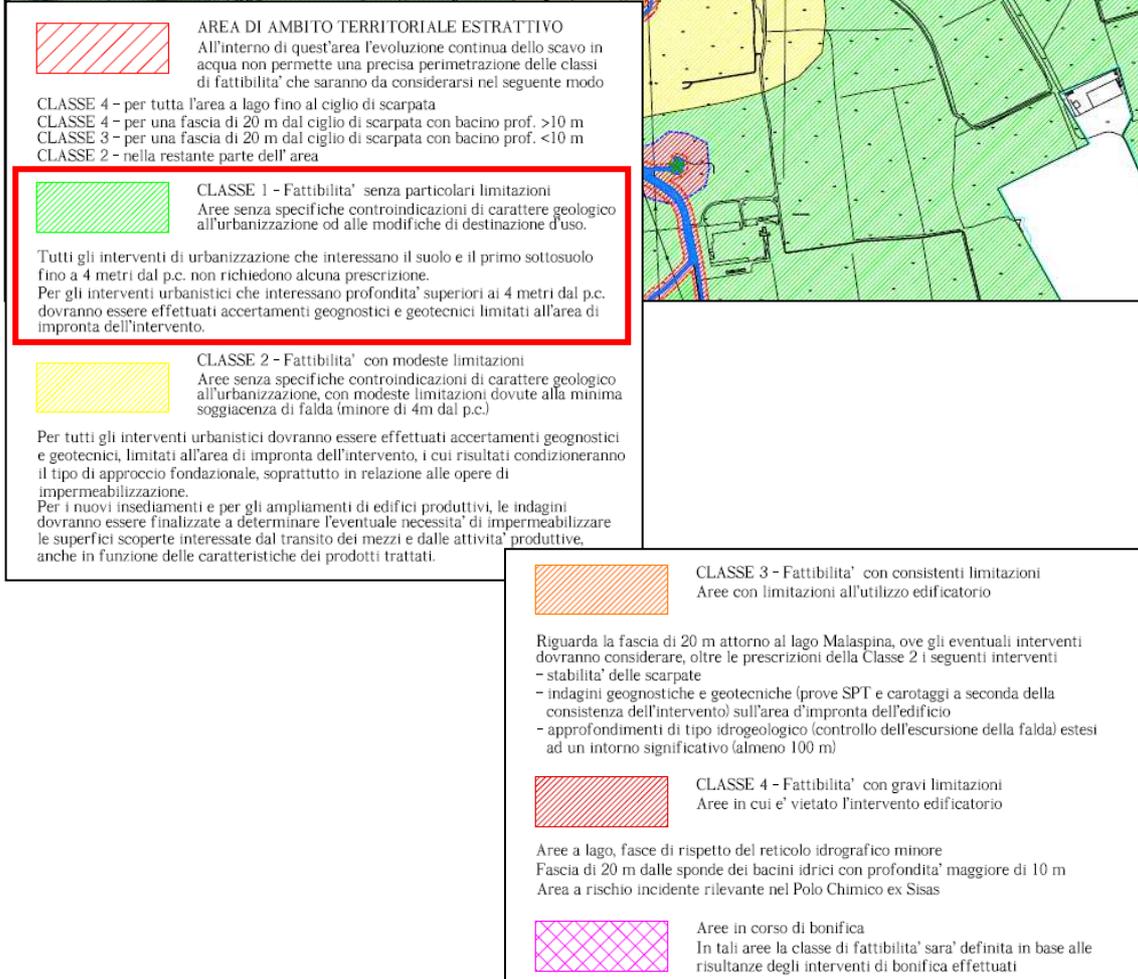
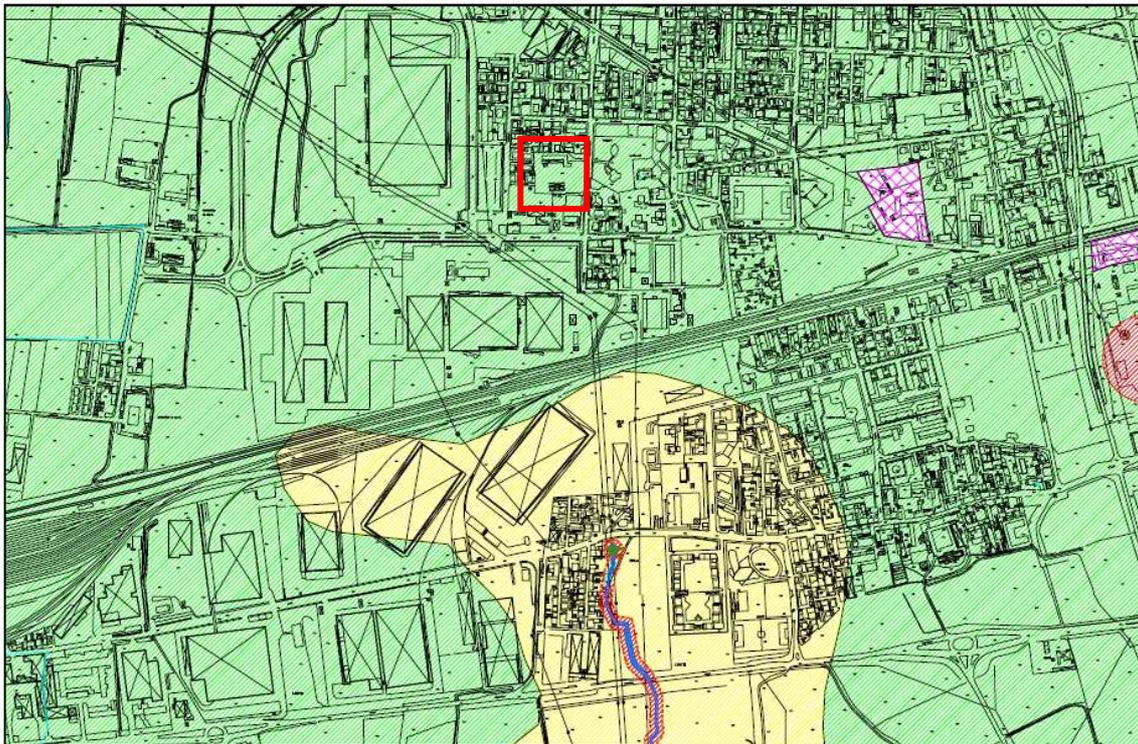


Terreni sabbioso ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacita' portante
Soggiacenza minima della falda inferiore a 4 m dal piano campagna

Allegato 6 – Carta dei vincoli



Allegato 7 – Carta di fattibilità geologica



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

I seguenti capitoli illustrano i risultati dell'analisi sismica di 2° livello effettuata ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 al fine di quantificare l'amplificazione sismica propria del sito e stabilire la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC18 sufficiente a considerare tali aspetti (D.g.r. X/5001/2016).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018).

Il Comune di Pioltello appartiene alla *zona sismica 3* (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e, facendo riferimento allo studio geologico del P.G.T., l'area in esame rientra nello scenario di *pericolosità sismica locale Z4a*, ovvero “*zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari*”, nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche litotecniche dei terreni (amplificazione litologica - *figura 1*).

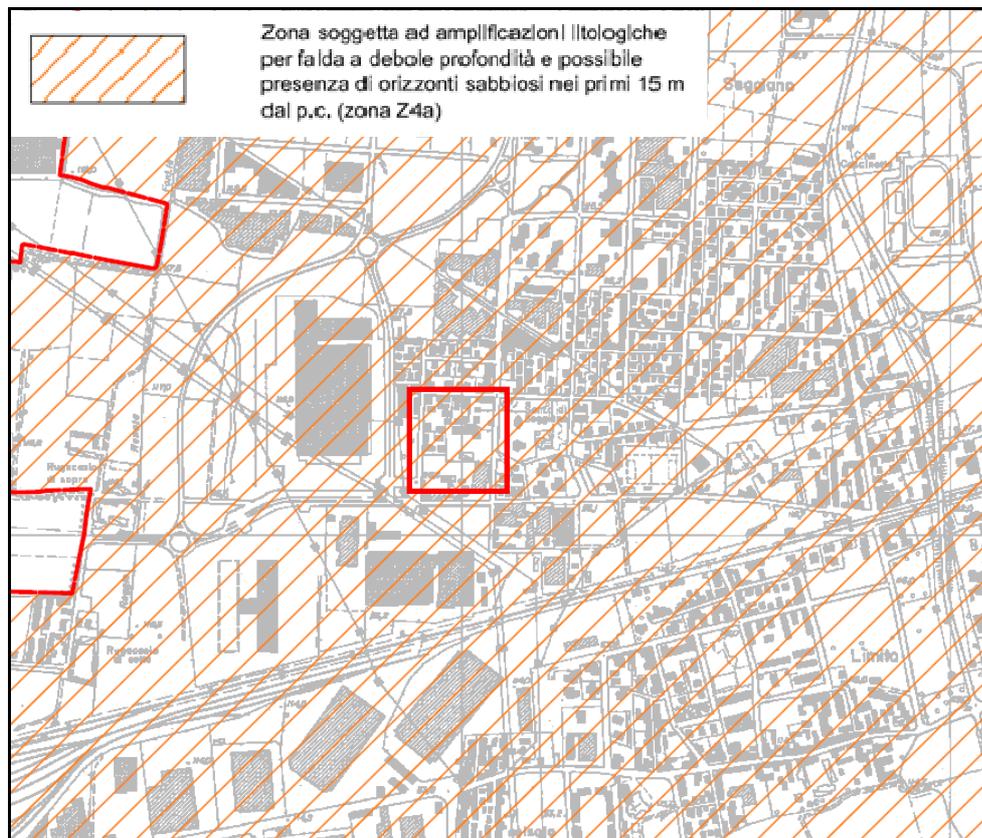


Figura 1: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. IX/2616/2011) per il territorio comunale di Pioltello con ubicazione dell'area in esame.

2.1 Analisi sismica di secondo livello

L'analisi di secondo livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, ovvero è stato "quantificato" l'effetto delle condizioni litostratigrafiche locali in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto. La procedura prevede il confronto del valore di Fa caratteristico dell'area (Fa_sito - FAC) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita (detto "di soglia" - FAS), contenuto in un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia.

Nella determinazione dei valori di Fa si è fatto riferimento a quanto specificato nell'Allegato 5 della D.g.r. IX/2616/2011.

Per il Comune di Pioltello i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s e per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

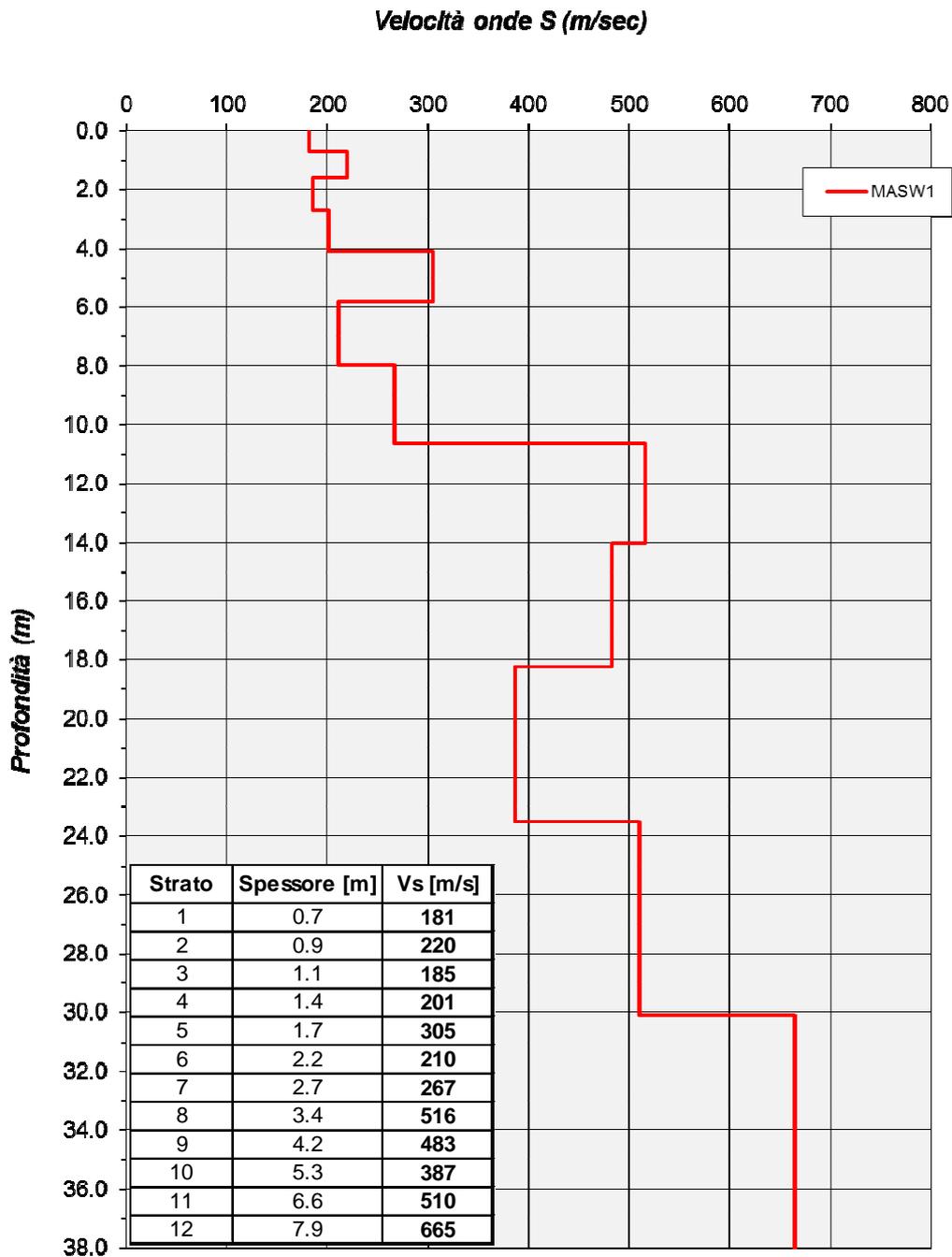
| Fa_Soglia - FAS | | | | |
|------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| <i>Intervallo</i> | <i>Suolo B</i> | <i>Suolo C</i> | <i>Suolo D</i> | <i>Suolo E</i> |
| 0.1-0.5 | 1.4 | 1.8 | 2.2 | 2.0 |
| 0.5-1.5 | 1.7 | 2.4 | 4.2 | 3.1 |

Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Pioltello - Regione Lombardia.

Stima degli effetti litologici

Nella stima e nell'attendibilità degli effetti litologici propri dell'area in esame, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una specifica campagna di indagini geofisiche che si è concretizzata con l'esecuzione di n. 1 linea sismica tipo MASW.

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde all'attuale piano campagna su cui è stata eseguita la prova).



Sulla base dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che, nel caso specifico, risulta essere quella "limoso-sabbiosa2".

All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale superiore a 250 m/s (media dei primi 4-5 m del profilo V_s -z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 3, caratterizzata dalla seguente equazione:

| Curva | $0.05 < T \leq 0.40$ s | $0.40 < T \leq 1.00$ s |
|----------|---|--|
| 3 | $F_{a0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$ | $F_{a0.1-0.5} = 1.58 - 0.24 \ln T$ |

mentre per l'intervallo 0.5-1.5 s la curva di riferimento ha la seguente espressione:

$$F_{a0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

in cui T è il periodo proprio del sito, calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con $V_s > 750-800$ m/s). Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nella prova MASW.

Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

| ID | Scheda | Periodo T_0 | Fa (0.1-0.5) | Fa (0.5-1.5) |
|--------------|------------------|---------------|--------------|--------------|
| Area1 | Limoso-sabbiosa2 | 0.42 s | 1.8 | 1.4 |

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 17.01.2018, sulla base del valore di $V_{s,eq}$. Poiché il bedrock sismico è posto oltre i 30 m dal piano fondazionale, ai sensi delle NTC18 il valore di $V_{s,eq}$ coincide con il valore di $V_{s,30}$.

| Quota da p.c. | $V_{S,eq} = V_{S,30}$ [m/s] | Categoria sottosuolo |
|---------------|-----------------------------|----------------------|
| -2.5 m | 377.9 | B |
| -3.0 m | 386.8 | B |

In *tabella 2* si effettua il confronto tra i valori di Fa proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore Fa di soglia, da cui emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica non è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 0.5 s (FAC>FAS), mentre risulta sufficiente per le strutture con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 s (FAC<FAS).

| Area | Cat. Sottosuolo | Fa (0.1-0.5) | | Verifica | Fa (0.5-1.5) | | Verifica |
|------|--------------------|--------------|---------|----------|--------------|---------|----------|
| | | FAC | FAS | | FAC | FAS | |
| 1 | B | 1.8 | 1.4+0.1 | No | 1.4 | 1.7+0.1 | Si |

Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

La norma (D.g.r. n. IX/2616) prevede, se il fattore Fa di sito è superiore a quello di soglia, di utilizzare la categoria di sottosuolo superiore fino alla verifica $Fa_{\text{sito}} \leq Fa_{\text{soglia}}(+0.1)$.

Tale condizione, per un periodo della struttura compreso tra 0.1 e 0.5 s viene raggiunta utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo C.

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2 e 3 del D.M. 17.01.2018* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione rappresenta il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto del suolo.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso = II;**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 50$ anni ($C_U = 1.0$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.488541 - Long 9.320695] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

| | P_{VR} | T_R | a_g | F_O | T_C* |
|------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| | | [anni] | [g/10] | | [s] |
| SLO | 81% | 30 | 0.213 | 2.548 | 0.1800 |
| SLD | 63% | 50 | 0.273 | 2.538 | 0.2000 |
| SLV | 10% | 475 | 0.586 | 2.628 | 0.2824 |
| SLC | 5% | 975 | 0.728 | 2.648 | 0.2951 |

- Per strutture con periodo proprio $T_0 \leq 0.5s$: Categoria di sottosuolo = C, categoria topografica = T1 ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

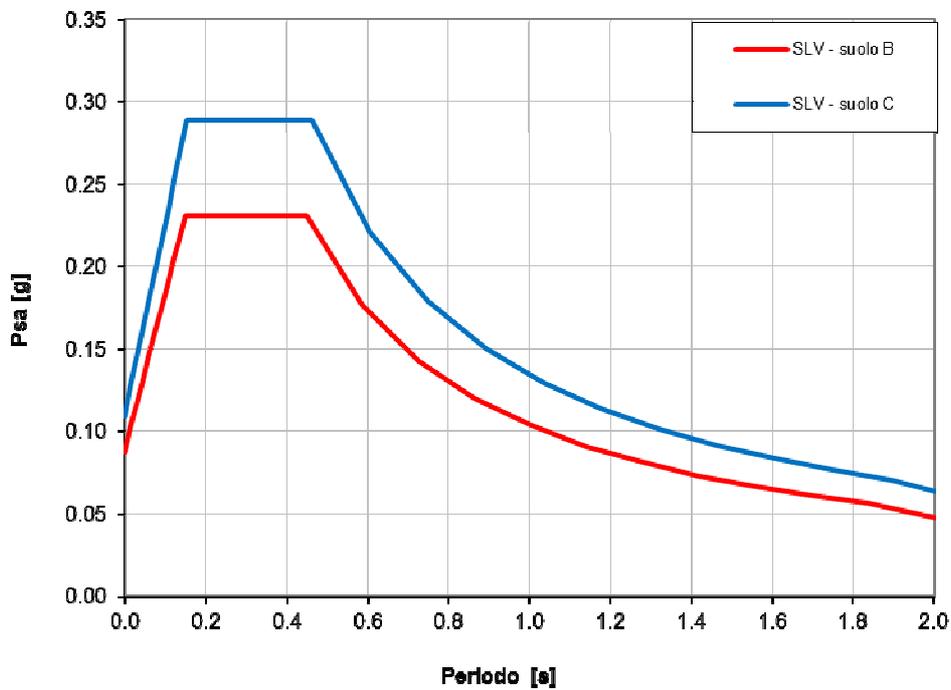
| | S_s | C_c | S | T_B | T_C | T_D |
|------------|----------------------|----------------------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | [s] | [s] | [s] |
| SLO | 1.50 | 1.85 | 1.50 | 0.11 | 0.33 | 1.69 |
| SLD | 1.50 | 1.79 | 1.50 | 0.12 | 0.36 | 1.71 |
| SLV | 1.50 | 1.59 | 1.50 | 0.15 | 0.45 | 1.83 |
| SLC | 1.50 | 1.57 | 1.50 | 0.15 | 0.46 | 1.89 |

- Per strutture con periodo proprio $T_0 > 0.5s$: Categoria di sottosuolo = B, categoria topografica = T1 ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

| | S_s | C_c | S | T_B | T_C | T_D |
|------------|----------------------|----------------------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | [s] | [s] | [s] |
| SLO | 1.20 | 1.55 | 1.20 | 0.09 | 0.28 | 1.69 |

| | | | | | | |
|------------|------|------|------|------|------|------|
| SLD | 1.20 | 1.52 | 1.20 | 0.10 | 0.30 | 1.71 |
| SLV | 1.20 | 1.42 | 1.20 | 0.13 | 0.40 | 1.83 |
| SLC | 1.20 | 1.40 | 1.20 | 0.14 | 0.41 | 1.89 |

In *figura 2* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).



*Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite SLV
Categoria sottosuolo B e C.*

2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $<0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$;

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.070 - 0.088g$ ($a_{max} = a_g * S$ – tabelle riportate nel paragrafo precedente);

Poiché il valore di a_{max} risulta inferiore a $0.10g$ (condizione di esclusione prevista dalle NTC08 e NTC18), si può assumere che **i terreni che costituiscono l'area in esame non sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.**

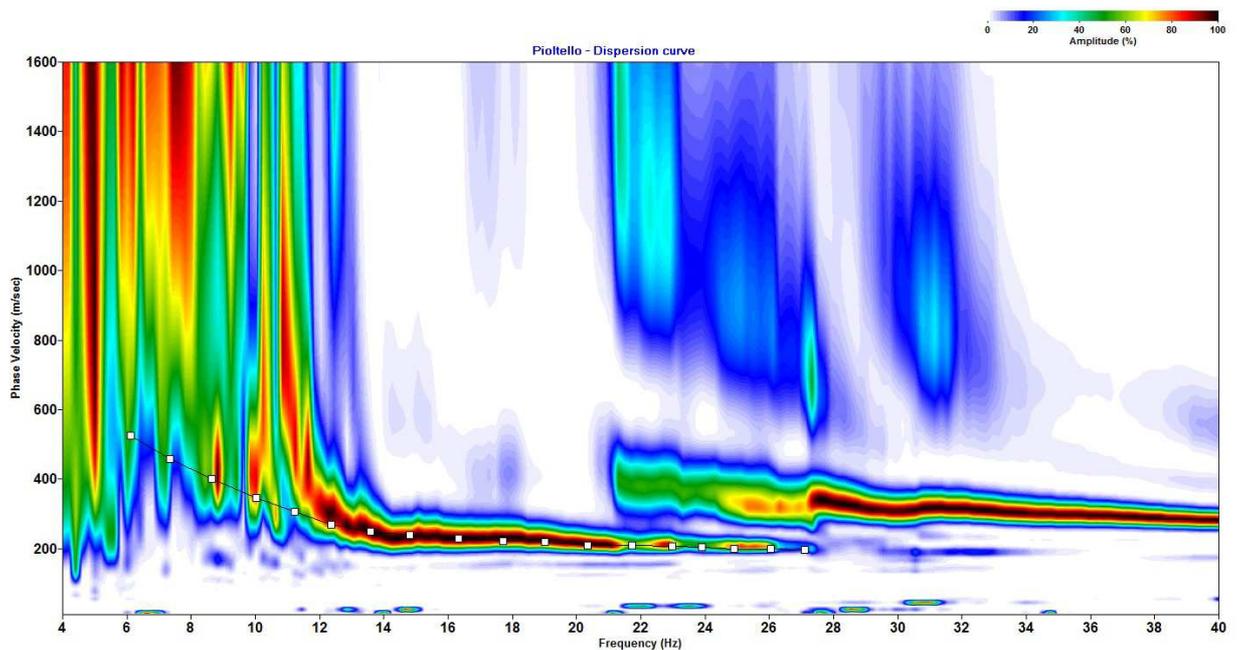
Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.5 m, Sorgente = 6-12 m, $T_S= 1$ msec, $T_L=2$ sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.5 m, $T_S= 4$ msec, $T_L=30$ sec.



CURVA DI DISPERSIONE



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, per la ricostruzione del modello geologico e geotecnico locale ci si è avvalsi dei risultati di n. 14 prove penetrometriche dinamiche di tipo superpesante (DPSH), spinte ad una profondità massima di ca. 11.5 m da piano campagna (quota minima alla quale le prove sono giunte a rifiuto) e n. 2 prove penetrometriche eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT) fino ad una profondità massima di circa 3.5 m (anche in questo caso sino al raggiungimento del rifiuto strumentale).

L'ubicazione delle indagini e la documentazione fotografica sono rispettivamente riportate in *Allegato 8* e *Allegato 10*.

Prove penetrometriche dinamiche (SCPT)

L'indagine mediante penetrometro dinamico prevede l'infissione di una punta attraverso massa battente che esercita una energia costante per tratti consecutivi di 30 cm. Durante la prova vengono misurati il numero di colpi (N_p) necessari alla penetrazione della punta; le caratteristiche tecniche dell'attrezzatura impiegata sono le seguenti:

- Peso massa battente (Maglio) $M = 73 \text{ Kg}$
- Altezza di caduta libera del maglio $H = 0,75 \text{ m}$
- Punta conica: diametro $D_p = 50,8 \text{ mm}$ angolo apertura $= 60^\circ$
- Aste: peso $= 4,6 \text{ Kg/m}$

La documentazione allegata comprende copia delle letture delle grandezze registrate a campagna (N_p).

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (N_{spt}), i valori di N_p misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate. Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi N_{spt} (normalizzati al 60%) e i dati N_p (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

$$N_{spt} (60\%) = C \cdot N_p (60\%)$$

In cui

C=1.5-2.0 Terreni con ghiaie

C=2.0-2.8 Terreni sabbiosi

C=2.8-4.0 Argille +/- limose

In fase di rielaborazione, tuttavia, i risultati sono stati rivisti in modo critico: è bene non scordare, infatti, i limiti operativi dello strumento e la possibilità di errore insita nella misura dei valori di N_p , soprattutto nel caso di ghiaie a granulometria grossolana che possono produrre valori ben più elevati della effettiva resistenza del terreno.

Per quanto concerne l'esecuzione delle prove, si rammenta che l'utilizzo del rivestimento nella prova S.C.P.T. serve essenzialmente a ridurre l'attrito sulla batteria delle aste nel caso di terreni coesivi: non esiste in letteratura una correlazione ufficialmente adottata fra il numero di colpi di punta e di rivestimento misurati e la litologia degli strati attraversati. Pertanto, sebbene l'indagine penetrometrica tipo S.C.P.T. fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni attraversati non trovano in letteratura un supporto scientifico e derivano soprattutto dal tipo di risposta allo strumento adottato.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (terreni incoerenti) sono i seguenti (successivamente rivisti in modo critico):

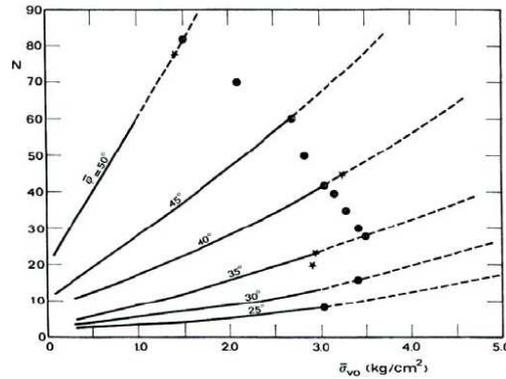
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo fondamentale parametro sono stati utilizzati i seguenti metodi, confrontandone i risultati:

SHIOI & FUKUNI o "Road Bridge Specification" (1982), valido per tutti i tipi di suolo, in cui l'angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

DE MELLO (1971): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava da un grafico in funzione di N_{spt} e σ_{vo} [kg/cm²].



MALCEV (1964): questa correlazione è valida per i terreni sabbiosi e per qualsiasi profondità, tranne che per i primi 2 m sotto il piano campagna. L'angolo è funzione del numero di colpi e della pressione litostatica efficace, valutata in kg/cm².

$$\phi = 20 - 5 \cdot \log(\sigma_v') + 3,73 \cdot \log(N_{spt})$$

DENSITÀ RELATIVA DR.

Sono stati utilizzati in modo integrato i metodi di *Gibbs e Holtz (1957)*, di *Schultze e Mezenback (1961)* e di *Skempton (1986)*.

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

È stato calcolato attraverso diversi metodi, confrontati tra loro criticamente:

BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di *N_{spt}*

- Per *N_{spt}* = 4 $E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$
- Per *N_{spt}* = 10 $E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$
- Per *N_{spt}* = 30 $E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$
- Per *N_{spt}* = 60 $E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$

D'APOLLONIA ET AL.: questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo di Young senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di *E* con la profondità.

- Per ghiaia + sabbia $E = 7,71 * N_{spt} + 191$
- Per sabbia SC $E = 10,63 * N_{spt} + 375$

WEBB: questa correlazione è valida solo per le sabbie sotto falda e per le sabbie con fine plastico:

$$\begin{array}{ll} \text{Per sabbia satura} & E = 4,87 * N_{spt} + 73 \\ \text{Per sabbia con fine plastico} & E = 3,22 * N_{spt} + 16 \end{array}$$

SCHMERTMANN (1978): Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica:

$$E \text{ (t/mq)} = 2 \times B \times N_{spt}$$

con

N_{spt} = numero di colpi medio nello strato.

B = costante variabile in funzione della litologia

SCHULTZE e MENZEBACH: Definisce il valore del modulo di deformazione non considerando l'influenza della pressione efficace, che porta, a parità di N_{spt} , ad una diminuzione di E con la profondità:

$$E \text{ (kg/cmq)} = 5.27 \times N_{spt} + 76$$

Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT)

L'indagine mediante penetrometro statico consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno.

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta che agisce in modo alternato sulla punta e su un manicotto collegato: la prova è quindi discontinua e le misure di resistenza sono eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Sulle aste è stato installato un dispositivo (anello allargatore) per ridurre l'effetto dell'attrito del terreno e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

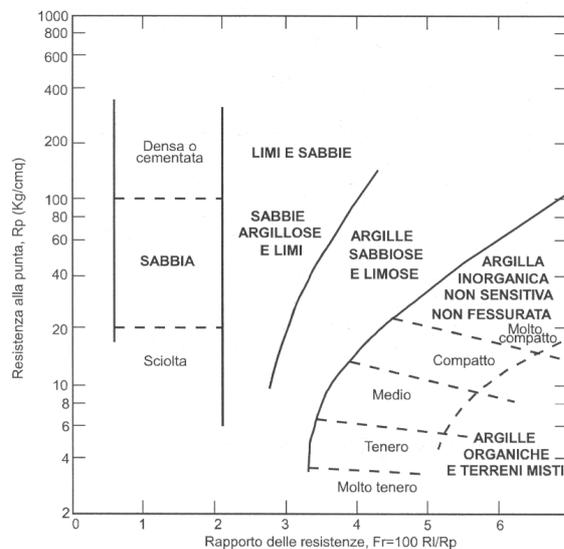
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la R_l tot, ovvero la resistenza complessiva all'avanzamento della punta e del manicotto di dimensioni note.

La documentazione allegata comprende sia copia delle letture eseguite direttamente dallo strumento penetrometrico, sia i grafici secondo le seguenti coppie di valori:

- R_p (o q_c) / profondità;
- R_l / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/R_l è stato possibile risalire con una certa approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Schmertmann (1978); quest'ultimo considera come indicativo della litologia il rapporto fra la resistenza alla punta ed il rapporto F_r (figura seguente).



Tuttavia, si rammenta che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni di tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche sono state assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT e avendo individuato una successione di terreni incoerenti, si è proceduto al calcolo dell'angolo di attrito interno (ϕ), della densità relativa (D_r) e del modulo di deformazione (E).

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo parametro sono stati utilizzati differenti metodi in cui l'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace, successivamente confrontati fra loro; in particolare:

Metodo di CAQUOT:
$$\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di KOPPEJAN:
$$\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

Metodo di DE BEER:
$$\phi = 5,9 + 4,76 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)$$

DENSITÀ RELATIVA D_r

Definisce il grado di addensamento dei terreni attraversati; sono stati utilizzati i seguenti metodi:

HARMAN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di sabbia e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = 34,36 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{12,3 \cdot \sigma'_v{}^{0,7}}\right)$$

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

SCHMERTMANN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v$$

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica (Schmertmann)

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2,5 * R_p$$

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

È stato assunto un valore medio di γ_n caratteristico secondo dati di letteratura per il tipo di terreno osservato.

3.2 Modello geotecnico di riferimento

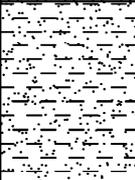
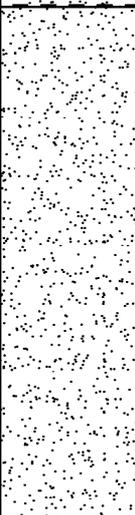
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) in fase di esecuzione delle prove in sito è stata rilevata acqua sotterranea alla profondità di 4.3 m, in accordo con le informazioni derivanti dallo studio geologico del PGT (non sono note le possibili oscillazioni piezometriche).

Sulla base delle prove eseguite è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

| | |
|----------------|--|
| Unità R | Si tratta di un orizzonte di alterazione superficiale (generalmente limitato a 1-1.5 m di profondità), in parte sostituito da materiale di riporto. |
| Unità A | Sotto l'orizzonte di alterazione e/o di riporto più superficiali, si riconosce un deposito di spessore variabile, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 25^\circ-27^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 100-120 \text{ kg/cm}^2$. Localmente (sulle verticali n. 12 e 14), si rilevano lenti di terreno di pessima qualità geotecnica (probabilmente associate a una matrice poco addensata o di scarsa consistenza) fino a ca. 2 m di profondità, incompatibile quale terreno di fondazione per le opere in progetto. |
| Unità B | Si tratta di un deposito incoerente (a matrice sabbiosa) da poco a mediamente addensato e di discrete proprietà geotecniche, con un angolo d'attrito $\Phi = 28^\circ-29^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 150-180 \text{ kg/cm}^2$. |
| Unità C | Oltre ca. 8-9 m di profondità, si registra un incremento dei valori penetrometrici, i quali descrivono il passaggio ad un orizzonte granulare più grossolano e/o meglio addensato ($\Phi = 29^\circ-31^\circ$; $E = 190-220 \text{ kg/cm}^2$). |

Il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione è rappresentato nella seguente figura.

| Profondità (m) | Colonna stratigrafica | Descrizione | Modulo edometrico coesivi (kg/cmq) | Modulo di Young (kg/cmq) | Peso di volume naturale (t/mc) | Coesione non drenata (kg/cmq) | Angolo di attrito (°) |
|----------------|---|--|------------------------------------|--------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| 1.00 |  | Unità R: Materiale di riporto e/o di alterazione | nc | nc | 1.6 | nc | nc |
| 3.00 |  | Unità A: Limo sabbioso | nc | 100 | 1.8 | nc | 26 |
| 8.50 |  | Unità B: Sabbia da poco a mediamente addensata | nc | 150 | 1.8 | nc | 28 |
| 11.50 |  | Unità C: Ghiaia sabbiosa | nc | 200 | 1.8 | nc | 30 |
| | | | | | | | |

3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione

Le vigenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 17.01.2018). Nel corso della verifica di cui al presente studio, si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 17.01.2018.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del sistema terreno-fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata valutata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando le seguenti strutture di fondazione:

FONDAZIONE N. 1 – Struttura nastriforme posata entro l'**Unità A** (evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte vegetale/di riporto superficiale di scadenti caratteristiche geotecniche) a una profondità di almeno 1 m e un incastro ("D") pari a 0.6 m.

NOTA 1: In fase esecutiva la D.L. dovrà accertare che lo scavo di fondazione raggiunga i depositi dell'unità A, evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione superficiale (generalmente limitato al primo metro di profondità) ed eventuali riporti di scadenti caratteristiche geotecniche; qualora la profondità di affioramento dei depositi dell'unità A fosse eccessiva per le esigenze progettuali, potranno essere adottati circostanziati interventi di bonifica geotecnica, rimuovendo i terreni indesiderati superficiali e riportando, sino alla quota di imposta delle fondazioni, materiali di adeguate caratteristiche, uniformando l'intero sedime di fondazione per evitare comportamenti differenziali dell'edificio. Particolare attenzione dovrà essere posta soprattutto nella zona delle prove 12 e 14, in cui è stata rilevata la presenza di terreno di scadenti caratteristiche fino a ca. 2 m di profondità.

FONDAZIONE N. 2 – Struttura nastriforme associata a un piano interrato o seminterrato

oltre 3 m di profondità, posata entro l'**Unità B** con un incastro ("D") pari a 0.6 m.

NOTA 2: Si rammenta la presenza di acqua di falda rilevata a profondità media di circa 4 m, di cui non sono note le possibili oscillazioni piezometriche. Considerate le escursioni piezometriche a cui la falda può essere soggetta (stagionali o pluriennali), e i fenomeni potenzialmente associati alle acque sotterranee (ad esempio la risalita igroscopica), si suggerisce, per i volumi interrati oltre una certa profondità, l'adozione di specifici interventi di impermeabilizzazione.

NOTA 3: Per entrambe le ipotesi di fondazione sopra indicate, si precisa che non dovranno essere confusi la profondità di posa (rispetto al piano campagna) e l'"incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " γ_D " (nell'espressione polinomia della formula di capacità portante); quest'ultimo esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti sopra il piano di posa della struttura. Sarà quindi necessario valutare la presenza di eventuali piani interrati, massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione, i quali concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante.

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo LOADCAP), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c, N_q, N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c, s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3), riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II del citato D.M. 17.01.2018 (NTC2018).

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 2**, costituito dalla seguente combinazione $1+2+3$.

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$R_d/E_d \geq 1$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

**STATI LIMITE ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA'
PORTANTE**

FONDAZIONE N. 1 - IPOTESI PROGETTUALE

Tipologia di fondazione = Nastriforme
Incastro minimo della fondazione nei terreni (D) = 0.6 m
Terreni di fondazione = *Unità A* (*)

(*) Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte superficiale di alterazione e/o di riporto di scadenti caratteristiche geotecniche.

Approccio 2 (A1+M1+R3)

coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$; $\gamma_R = 2.3$

La resistenza R_d del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ è:

| FONDAZIONE NASTRIFORME | | | | | | | | |
|------------------------|--------|----------------------------------|-----------------|------------|---|--------------------------|-----------------------------|------------|
| B [cm] | L [cm] | q_{lim} [kg*cm ⁻²] | q_{lim} [kPa] | γ_R | q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²] | q_{lim}/γ_R [kPa] | Rd [kg*10 ³]/ml | Rd [kN]/ml |
| 80 | 100 | 2,18 | 213,78 | 2,3 | 0,95 | 92,95 | 7,58 | 74,36 |
| 100 | 100 | 2,39 | 234,38 | 2,3 | 1,04 | 101,90 | 10,39 | 101,90 |
| 120 | 100 | 2,59 | 253,99 | 2,3 | 1,13 | 110,43 | 13,51 | 132,52 |
| 150 | 100 | 2,90 | 284,39 | 2,3 | 1,26 | 123,65 | 18,91 | 185,47 |

FONDAZIONE N. 2 (piano interrato) - IPOTESI PROGETTUALE

Tipologia di fondazione = Nastriforme
Profondità **minima** del piano di posa = 3.60 m
Incastro **minimo** della fondazione nei terreni (D) rispetto al volume interrato = **0.6 m**
Terreni di fondazione = *Unità B*

Approccio 2 (A1+M1+R3)

coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$; $\gamma_R = 2.3$

La resistenza R_d del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ è:

| B [cm] | L [cm] | q_{lim} [kg*cm ⁻²] | q_{lim} [kPa] | γ_R | q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²] | q_{lim}/γ_R [kPa] | Rd [kg*10 ³]/ml | Rd [kN]/ml |
|--------|--------|----------------------------------|-----------------|------------|---|--------------------------|-----------------------------|------------|
| 80 | 100 | 3,01 | 295,18 | 2,3 | 1,31 | 128,34 | 10,47 | 102,67 |
| 100 | 100 | 3,27 | 320,68 | 2,3 | 1,42 | 139,42 | 14,22 | 139,42 |
| 120 | 100 | 3,49 | 342,25 | 2,3 | 1,52 | 148,81 | 18,21 | 178,57 |
| 150 | 100 | 3,77 | 369,71 | 2,3 | 1,64 | 160,74 | 24,59 | 241,12 |

STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 1- combinazione 2 per le varie tipologie fondazionali, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (programma di calcolo QSB2), la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nelle seguenti tabelle:

| FONDAZIONE NASTRIFORME N. 1 | | | | | | |
|------------------------------------|---------------|---|--|----------------------------------|-------------------|-----------------------------|
| B [cm] | L [cm] | q_{lim}/γ_R [kg*cm⁻²] | q_{lim}/γ_R [kPa] | Ed [kg*10³]/ml | Ed [kN]/ml | Cedimento S (mm) |
| 80 | 100 | 0,95 | 92,95 | 7,58 | 74,36 | 11-13 |
| 100 | 100 | 1,04 | 101,90 | 10,39 | 101,90 | 15-18 |
| 120 | 100 | 1,13 | 110,43 | 13,51 | 132,52 | 18-20 |
| 150 | 100 | 1,26 | 123,65 | 18,91 | 185,47 | 22-24 |

| FONDAZIONE NASTRIFORME N. 2 (piano interrato) | | | | | | |
|--|---------------|---|--|----------------------------------|-------------------|-----------------------------|
| B [cm] | L [cm] | q_{lim}/γ_R [kg*cm⁻²] | q_{lim}/γ_R [kPa] | Ed [kg*10³]/ml | Ed [kN]/ml | Cedimento S (mm) |
| 80 | 100 | 1,31 | 128,34 | 10,47 | 102,67 | 6-8 |
| 100 | 100 | 1,42 | 139,42 | 14,22 | 139,42 | 9-11 |
| 120 | 100 | 1,52 | 148,81 | 18,21 | 178,57 | 11-13 |
| 150 | 100 | 1,64 | 160,74 | 24,59 | 241,12 | 14-16 |

Nel calcolo dei cedimenti della fondazione n. 2, è già stato considerato l'effetto determinato dal peso del terreno rimosso per la realizzazione del piano interrato, il quale ha agito da carico di pre-consolidazione sul piano di posa della fondazione (effetto "galleggiamento" o "flottazione"): ipotizzando un peso di volume del terreno pari ad almeno 1.8 t/m³, ogni metro di interramento ridurrà, infatti, di circa 0.18 kg/cm² il carico effettivamente responsabile del consolidamento del terreno.

Va tuttavia ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

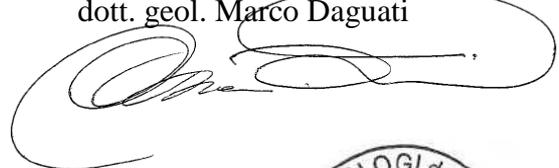
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno, e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Nel caso di carichi eccentrici agenti sulla fondazione, dovrà essere debitamente valutata la riduzione delle prestazioni geotecniche che da essi può derivare.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi della normativa vigente), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
4. Rammentando la presenza di un orizzonte superficiale di scadenti caratteristiche geotecniche (*Unità R*) che localmente si sviluppa sino a circa 2 m di profondità, sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni si attestino entro l'Unità A; qualora la profondità fosse eccessiva rispetto alle esigenze geometriche o strutturali, sarà possibile ricorrere a circostanziati interventi di bonifica geotecnica, rimuovendo il materiale indesiderato superficiale e riportandone altro di caratteristiche adeguate sino a uniformare l'intero sedime di fondazione.
5. Si ricorda, infine, che in fase di esecuzione delle prove in sito, è stata rilevata una soggiacenza di falda pari a 4.3 m dall'attuale piano campagna potenzialmente soggetta a escursioni piezometriche o a risalita igroscopica: nel caso di volumi interrati si suggerisce l'adozione di adeguati sistemi di impermeabilizzazione.

Codogno, 28.06.2018

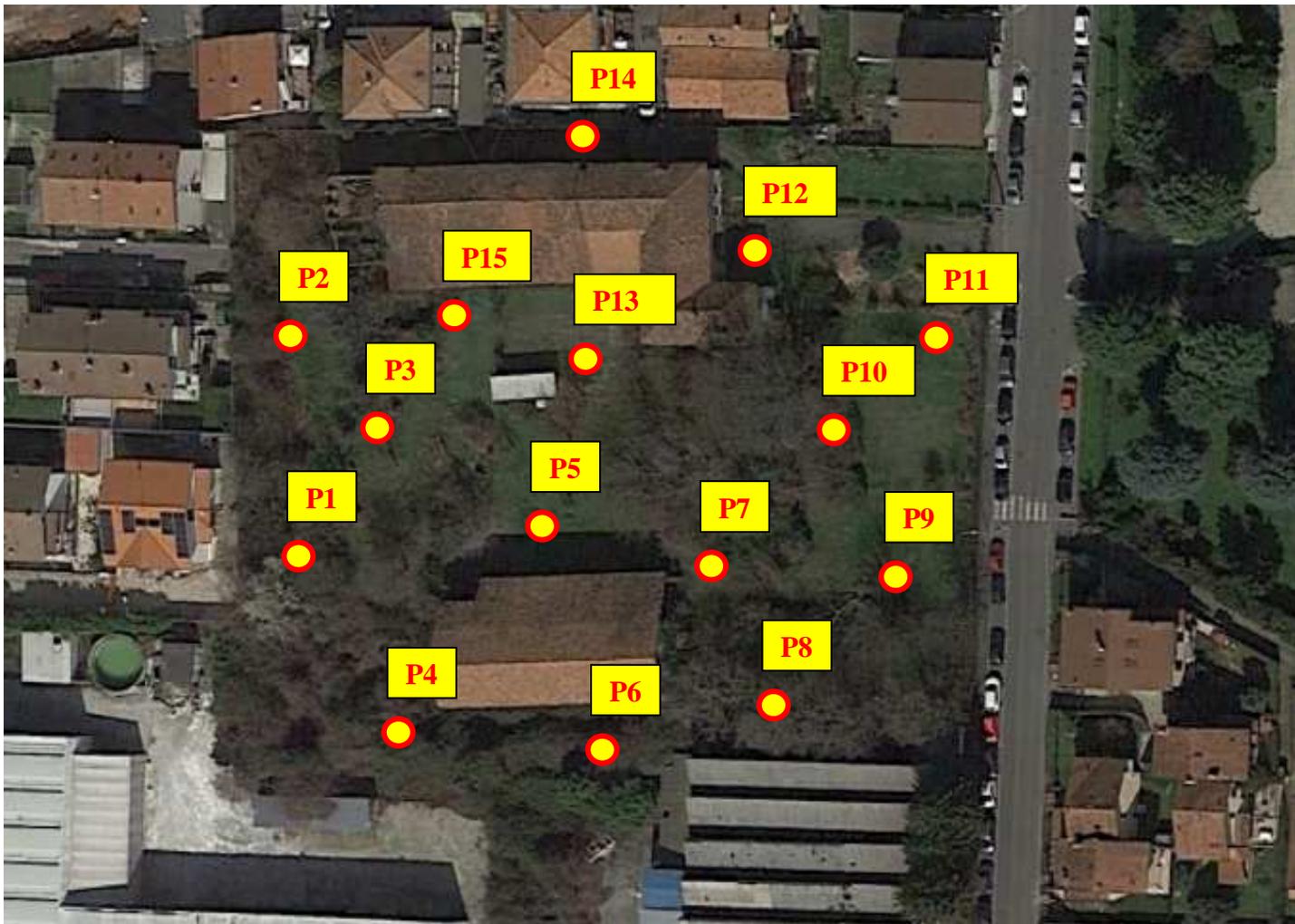
GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
dott. geol. Marco Daguati



ALLEGATO 8 – Ubicazione dell'indagine



Prove penetrometriche e relativa numerazione



ALLEGATO 9 – Prove penetrometriche
REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DI TIPO SUPERPESANTE (DPSH)

| DPSH P.1 | | DPSH P.2 | | DPSH P.3 | | DPSH P.4 | | DPSH P.5 | | Unità geotecniche |
|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-------------------|
| Prof. (m) | Nscept | |
| 0,3 | 5 | 0,3 | 4 | 0,3 | 3 | 0,3 | 2 | 0,3 | 5 | Unità R |
| 0,6 | 6 | 0,6 | 5 | 0,6 | 5 | 0,6 | 4 | 0,6 | 7 | |
| 0,9 | 6 | 0,9 | 5 | 0,9 | 4 | 0,9 | 3 | 0,9 | 6 | |
| 1,2 | 5 | 1,2 | 4 | 1,2 | 6 | 1,2 | 5 | 1,2 | 8 | |
| 1,5 | 6 | 1,5 | 6 | 1,5 | 6 | 1,5 | 6 | 1,5 | 9 | |
| 1,8 | 11 | 1,8 | 8 | 1,8 | 7 | 1,8 | 6 | 1,8 | 8 | Unità A |
| 2,1 | 9 | 2,1 | 8 | 2,1 | 8 | 2,1 | 8 | 2,1 | 10 | |
| 2,4 | 11 | 2,4 | 14 | 2,4 | 12 | 2,4 | 11 | 2,4 | 12 | Unità B |
| 2,7 | 13 | 2,7 | 13 | 2,7 | 13 | 2,7 | 13 | 2,7 | 16 | |
| 3,0 | 12 | 3,0 | 17 | 3,0 | 13 | 3,0 | 10 | 3,0 | 13 | |
| 3,3 | 19 | 3,3 | 15 | 3,3 | 12 | 3,3 | 12 | 3,3 | 13 | |
| 3,6 | 25 | 3,6 | 16 | 3,6 | 21 | 3,6 | 14 | 3,6 | 14 | |
| 3,9 | 28 | 3,9 | 21 | 3,9 | 27 | 3,9 | 18 | 3,9 | 16 | |
| 4,2 | 21 | 4,2 | 33 | 4,2 | 25 | 4,2 | 20 | 4,2 | 20 | |
| 4,5 | 19 | 4,5 | 26 | 4,5 | 32 | 4,5 | 19 | 4,5 | 19 | |
| 4,8 | 22 | 4,8 | 24 | 4,8 | 24 | 4,8 | 17 | 4,8 | 23 | |
| 5,1 | 16 | 5,1 | 12 | 5,1 | 15 | 5,1 | 15 | 5,1 | 20 | |
| 5,4 | 14 | 5,4 | 13 | 5,4 | 17 | 5,4 | 12 | 5,4 | 11 | |
| 5,7 | 10 | 5,7 | 9 | 5,7 | 13 | 5,7 | 11 | 5,7 | 12 | |
| 6,0 | 12 | 6,0 | 10 | 6,0 | 9 | 6,0 | 12 | 6,0 | 14 | |
| 6,3 | 9 | 6,3 | 8 | 6,3 | 10 | 6,3 | 13 | 6,3 | 12 | |
| 6,6 | 10 | 6,6 | 10 | 6,6 | 9 | 6,6 | 15 | 6,6 | 13 | |
| 6,9 | 11 | 6,9 | 13 | 6,9 | 8 | 6,9 | 14 | 6,9 | 15 | |
| 7,2 | 13 | 7,2 | 17 | 7,2 | 12 | 7,2 | 13 | 7,2 | 19 | |
| 7,5 | 16 | 7,5 | 14 | 7,5 | 18 | 7,5 | 16 | 7,5 | 21 | |
| 7,8 | 18 | 7,8 | 16 | 7,8 | 20 | 7,8 | 18 | 7,8 | 17 | |
| 8,1 | 22 | 8,1 | 15 | 8,1 | 17 | 8,1 | 20 | 8,1 | 18 | |
| 8,4 | 24 | 8,4 | 19 | 8,4 | 23 | 8,4 | 20 | 8,4 | 20 | Unità C |
| 8,7 | 25 | 8,7 | 24 | 8,7 | 26 | 8,7 | 18 | 8,7 | 27 | |
| 9,0 | 27 | 9,0 | 27 | 9,0 | 28 | 9,0 | 22 | 9,0 | 25 | |
| 9,3 | 24 | 9,3 | 30 | 9,3 | 34 | 9,3 | 25 | 9,3 | 38 | |
| 9,6 | 26 | 9,6 | 33 | 9,6 | Rif. | 9,6 | 28 | 9,6 | Rif. | |
| 9,9 | 29 | 9,9 | Rif. | 9,9 | | 9,9 | 26 | 9,9 | | |
| 10,2 | Rif. | 10,2 | | 10,2 | | 10,2 | 33 | 10,2 | | |
| 10,5 | | 10,5 | | 10,5 | | 10,5 | 41 | 10,5 | | |

| | | | | | | | | | | |
|------|--|------|--|------|--|------|------|------|--|--|
| 10,8 | | 10,8 | | 10,8 | | 10,8 | Rif. | 10,8 | | |
| 11,1 | | 11,1 | | 11,1 | | 11,1 | | 11,1 | | |
| 11,4 | | 11,4 | | 11,4 | | 11,4 | | 11,4 | | |
| 11,7 | | 11,7 | | 11,7 | | 11,7 | | 11,7 | | |

| DPSH P.6 | | DPSH P.8 | | DPSH P.9 | | DPSH P.10 | | DPSH P.11 | | Unità geotecniche |
|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|-------------------|
| Prof. (m) | Nsept | |
| 0,3 | 2 | 0,3 | 9 | 0,3 | 3 | 0,3 | 3 | 0,3 | 2 | Unità R |
| 0,6 | 4 | 0,6 | 11 | 0,6 | 3 | 0,6 | 5 | 0,6 | 4 | |
| 0,9 | 4 | 0,9 | 9 | 0,9 | 12 | 0,9 | 4 | 0,9 | 4 | |
| 1,2 | 5 | 1,2 | 7 | 1,2 | 16 | 1,2 | 10 | 1,2 | 5 | |
| 1,5 | 6 | 1,5 | 6 | 1,5 | 15 | 1,5 | 11 | 1,5 | 6 | Unità A |
| 1,8 | 7 | 1,8 | 5 | 1,8 | 9 | 1,8 | 12 | 1,8 | 5 | |
| 2,1 | 12 | 2,1 | 7 | 2,1 | 5 | 2,1 | 8 | 2,1 | 7 | |
| 2,4 | 19 | 2,4 | 14 | 2,4 | 9 | 2,4 | 7 | 2,4 | 6 | |
| 2,7 | 19 | 2,7 | 8 | 2,7 | 11 | 2,7 | 8 | 2,7 | 8 | Unità B |
| 3,0 | 10 | 3,0 | 6 | 3,0 | 10 | 3,0 | 11 | 3,0 | 10 | |
| 3,3 | 12 | 3,3 | 9 | 3,3 | 11 | 3,3 | 10 | 3,3 | 21 | |
| 3,6 | 23 | 3,6 | 22 | 3,6 | 9 | 3,6 | 16 | 3,6 | 25 | |
| 3,9 | 17 | 3,9 | 16 | 3,9 | 13 | 3,9 | 20 | 3,9 | 18 | |
| 4,2 | 14 | 4,2 | 13 | 4,2 | 12 | 4,2 | 17 | 4,2 | 21 | |
| 4,5 | 16 | 4,5 | 11 | 4,5 | 11 | 4,5 | 10 | 4,5 | 19 | |
| 4,8 | 16 | 4,8 | 15 | 4,8 | 11 | 4,8 | 9 | 4,8 | 16 | |
| 5,1 | 14 | 5,1 | 23 | 5,1 | 8 | 5,1 | 10 | 5,1 | 12 | |
| 5,4 | 11 | 5,4 | 18 | 5,4 | 7 | 5,4 | 9 | 5,4 | 13 | |
| 5,7 | 9 | 5,7 | 13 | 5,7 | 9 | 5,7 | 10 | 5,7 | 15 | |
| 6,0 | 12 | 6,0 | 11 | 6,0 | 10 | 6,0 | 11 | 6,0 | 12 | |
| 6,3 | 12 | 6,3 | 12 | 6,3 | 8 | 6,3 | 10 | 6,3 | 15 | |
| 6,6 | 13 | 6,6 | 9 | 6,6 | 11 | 6,6 | 12 | 6,6 | 10 | |
| 6,9 | 14 | 6,9 | 12 | 6,9 | 10 | 6,9 | 11 | 6,9 | 11 | |
| 7,2 | 12 | 7,2 | 10 | 7,2 | 14 | 7,2 | 13 | 7,2 | 13 | |
| 7,5 | 13 | 7,5 | 13 | 7,5 | 11 | 7,5 | 14 | 7,5 | 13 | |
| 7,8 | 16 | 7,8 | 17 | 7,8 | 13 | 7,8 | 12 | 7,8 | 14 | |
| 8,1 | 19 | 8,1 | 16 | 8,1 | 14 | 8,1 | 13 | 8,1 | 16 | |
| 8,4 | 22 | 8,4 | 20 | 8,4 | 14 | 8,4 | 14 | 8,4 | 18 | |
| 8,7 | 27 | 8,7 | 22 | 8,7 | 16 | 8,7 | 15 | 8,7 | 20 | |
| 9,0 | Rif. | 9,0 | 27 | 9,0 | 17 | 9,0 | 18 | 9,0 | 27 | Unità C |
| 9,3 | | 9,3 | 34 | 9,3 | 23 | 9,3 | 22 | 9,3 | 31 | |
| 9,6 | | 9,6 | 24 | 9,6 | 29 | 9,6 | 19 | 9,6 | 33 | |
| 9,9 | | 9,9 | 31 | 9,9 | 34 | 9,9 | 25 | 9,9 | 38 | |
| 10,2 | | 10,2 | 36 | 10,2 | 38 | 10,2 | 31 | 10,2 | Rif. | |

| | | | | | | | | | | |
|------|--|------|------|------|------|------|------|------|--|--|
| 10,5 | | 10,5 | 28 | 10,5 | 31 | 10,5 | 43 | 10,5 | | |
| 10,8 | | 10,8 | 30 | 10,8 | 42 | 10,8 | Rif. | 10,8 | | |
| 11,1 | | 11,1 | 35 | 11,1 | Rif. | 11,1 | | 11,1 | | |
| 11,4 | | 11,4 | 44 | 11,4 | | 11,4 | | 11,4 | | |
| 11,7 | | 11,7 | Rif. | 11,7 | | 11,7 | | 11,7 | | |

| DPSH P.12 | | DPSH P.13 | | DPSH P.14 | | DPSH P.15 | | Unità geotecniche |
|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|-------------------|
| Prof. (m) | Nscept | |
| 0,3 | 3 | 0,3 | 25 | 0,3 | 16 | 0,3 | 3 | Unità R |
| 0,6 | 3 | 0,6 | 9 | 0,6 | 19 | 0,6 | 4 | |
| 0,9 | 3 | 0,9 | 6 | 0,9 | 7 | 0,9 | 5 | Unità A |
| 1,2 | 2 | 1,2 | 6 | 1,2 | 2 | 1,2 | 5 | |
| 1,5 | 2 | 1,5 | 7 | 1,5 | 3 | 1,5 | 7 | |
| 1,8 | 3 | 1,8 | 10 | 1,8 | 3 | 1,8 | 10 | Unità B |
| 2,1 | 9 | 2,1 | 12 | 2,1 | 6 | 2,1 | 11 | |
| 2,4 | 10 | 2,4 | 11 | 2,4 | 7 | 2,4 | 13 | |
| 2,7 | 12 | 2,7 | 12 | 2,7 | 7 | 2,7 | 18 | |
| 3,0 | 15 | 3,0 | 13 | 3,0 | 6 | 3,0 | 22 | |
| 3,3 | 16 | 3,3 | 17 | 3,3 | 7 | 3,3 | 27 | |
| 3,6 | 23 | 3,6 | 20 | 3,6 | 14 | 3,6 | 24 | |
| 3,9 | 21 | 3,9 | 22 | 3,9 | 12 | 3,9 | 19 | |
| 4,2 | 13 | 4,2 | 13 | 4,2 | 15 | 4,2 | 16 | |
| 4,5 | 15 | 4,5 | 15 | 4,5 | 17 | 4,5 | 13 | |
| 4,8 | 12 | 4,8 | 18 | 4,8 | 19 | 4,8 | 15 | |
| 5,1 | 10 | 5,1 | 13 | 5,1 | 18 | 5,1 | 15 | |
| 5,4 | 9 | 5,4 | 12 | 5,4 | 15 | 5,4 | 9 | |
| 5,7 | 10 | 5,7 | 13 | 5,7 | 13 | 5,7 | 10 | |
| 6,0 | 13 | 6,0 | 13 | 6,0 | 10 | 6,0 | 11 | |
| 6,3 | 13 | 6,3 | 11 | 6,3 | 11 | 6,3 | 13 | |
| 6,6 | 12 | 6,6 | 12 | 6,6 | 13 | 6,6 | 15 | |
| 6,9 | 13 | 6,9 | 13 | 6,9 | 12 | 6,9 | 15 | |
| 7,2 | 14 | 7,2 | 15 | 7,2 | 14 | 7,2 | 17 | |
| 7,5 | 15 | 7,5 | 16 | 7,5 | 15 | 7,5 | 18 | |
| 7,8 | 12 | 7,8 | 14 | 7,8 | 20 | 7,8 | 18 | |
| 8,1 | 10 | 8,1 | 18 | 8,1 | 18 | 8,1 | 20 | Unità C |
| 8,4 | 13 | 8,4 | 20 | 8,4 | 23 | 8,4 | 24 | |
| 8,7 | 16 | 8,7 | 23 | 8,7 | 28 | 8,7 | 28 | |
| 9,0 | 22 | 9,0 | 27 | 9,0 | 34 | 9,0 | 33 | |
| 9,3 | 19 | 9,3 | 28 | 9,3 | 47 | 9,3 | 38 | |
| 9,6 | 24 | 9,6 | 32 | 9,6 | Rif. | 9,6 | 25 | |

Giardini Edili S.r.l.
Via Consacrazione, Pioltello (MI)

| | | | | | | | | |
|-------------|------|-------------|------|-------------|--|-------------|------|--|
| 9,9 | 28 | 9,9 | Rif. | 9,9 | | 9,9 | 21 | |
| 10,2 | 30 | 10,2 | | 10,2 | | 10,2 | 29 | |
| 10,5 | 34 | 10,5 | | 10,5 | | 10,5 | 34 | |
| 10,8 | 36 | 10,8 | | 10,8 | | 10,8 | Rif. | |
| 11,1 | 41 | 11,1 | | 11,1 | | 11,1 | | |
| 11,4 | 48 | 11,4 | | 11,4 | | 11,4 | | |
| 11,7 | Rif. | 11,7 | | 11,7 | | 11,7 | | |

PROFILI PENETROMETRICI

GEOLAMBDA

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

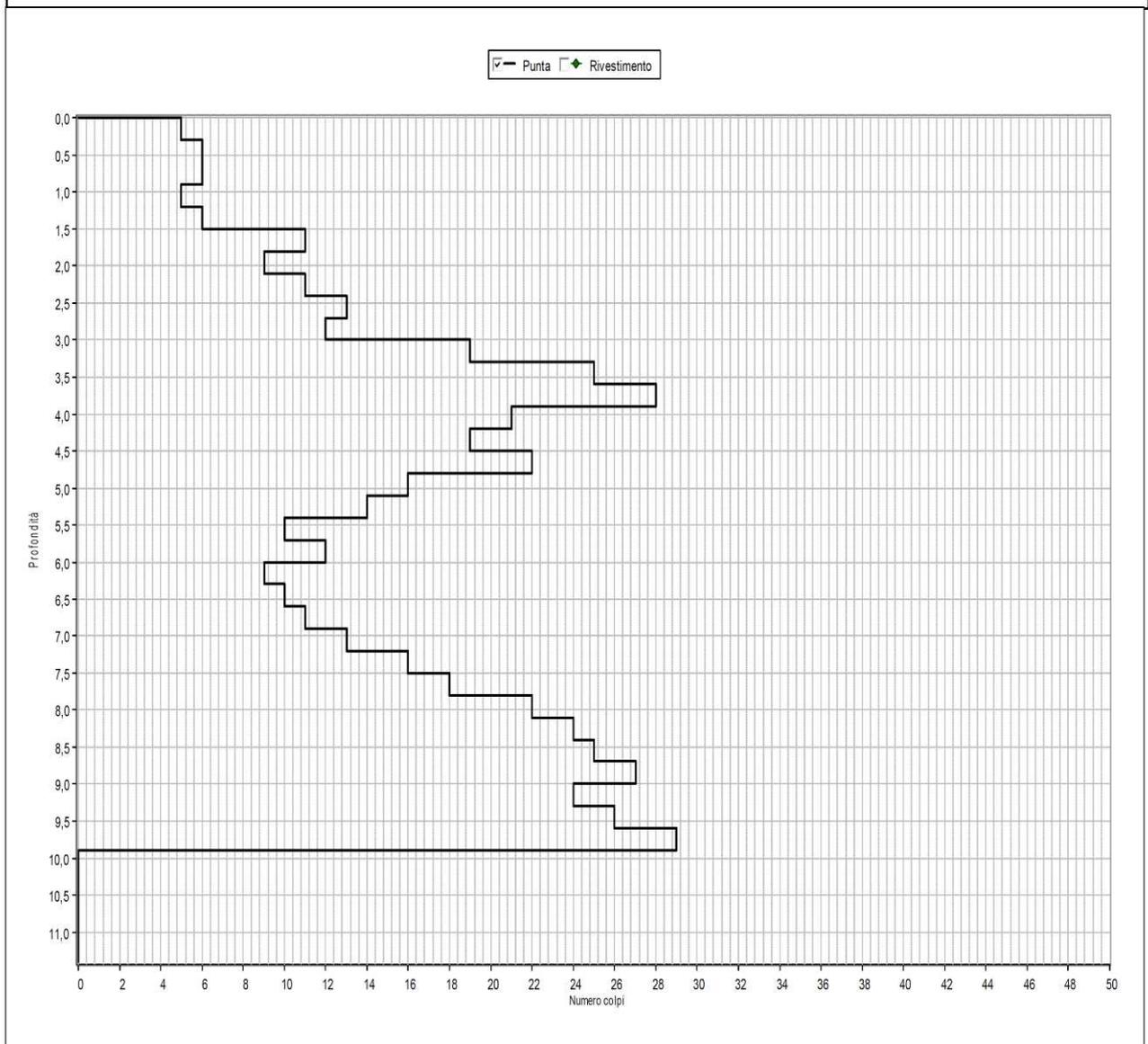
Via A.Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Engineering S.r.l.

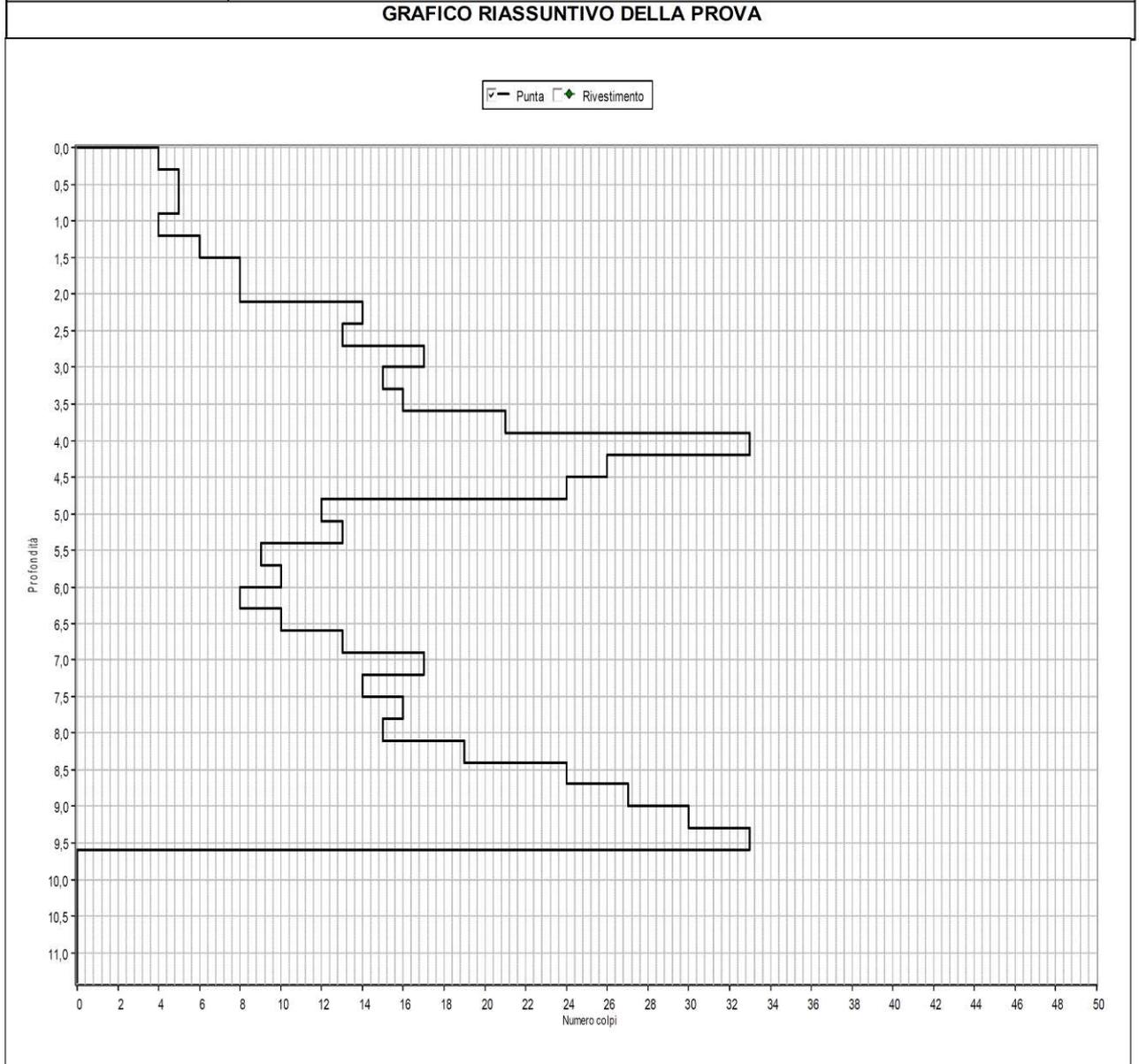
pag.1

| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 1 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA

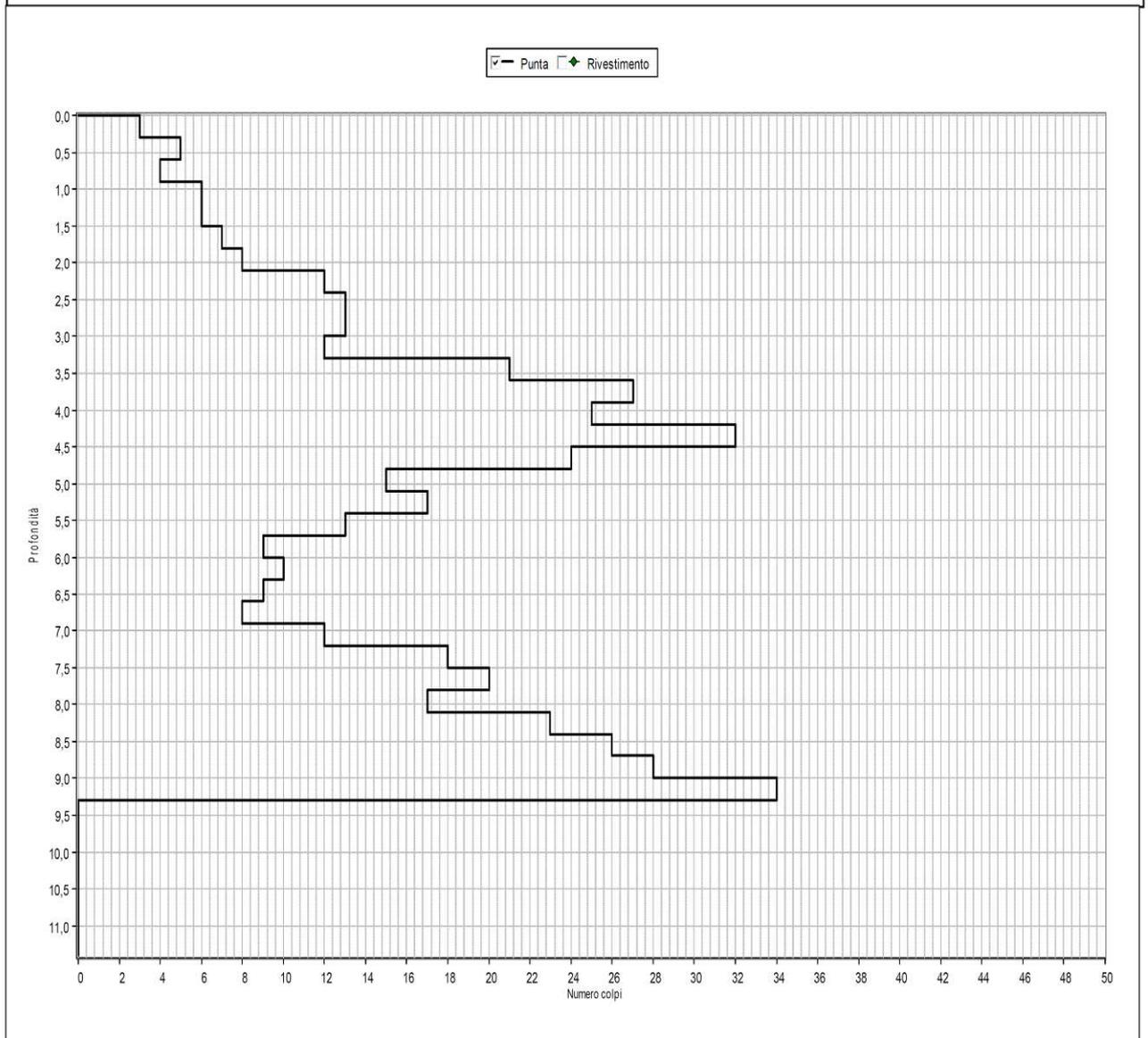


| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|--|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m. (m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |
| | GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA | | |



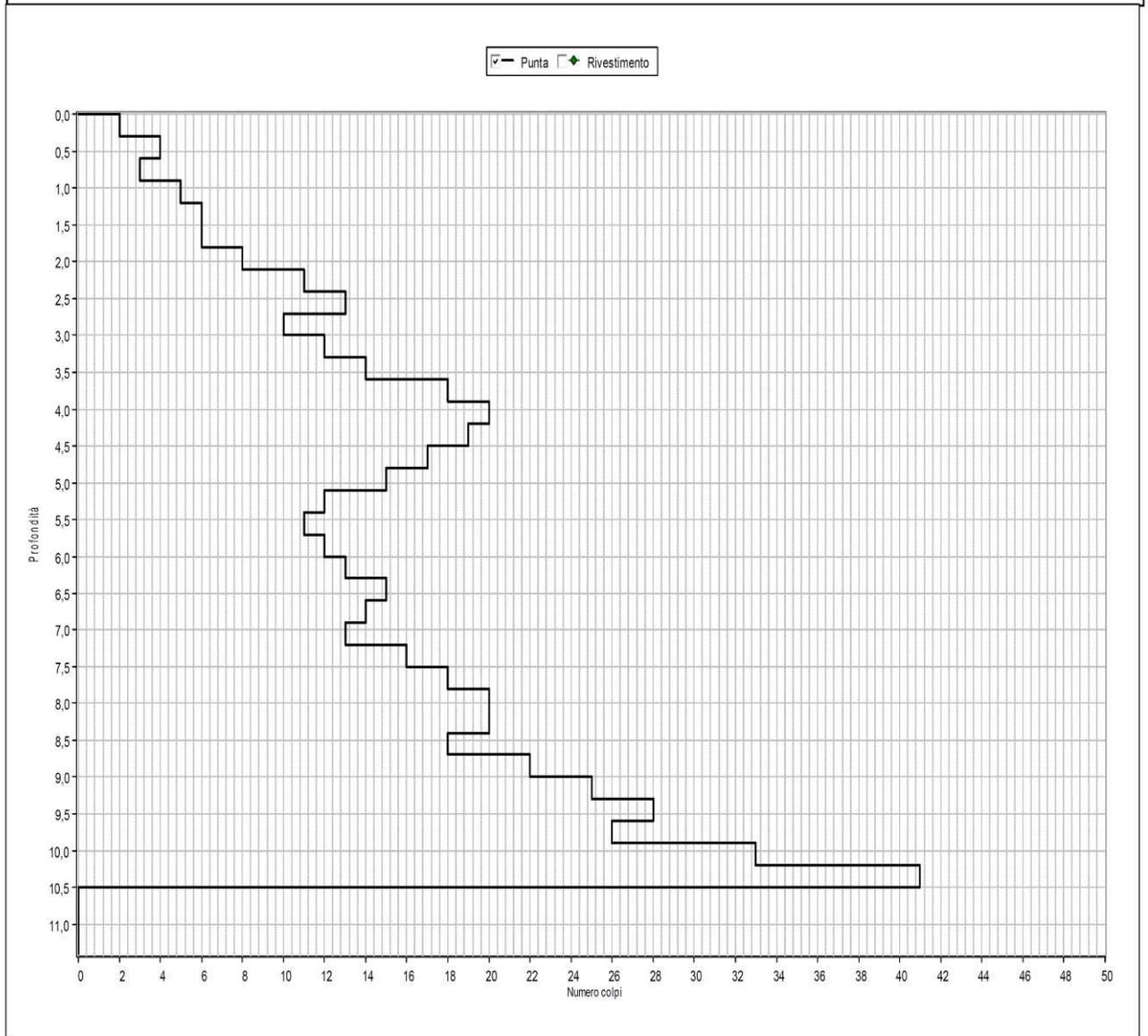
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | Sigla: Prova 3 |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



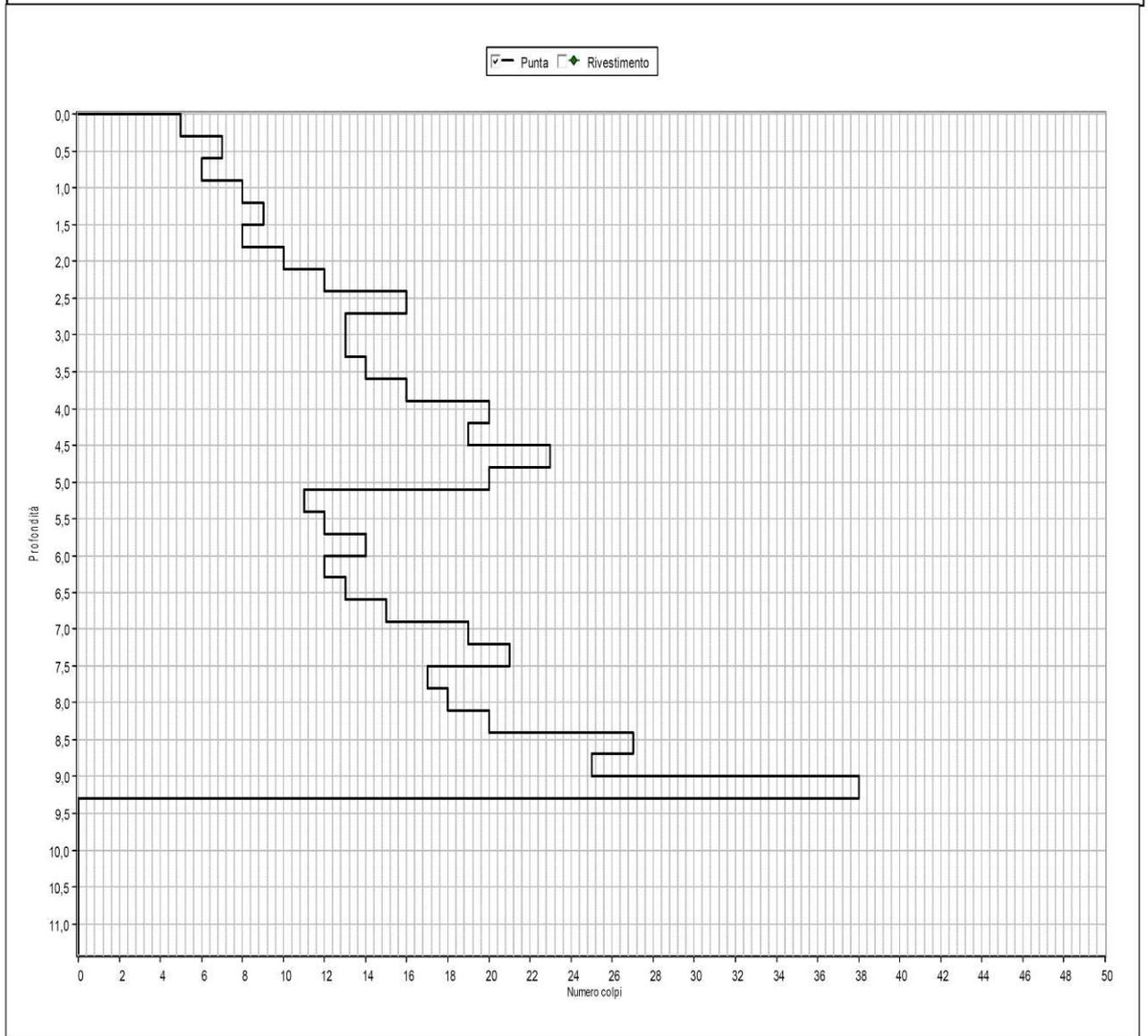
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m. (m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 4 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA

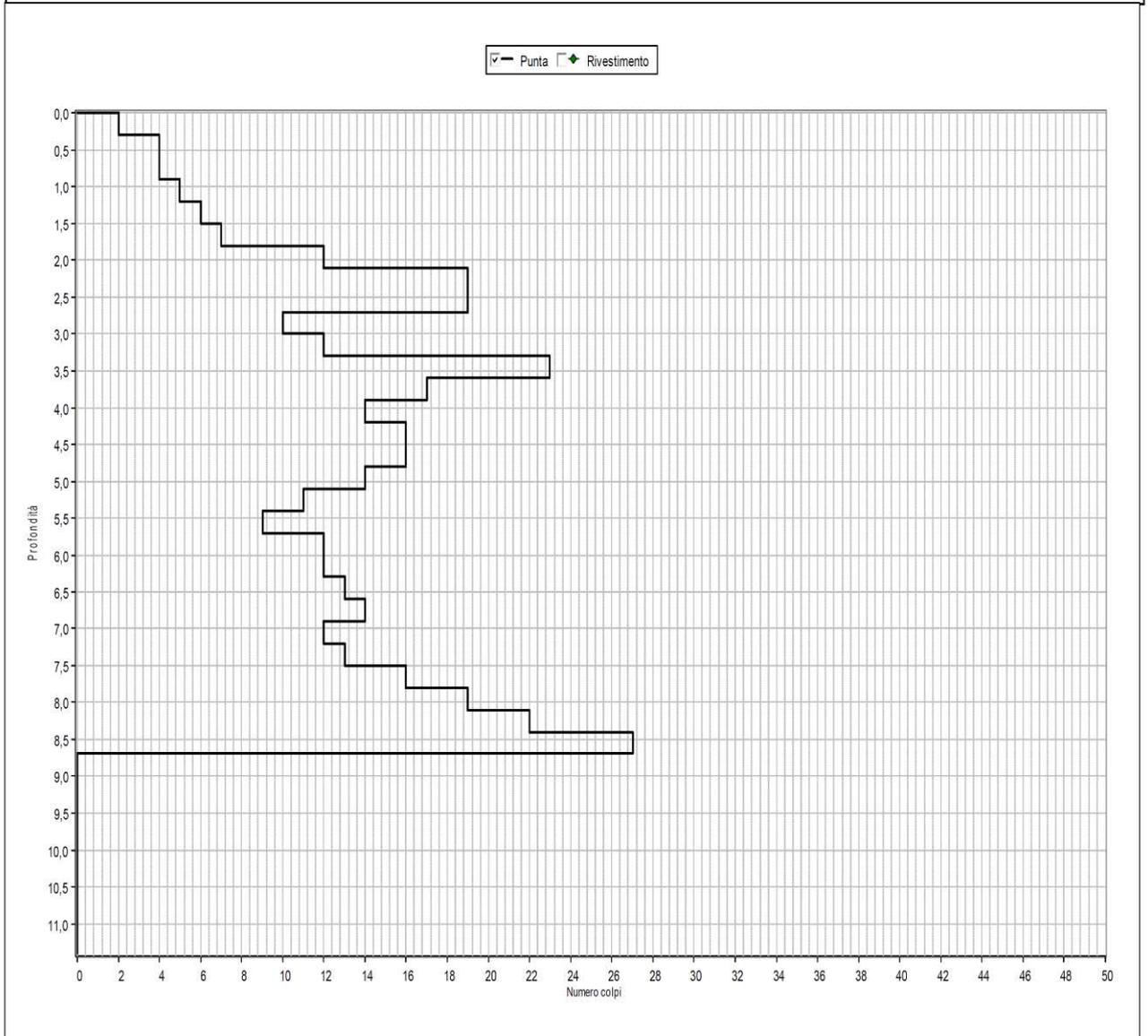


| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | Sigla: Prova 5 |
| Coordinate geografiche: | | | |

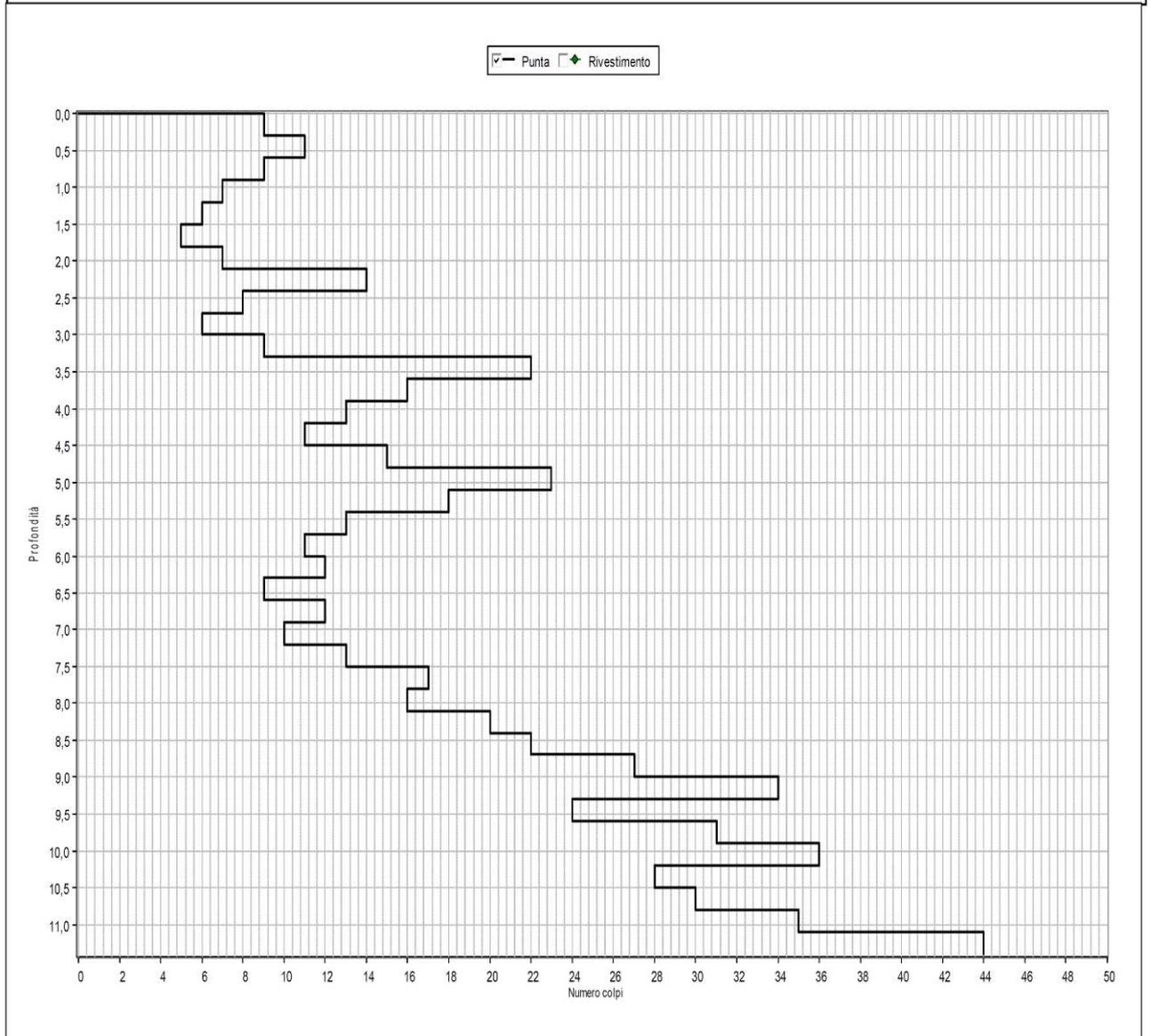
GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



| | | | |
|--|---|---------------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 6 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |
| GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA | | | |

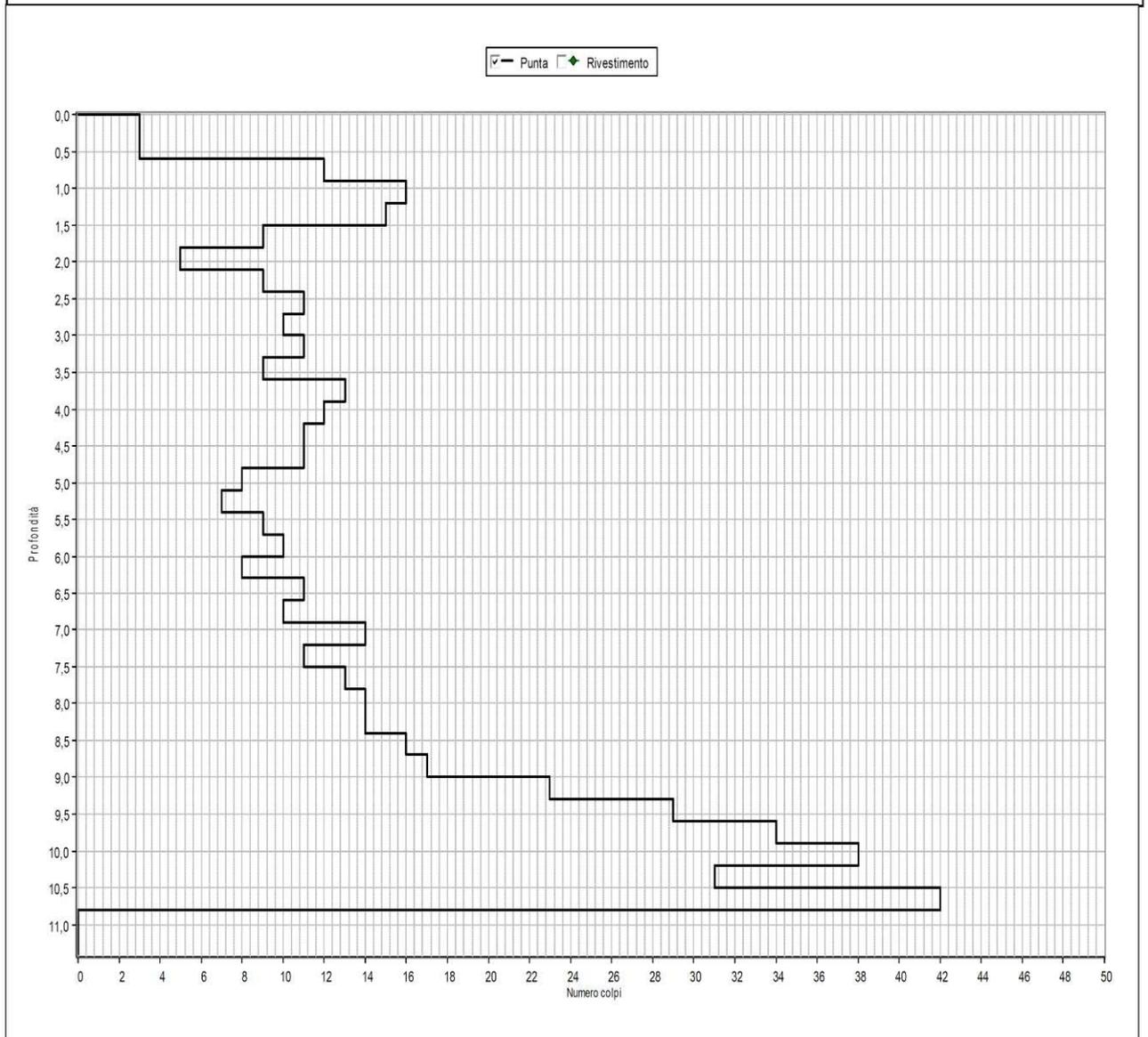


| | | | |
|--|---|---------------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 8 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |
| GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA | | | |



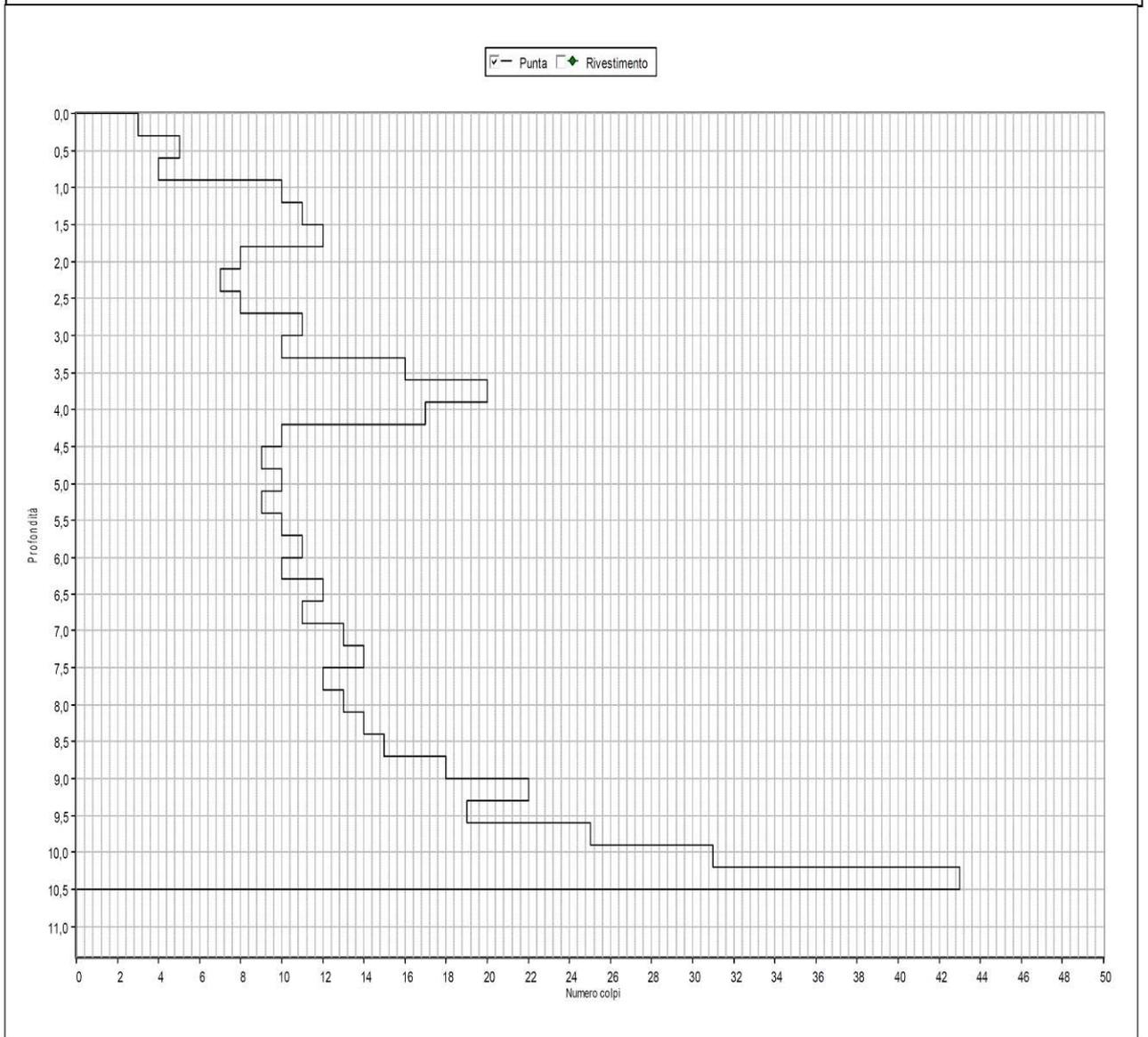
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|--|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |
| Sigla: | Prova 9 | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



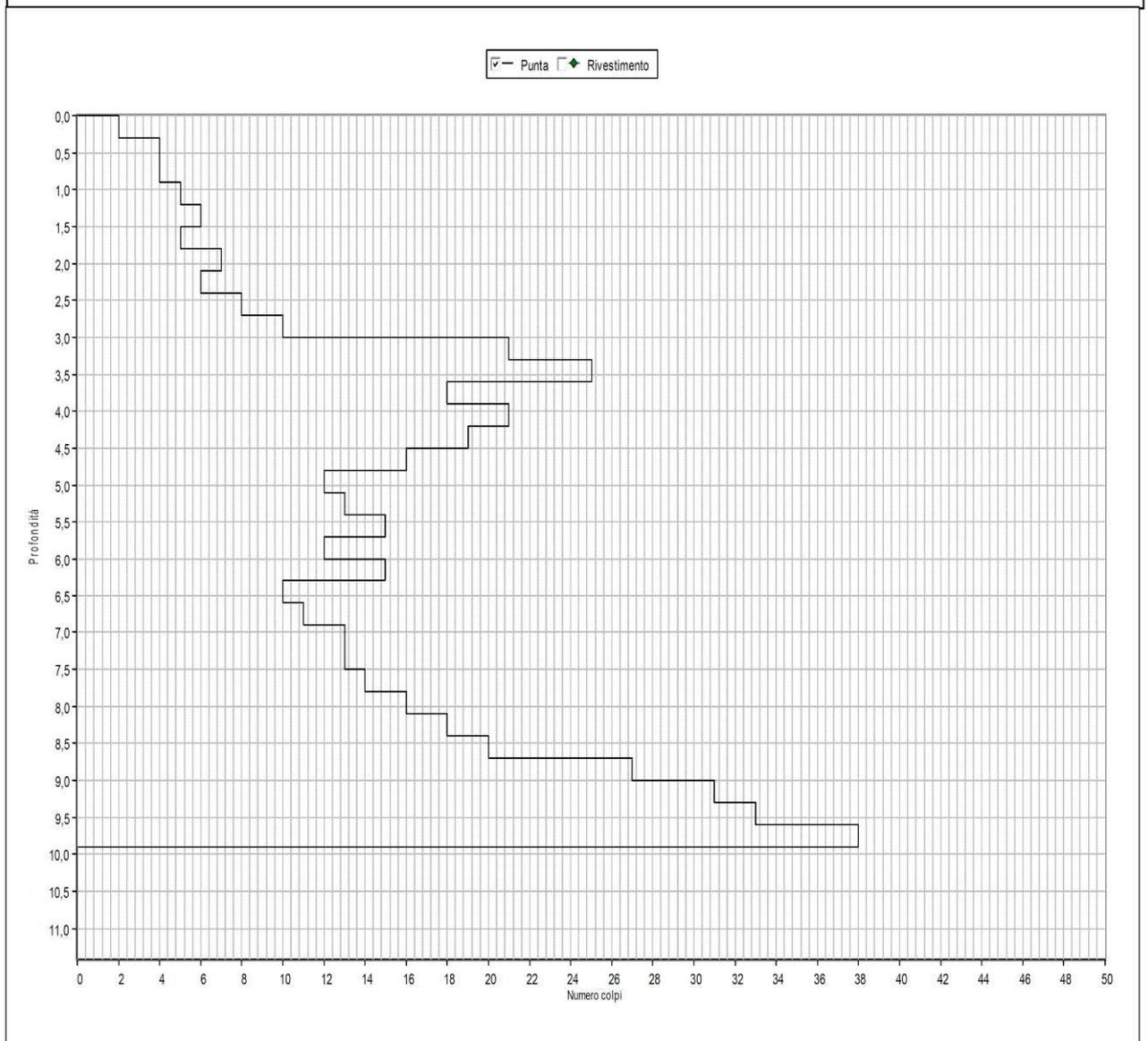
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 10 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



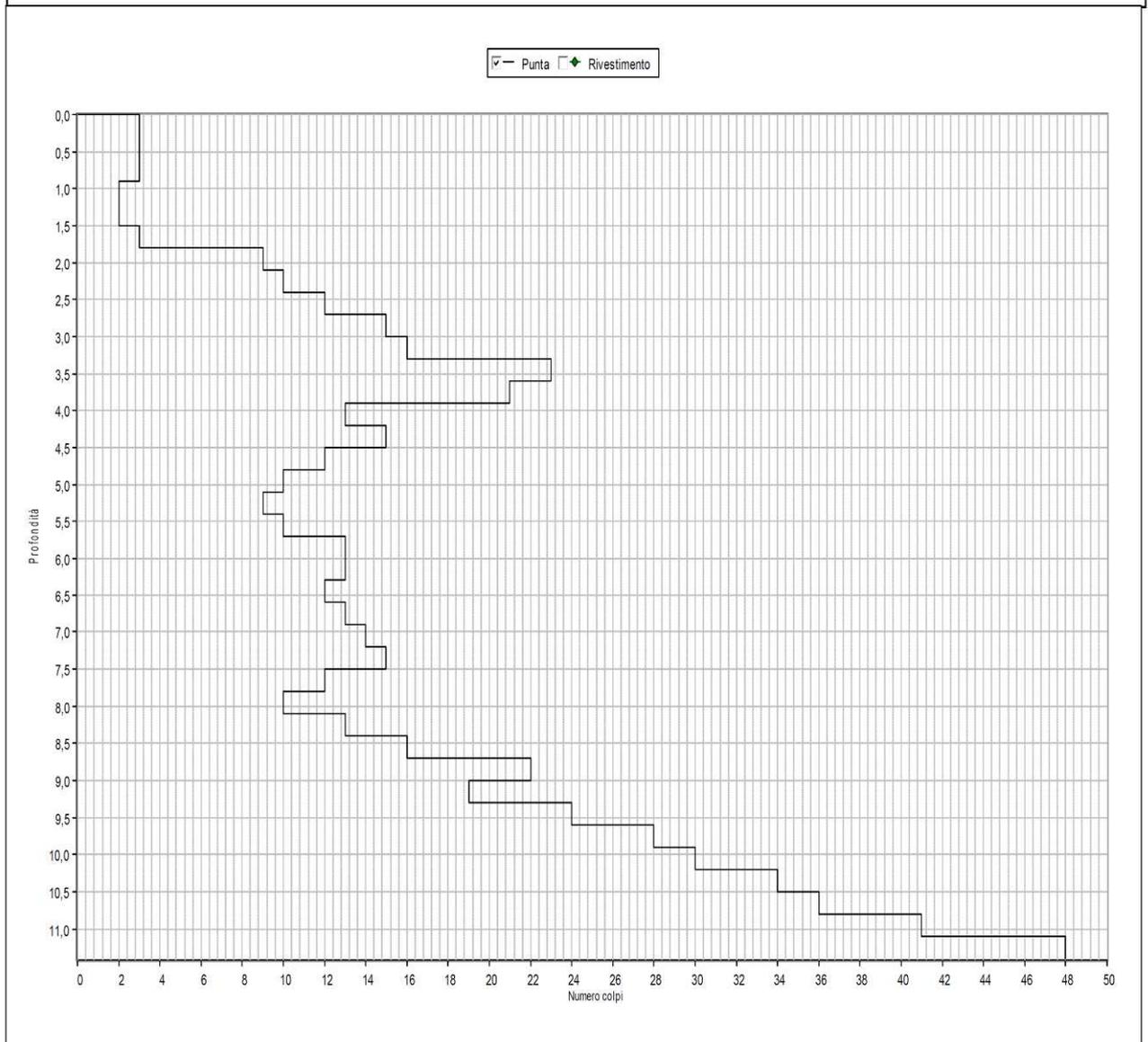
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|-----------------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m. (m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | Sigla: Prova 11 |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



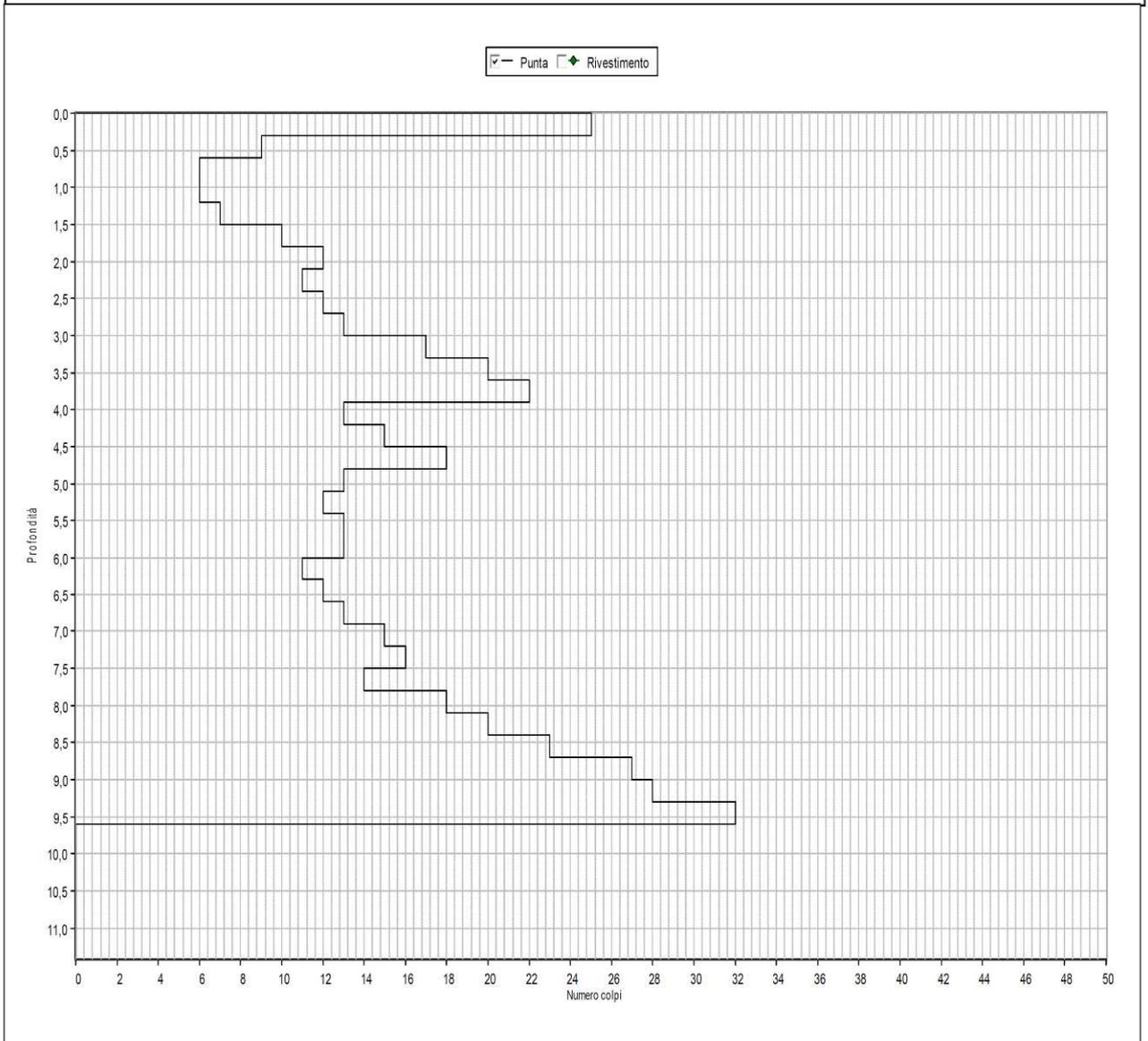
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 12 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



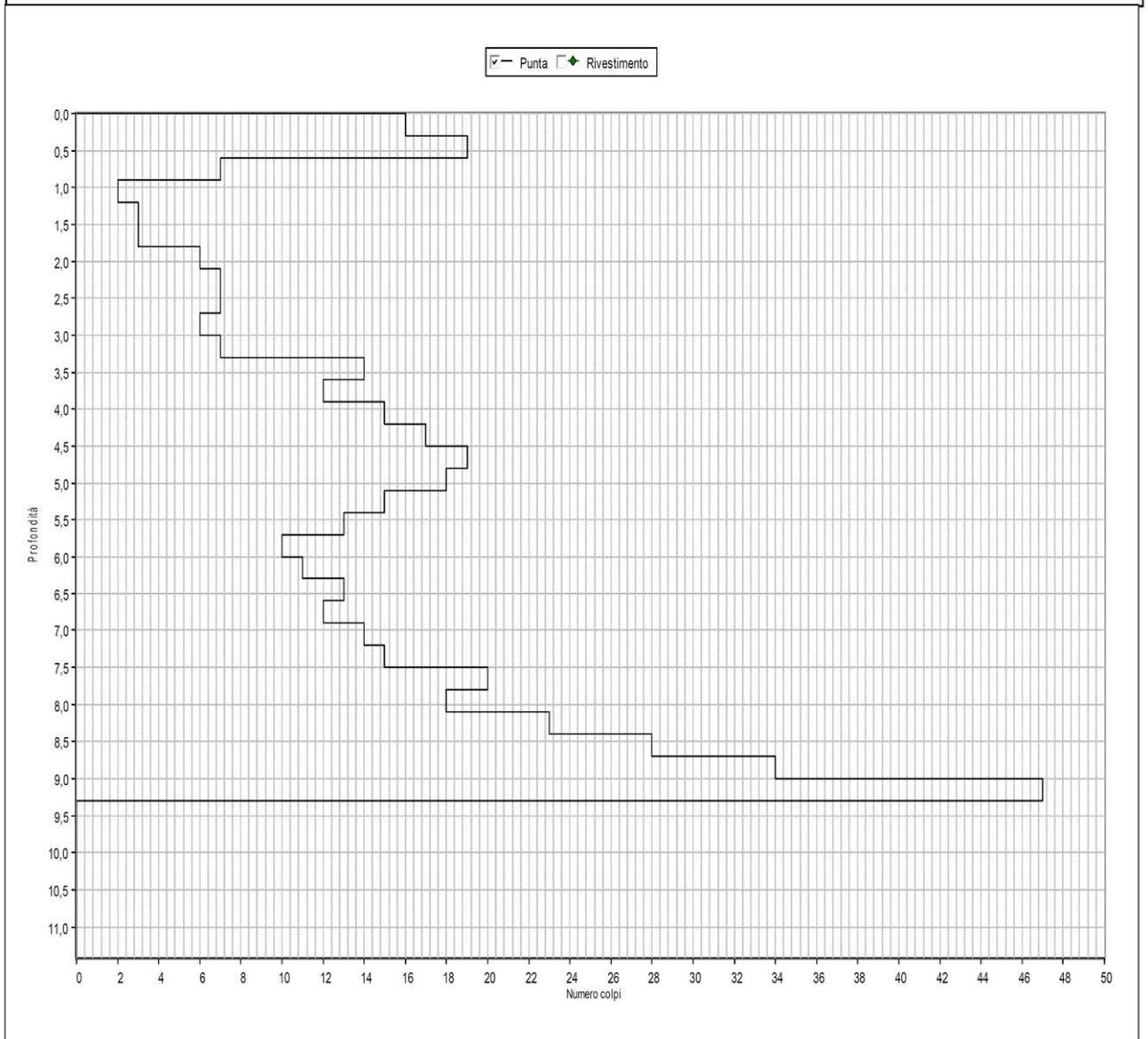
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m. (m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 13 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



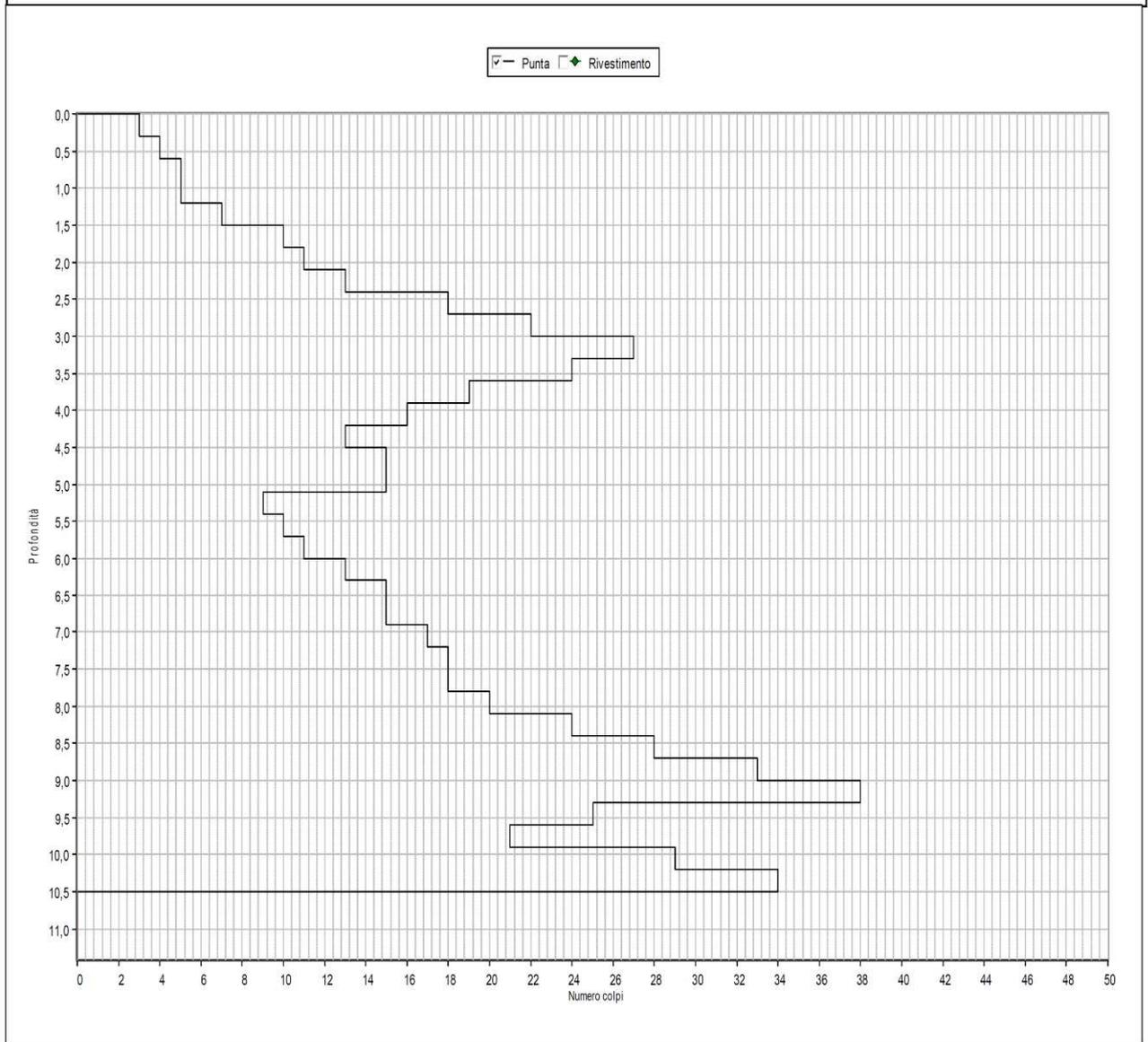
| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 14 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



| | | | |
|-------------------------|---|---------------------|----------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota s.l.m.(m): | |
| Data inizio cantiere: | 07/05/2018 | Data fine cantiere: | |
| | | Sigla: | Prova 15 |
| Attrezzatura: | Penetrometro dinamico superpesante (DPSH) | | |
| Coordinate geografiche: | | | |

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA MECCANICA (CPT)

| CPT P.1 | | | CPT P.7 | | | Unità geotecniche |
|---------|--------------------|--------------------|---------|--------------------|--------------------|----------------------|
| Prof. | Rp | Rl tot | Prof. | Rp | Rl tot | |
| m | kg/cm ² | kg/cm ² | m | kg/cm ² | kg/cm ² | |
| 0,2 | - | | 0,2 | - | | Unità R |
| 0,4 | 35 | 55 | 0,4 | 82 | 108 | |
| 0,6 | 24 | 39 | 0,6 | 32 | 58 | |
| 0,8 | 27 | 39 | 0,8 | 35 | 52 | |
| 1,0 | 30 | 54 | 1,0 | 28 | 50 | |
| 1,2 | 22 | 40 | 1,2 | 23 | 45 | |
| 1,4 | 23 | 51 | 1,4 | 29 | 49 | |
| 1,6 | 45 | 68 | 1,6 | 57 | 95 | Unità A |
| 1,8 | 50 | 79 | 1,8 | 68 | 82 | Unità B |
| 2,0 | 64 | 82 | 2,0 | 74 | 105 | |
| 2,2 | 47 | 87 | 2,2 | 83 | 104 | |
| 2,4 | 96 | 124 | 2,4 | 78 | 98 | |
| 2,6 | 100 | 138 | 2,6 | 112 | 139 | |
| 2,8 | 163 | 194 | 2,8 | 143 | 200 | |
| 3,0 | 121 | 162 | 3,0 | 157 | 192 | |
| 3,2 | 165 | 214 | 3,2 | Rif. | | |
| 3,4 | Rif. | | 3,4 | | | |

PROFILI PENETROMETRICI

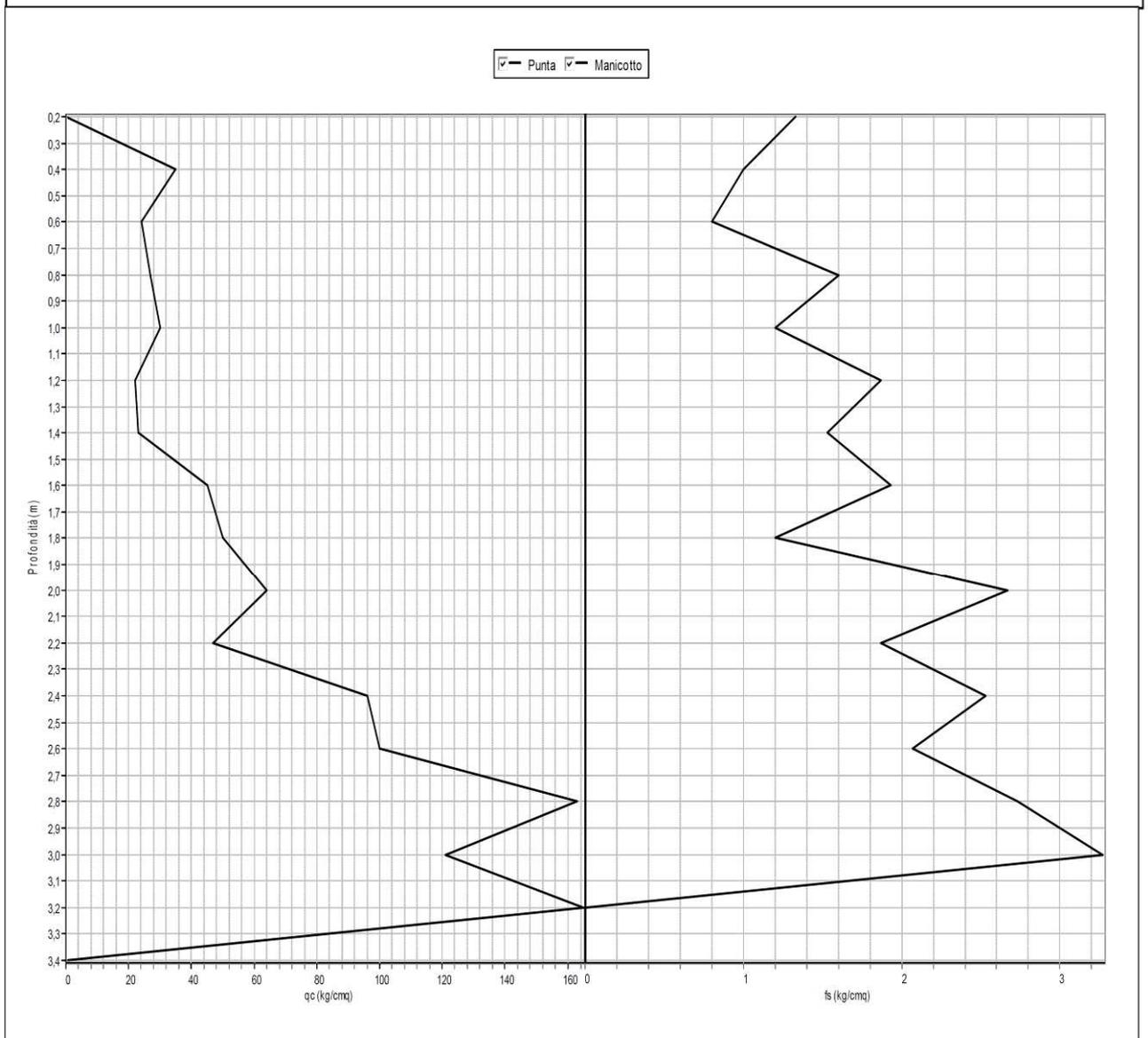


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

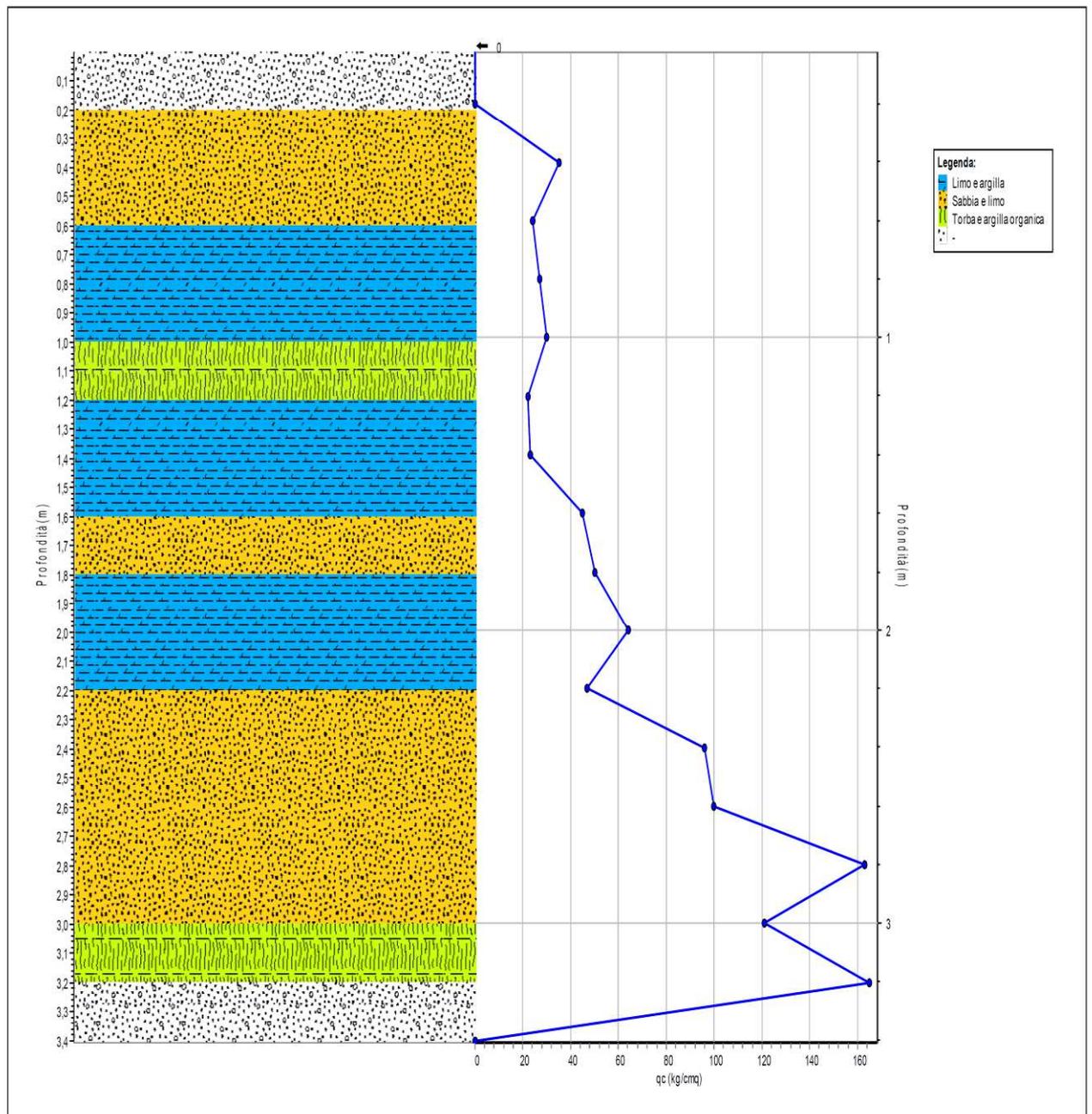
pag. 1

| | | | |
|---------------|--|------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota(m): | |
| Data inizio: | 07/05/2018 | Data fine: | |
| | | Sigla: | Prova 1 |
| Penetrometro: | Penetrometro statico a punta meccanica (CPT) | | |
| Coordinate: | | | |

GRAFICO PROVA

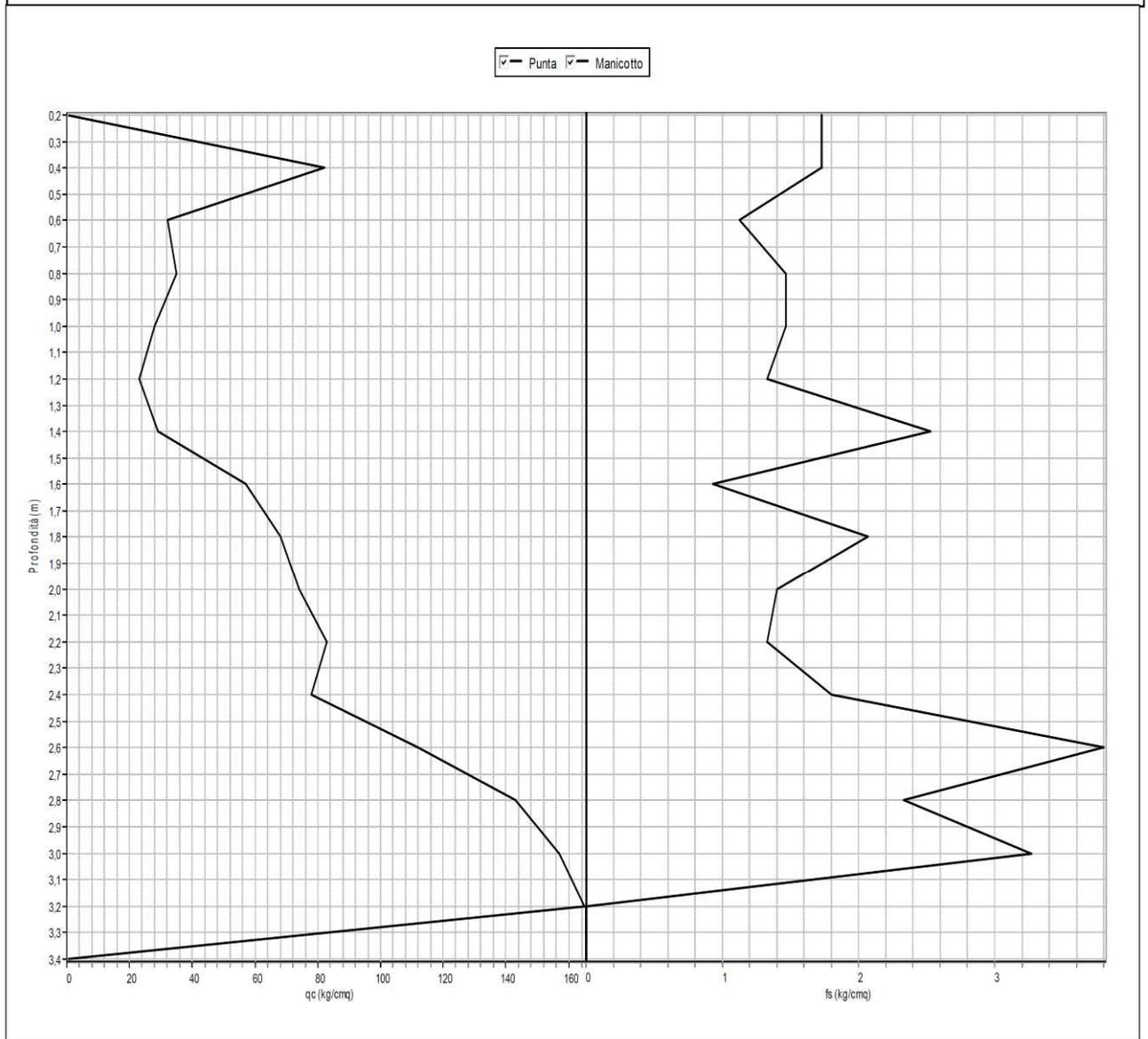


| | | | |
|--|--------------|----------------|--|
| Committente: Giardini Edili S.r.l. | | | |
| Località: Pioltello (MI) | | Quota(m): | |
| Data inizio: 07/05/2018 | Data finale: | Sigla: Prova 1 | |
| Penetrometro: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT) | | | |
| Coordinate: | | | |
| COLONNA STRATIGRAFICA | | | |



| | | | |
|---------------|--|------------|---------|
| Committente: | Giardini Edili S.r.l. | | |
| Località: | Pioltello (MI) | Quota(m): | |
| Data inizio: | 07/05/2018 | Data fine: | |
| | | Sigla: | Prova 7 |
| Penetrometro: | Penetrometro statico a punta meccanica (CPT) | | |
| Coordinate: | | | |

GRAFICO PROVA



ALLEGATO 10 – Documentazione fotografica



*Giardini Edili S.r.l.
Via Consacrazione, Pioltello (MI)*



Giardini Edili S.r.l.
Via Consacrazione, Pioltello (MI)

