



REGIONE PIEMONTE
Comune di CASALE MONFERRATO



Lavoro:

**PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO
"VIA NEGRI"**

Oggetto:

RELAZIONE GEOTECNICA E/O GEOLOGICA

Tavola

PEC **All.6**

Data

22 Ottobre 2018

Scala

File

Progettazione Architettonica:

Committente:

Arch. BERGAGLIO Riccardo

Sig.ra GUASCHINO Giuseppina

Collaboratori:

Arch. CASELLA Simona Archicoop Via Novi, n. 70- 15060 Basaluzzo (AL) -Italy
Arch. GROSSO Lorenza A.I.S.A. Via Novi, n. 70- 15060 Basaluzzo (AL) -Italy
Geom. BRUZZESE Jessica A.I.S.A. Via Novi, n. 70- 15060 Basaluzzo (AL) -Italy

archicoop

Società Cooperativa
15060 Basaluzzo (AL) -Via Novi, 70
Tel. 0143.489898 - 0143.489974
Fax 0143.1434023 E-mail:architettura@studiosasa.it

Comune CASALE MONFERRATO

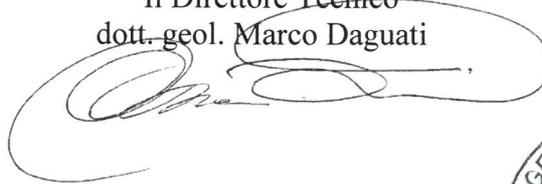
Provincia ALESSANDRIA

Committente **LIDL ITALIA S.r.l.**

Oggetto **Progetto di nuovo edificio commerciale in
Comune di CASALE MONFERRATO:
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Data 31 luglio 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	5
1.3 Pericolosità idraulica	5
1.4 Inquadramento sismico.....	5
1.5 Classificazione delle aree di idoneità all’utilizzo urbanistico	6
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	8
2.1 Indagine geofisica con la metodologia MASW: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata.....	8
2.3 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18	14
2.4 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	15
2.5 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	18
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO	19
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi	19
3.2 Modello geotecnico di riferimento	26
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione.....	29
3.4 Formazione del cassonetto del piazzale e del fabbricato	33
3.5 Suggerimenti e considerazioni conclusive	35
ALLEGATO 1 – Ubicazione delle indagini.....	36
ALLEGATO 2 – Prove penetrometriche.....	39
ALLEGATO 3 – Sondaggi.....	45

PREMESSA

In seno al progetto di un nuovo edificio commerciale in Comune di Casale Monferrato, 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. Dato lo scopo del presente lavoro, che prevede la ricostruzione geologica e geotecnica della porzione più superficiale di sottosuolo, sono state eseguite:

- n. 4 prove penetrometriche;
- n. 7 sondaggi a carotaggio continuo;
- n. 1 stendimento geofisico tipo "MASW" per definire l'azione sismica di progetto.

L'area di intervento è ubicata nel settore S-orientale del capoluogo, come evidenziato nella seguente immagine.



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

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

Il territorio comunale di Casale Monferrato comprende il settore N-orientale della collina terziaria a est di Torino (geologicamente indicata con il termine di “Monferrato”) e l’adiacente settore della Pianura Padana. In questa area si distinguono le unità strutturali costituenti la serie post-orogena terziaria, il suo substrato costituito da formazioni cretaceo-eoceniche a facies ligure e i depositi quaternari che ricoprono la Pianura Padana.

Dal punto di vista morfologico l’area in esame si presenta come una superficie sub-pianeggiante ad una quota di circa 112 m s.l.m., modellata nei depositi alluvionali olocenici “a¹” legati alla dinamica fluviale del fiume Po che scorre a breve distanza a N (in *Figura 2*, stralcio dalla Carta geologica d’Italia - F. 58 “Mortara”). Informazioni sito-generiche suggeriscono la presenza di depositi granulari, con prevalenza di ghiaie e sabbie, e locali coperture limose.

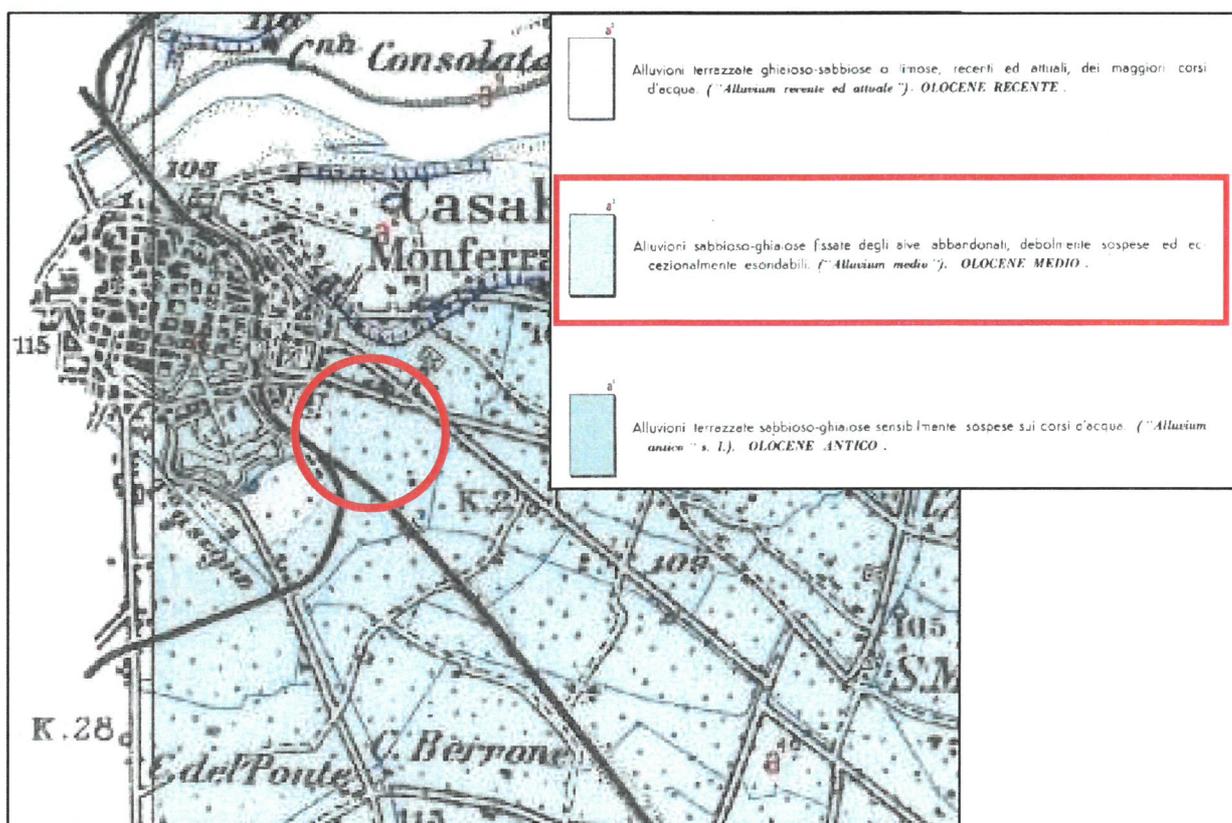


Figura 2 – Stralcio della “Carta Geologica d’Italia” (scala 1:100.000) - Foglio 58 “Mortara”.

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

L'assetto idrogeologico generale del territorio comunale di Casale Monferrato è caratterizzato da un basso grado di permeabilità nel settore collinare e dalla presenza di importanti corpi acquiferi nell'area di pianura, strettamente legati all'idrografia superficiale (in modo particolare al fiume Po).

Lo studio geologico del P.R.G. descrive, sulla verticale dell'area, un livello piezometrico a ca. 6-7 m di profondità, con possibili oscillazioni e una direzione di flusso delle acque sotterranee verso quadranti settentrionali, condizionato dal marcato effetto drenante del Po.

1.3 Pericolosità idraulica

Per quanto riguarda l'area in esame, il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), di cui si riporta in *Figura 3* uno stralcio, non individua alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

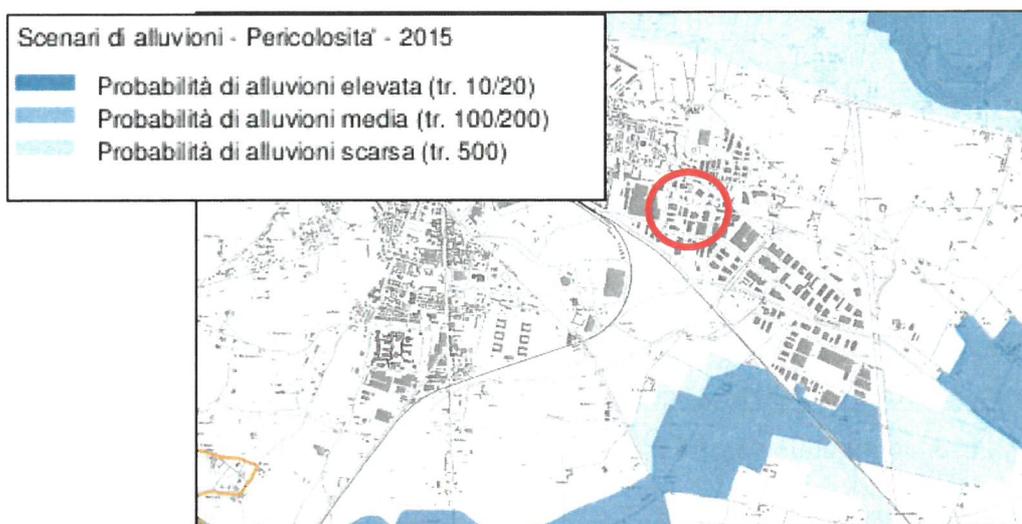


Figura 3 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po – Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2015 (<https://www.cartografia.servizirl.it> – Viewer geografico 2D - Geoportale).

1.4 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, secondo la D.g.r. 21.05.2014 n. 65-7656 della Regione Piemonte, il Comune di Casale Monferrato appartiene alla **zona sismica 4** (*Figura 4*).



Figura 4 - Classificazione sismica dei comuni del Piemonte (D.g.r. n. 65-7656 del 21 maggio 2014).

1.5 Classificazione delle aree di idoneità all'utilizzo urbanistico

La “Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica” del P.R.G., di cui si riporta uno stralcio in *Figura 5*, colloca l'area in **Classe II – Sottoclasse IIa “Aree di pianura caratterizzate da una bassa soggiacenza del livello della falda idrica e/o problematiche relative alle insufficienze della rete di drenaggio (aree di ristagno)**, di seguito meglio specificata con le relative prescrizioni:

CLASSE II

Aree soggette a pericolosità geomorfologica moderata. Comprende le aree in cui occorre prestare una particolare attenzione alle problematiche geologico-tecniche ma che le stesse sono risolvibili con accorgimenti tecnici nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo dello stesso. L'utilizzazione urbanistica di queste zone è subordinata pertanto all'adozione di modesti accorgimenti tecnici (es: mantenimento delle opere esistenti quali canali irrigui, bealere, fossi, adeguamento degli attraversamenti ed eventuale miglioramento del sistema di drenaggio superficiale, consolidamenti, protezioni).

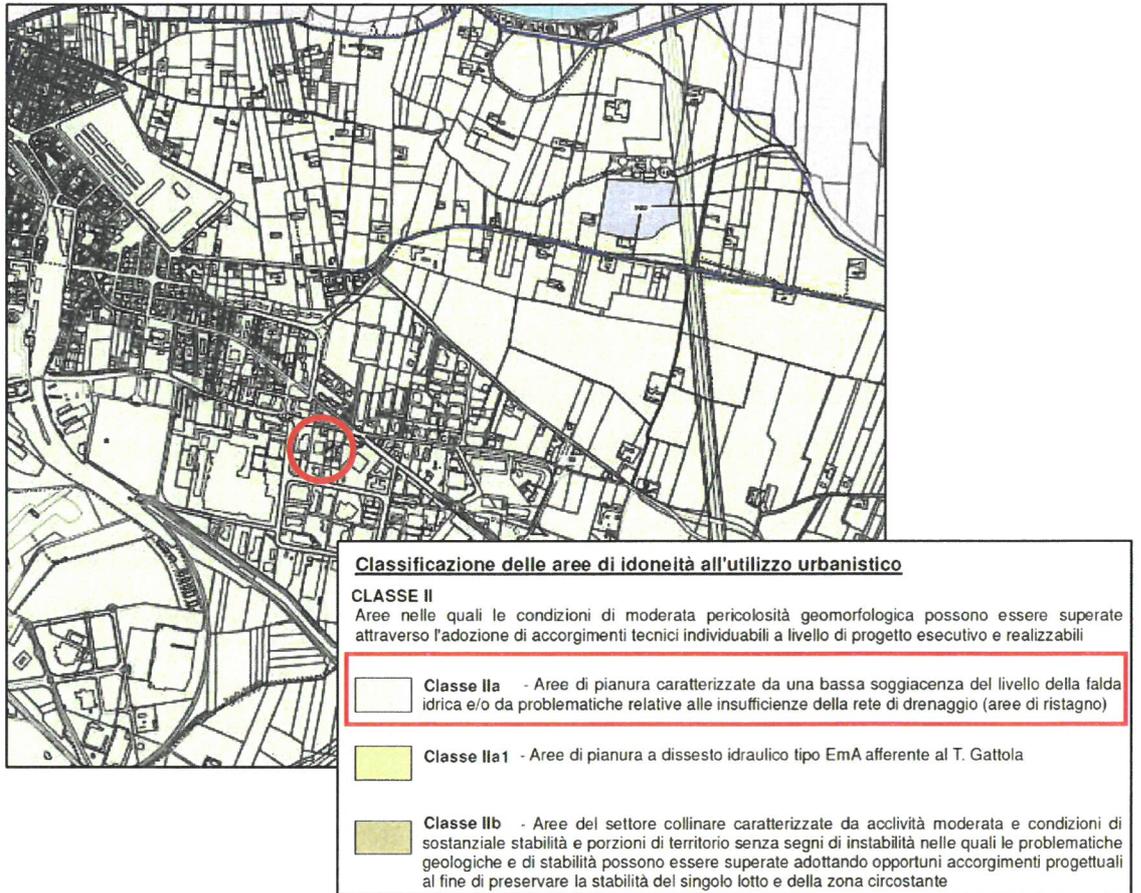


Figura 5 – Stralcio della “Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell’idoneità all’utilizzazione urbanistica” del PRG del Comune di Casale Monferrato.

PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Nel presente elaborato vengono valutati gli aspetti sismici dell'area in esame: in particolare è stata definita la categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18 al fine di determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di modificare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base – amplificazioni locali).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici che permettono 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).

Per il raggiungimento dell'obiettivo, è stato eseguito un profilo sismico con la metodologia MASW, attraverso il quale si è ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) con la profondità.

Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni lito-stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base.

2.1 Indagine geofisica con la metodologia MASW: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

1) Nel "*metodo attivo*" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "*metodo passivo*" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.5 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*).

La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 6 e 12 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti ("*Optimum Field Parameters of an MASW Survey*", Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012).

Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva o ReMi) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova MASW.

n°	Strumentazione	Caratteristiche
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS "GEODE" a 24 bit

24	Geofoni verticali	“Geospace” con $f_0= 4.5$ Hz
1	Cavo sismico	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico

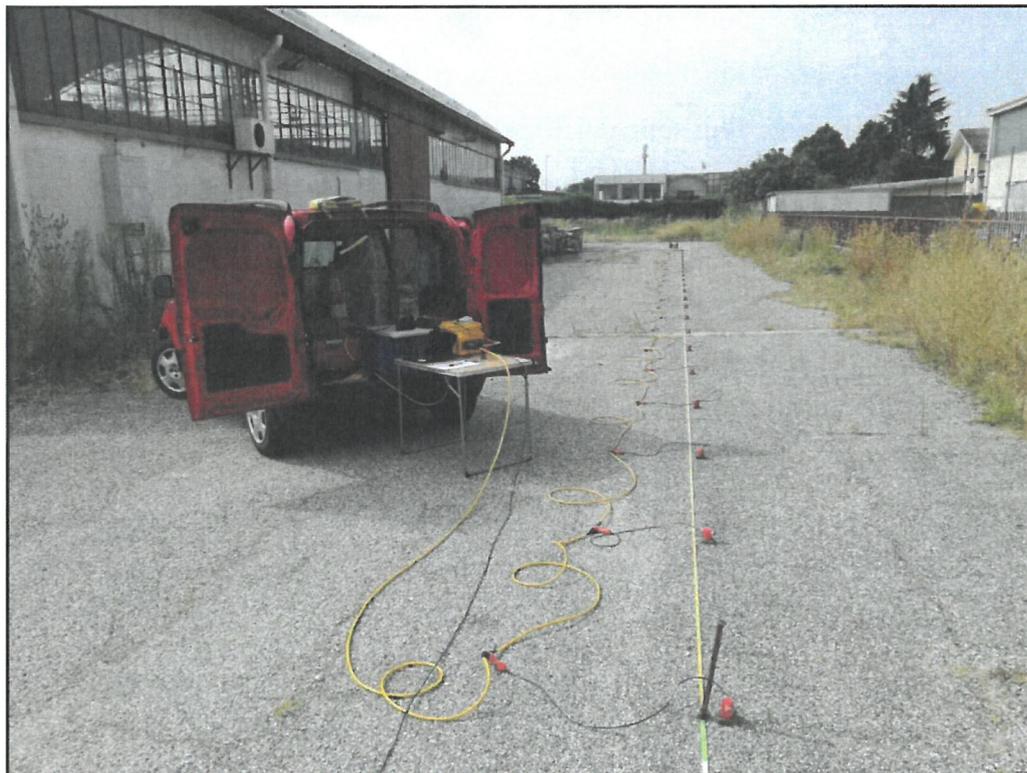


Figura 1: Vista dello stendimento MASW effettuato.

Elaborazione dati

I dati sperimentali, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (KGS format file) per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (*SurfSeis 5.0* della Kansas University, Park C. B., 2016). Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo. L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale “*phase velocity-frequency (c-f)*” che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica.

Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico.

In questo grafico è possibile distinguere il “modo fondamentale” delle onde di superficie, in quanto le onde di Rayleigh presentano un carattere marcatamente dispersivo che le differenzia da altri tipi di onde (onde riflesse, onde rifratte, onde multiple).

Inoltre, la combinazione dei due metodi MASW consente di individuare il “modo fondamentale” delle onde di superficie nel campo di frequenze compreso tra i 4 e i 40 Hz e di ottenere informazioni sia “superficiali” che “profonde”.

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un “picking” attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (si veda la curva di dispersione riportata in *figura 2*).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l’analisi della curva di dispersione e l’ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon “fitting” con i valori sperimentali.

L’analisi dello spettro bidimensionale c-f consente in questo modo di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall’andamento della velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.

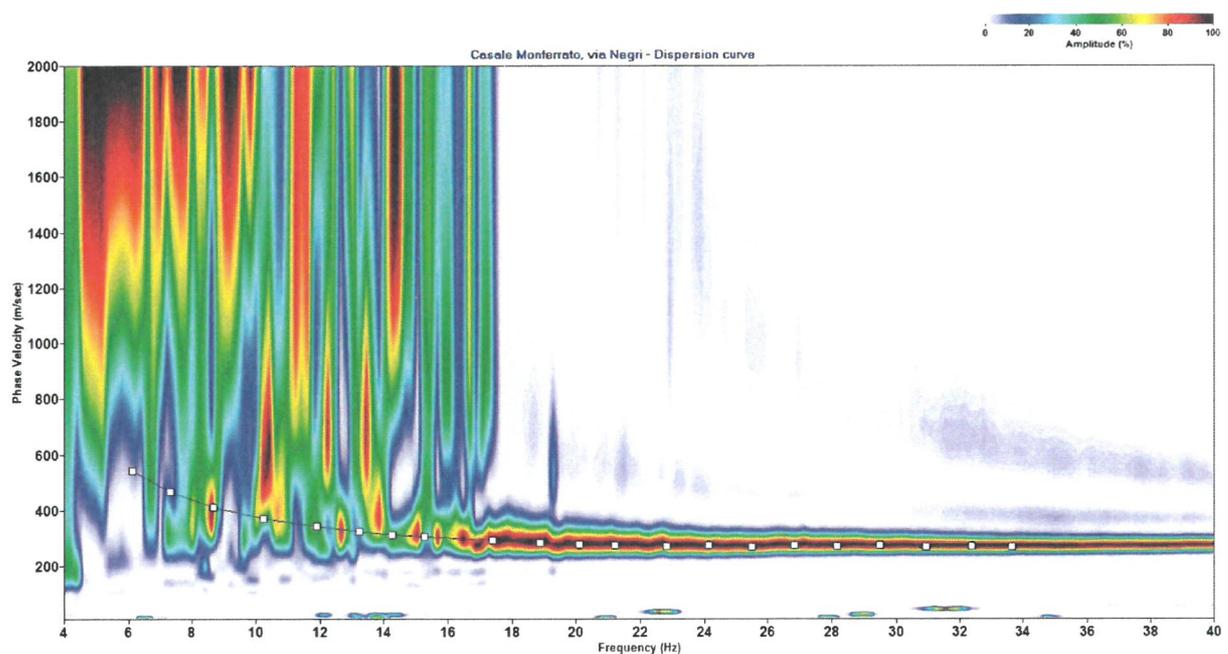


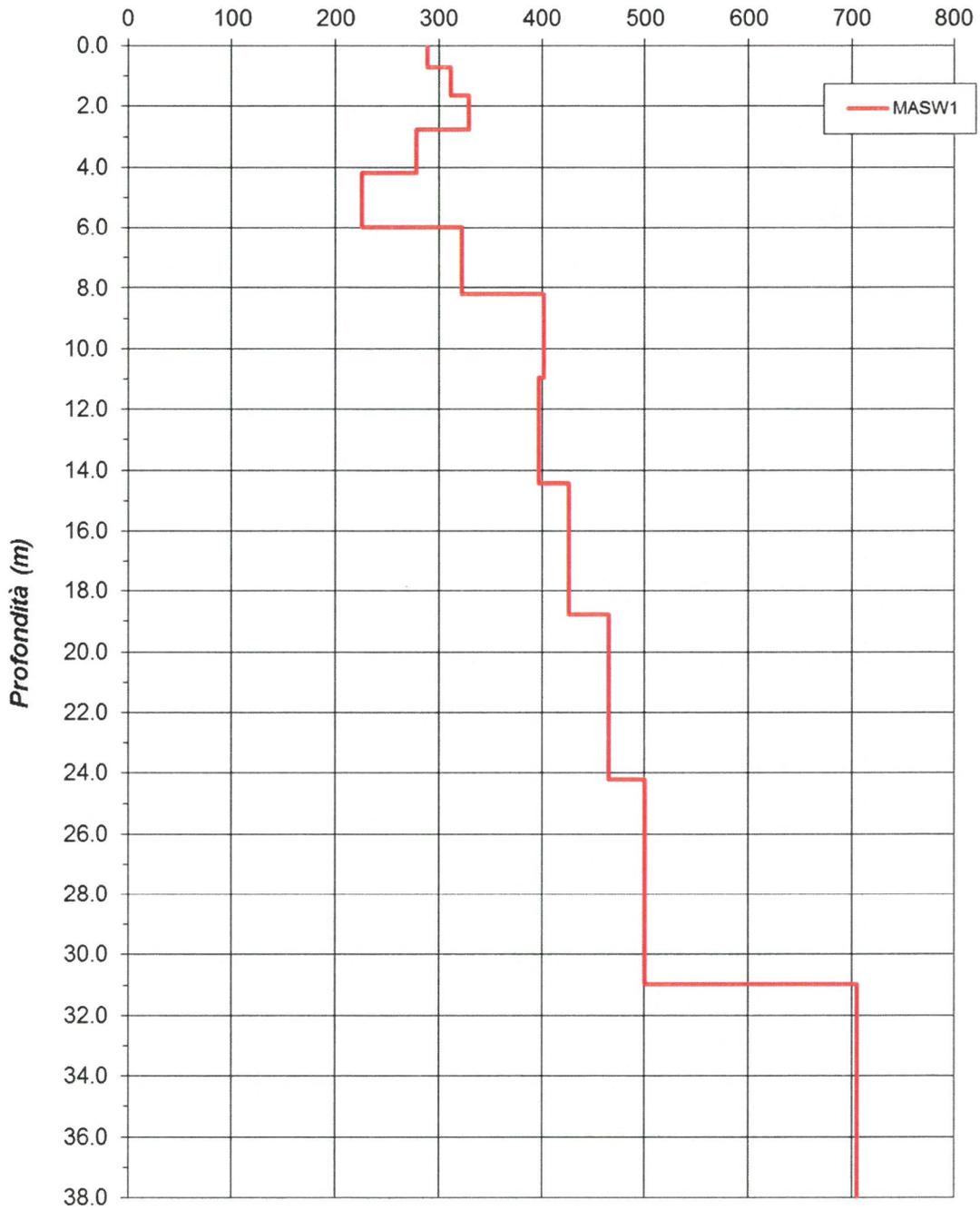
Figura 2: Spettro bidimensionale c-f e picking della curva di dispersione utilizzata per la procedura di inversione.

Dall'inversione della curva di dispersione (relativa al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il seguente modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata:

MASW 1			
Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]	Profondità
1	0.7	289	0.7
2	0.9	312	1.6
3	1.1	330	2.8
4	1.4	279	4.2
5	1.8	225	6.0
6	2.2	323	8.2
7	2.8	401	11.0
8	3.5	397	14.4
9	4.3	426	18.8
10	5.4	465	24.2
11	6.8	500	31.0
12	7.0	706	38.0

Tabella 1: Modello sismico monodimensionale.

Velocità onde S (m/sec)



2.3 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica effettuata, è possibile calcolare il valore della $V_{S,eq}$, che rappresenta la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità del bedrock sismico H (substrato con $V_S > 800$ m/s). Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro $V_{S,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella seguente equazione (D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo (fino al bedrock sismico o a 30 m dalla quota di imposta delle fondazioni), N il numero di strati e H la profondità del substrato con $V_S > 800$ m/s.

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 $V_{S,30}$.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono i seguenti valori (si è assunta come quota di calcolo [q.r.] il piano di esecuzione dello stendimento sismico):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
1.0 m	392.4	B
1.5 m	397.0	B

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m</i>

B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</u>
C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</u>
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</u>
E	<u>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</u>

Tabella 2: *Categorie di sottosuolo (D.M. 17.01.2018).*

2.4 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Nel presente capitolo si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica vigente. La quantificazione della risposta sismica locale avviene mediante l'utilizzo di categorie di sottosuolo che consentono una stima dell'amplificazione stratigrafica, generata dalle particolari condizioni lito-meccaniche dei terreni che costituiscono l'area in esame (approccio semplificato - Cap. 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*).

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 17.01.2018, in particolare ai capitoli 2 e 3.

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

- Zona sismica = 4 (d.g.r. n.65-7656 del 21 maggio 2014 – figura 4);
- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso = III;**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 75$ anni ($C_U = 1.5$);
- 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 45.131445 - Long 8.472333]:

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.185	2.513	0.1699
SLD	63%	75	0.230	2.504	0.1993
SLV	10%	712	0.436	2.694	0.2962
SLC	5%	1462	0.515	2.765	0.3128

- **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	1.57	1.20	0.09	0.27	1.67
SLD	1.20	1.52	1.20	0.10	0.30	1.69
SLV	1.20	1.40	1.20	0.14	0.42	1.77
SLC	1.20	1.39	1.20	0.14	0.43	1.81

In *figura 3* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

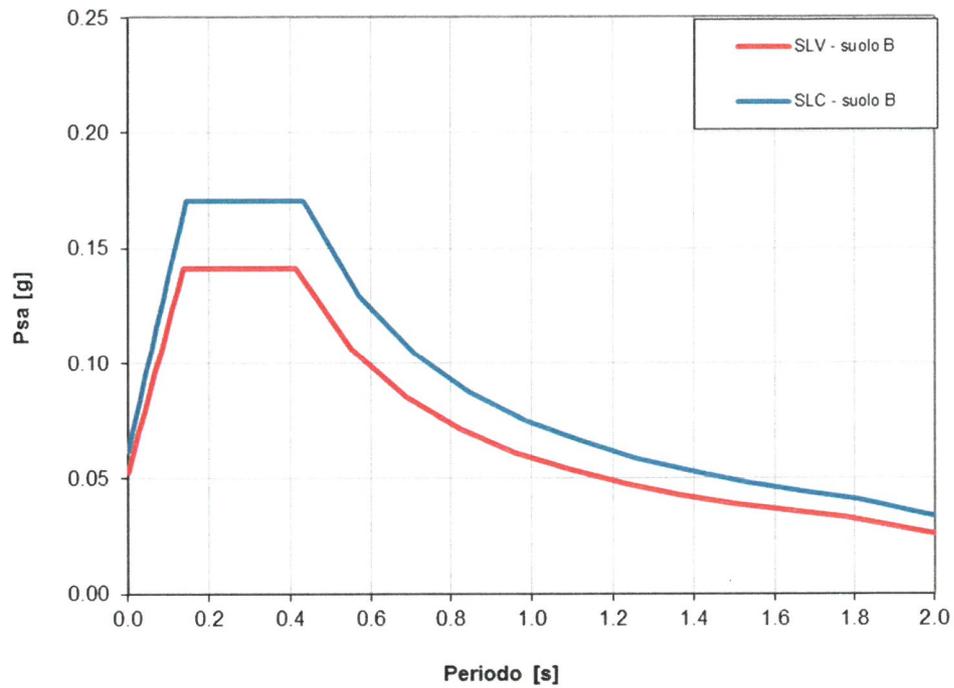


Figura 3: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo B.

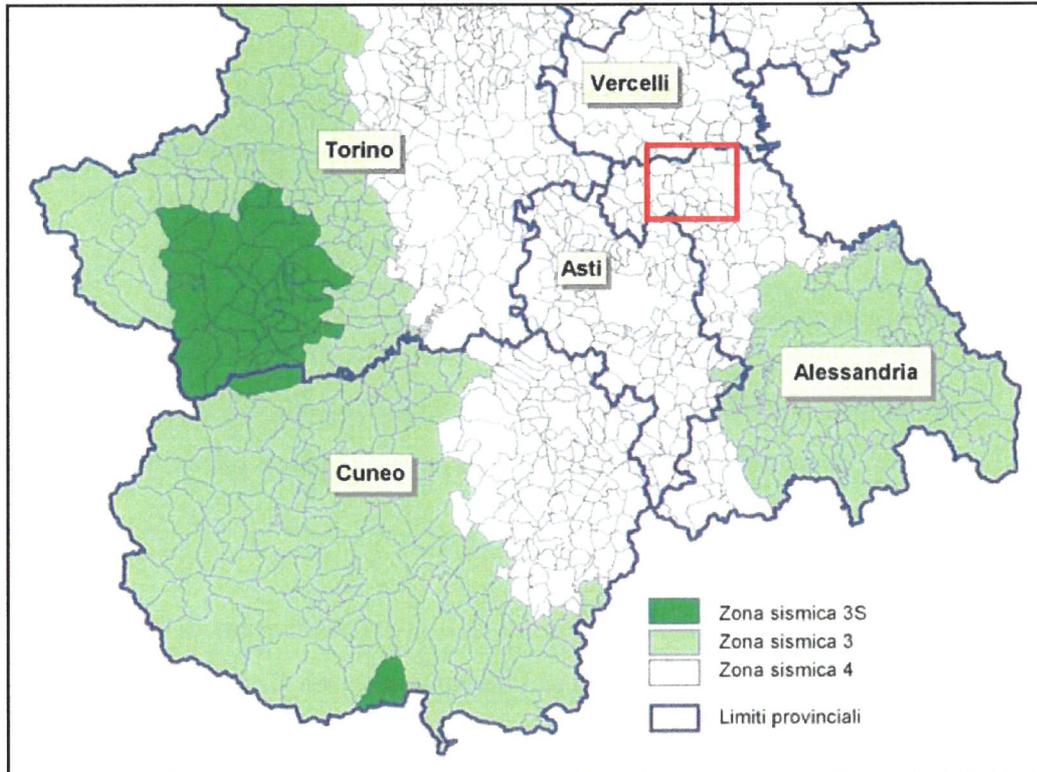


Figura 4: Classificazione sismica dei comuni della Regione Piemonte.

2.5 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 $q_{cln} > 180$.

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.052g$ ($a_{max} = a_g * S$ – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_W = 6.14$ (zona sismogenetica più vicina è la 908 denominata “Piemonte”).

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

PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, la campagna di indagini geotecniche si è avvalsa dei risultati di:

- 4 prove eseguite con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH), spinte ad una profondità massima di ca. 5 m da piano campagna (quota minima alla quale tutte le prove sono giunte a rifiuto);
- 7 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 15 m, con alcune prove speditive in foro (S.P.T.).

L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 1*.

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

$$C=1.5-2.0 \text{ Terreni con ghiaie}$$

$$C=2.0-2.8 \text{ Terreni sabbiosi}$$

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):

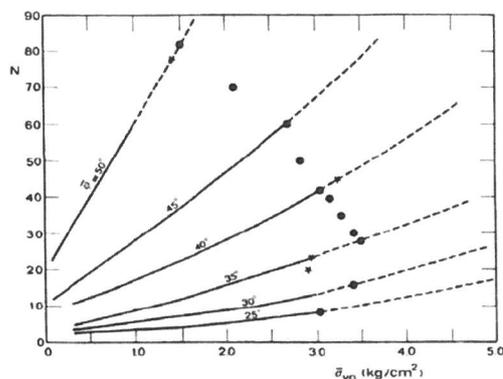
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

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/cm^2 .

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

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}

$$\text{Per } N_{spt} = 4 \quad E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 10 \quad E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 30 \quad E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 60 \quad E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$$

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.

$$\begin{array}{ll} \text{Per ghiaia + sabbia} & E = 7,71 * N_{spt} + 191 \\ \text{Per sabbia SC} & E = 10,63 * N_{spt} + 375 \end{array}$$

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:

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

Sondaggi a carotaggio continuo

Per ricostruire correttamente il modello geologico e geotecnico locale sono stati eseguiti n. 7 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 15 m rispetto al piano campagna, all'interno dei quali sono state eseguite alcune prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in avanzamento, a punta aperta secondo la normativa standard ISSMFE.

Il materiale, carotato e collocato in apposite cassette catalogatrici di 5 metri cadauna, è stato descritto, valutato e fotografato. Le stratigrafie ricostruite e la documentazione fotografica sono presentate in *Allegato 3*.

Prove tipo S.P.T.

La prova S.P.T. consiste nell'infissione, mediante battitura con un maglio standard, di un campionatore a pareti sottili, registrando il numero di colpi necessario per produrne l'infissione, per tre intervalli di 15 cm ciascuno. Dalla prova si ottengono tre valori (N_1 , N_2 , N_3): si assume quale resistenza alla penetrazione il parametro $N_{SPT}=N_2+N_3$; il primo valore annotato viene scartato in quanto risente del disturbo sul fondo foro derivante dall'esecuzione del sondaggio.

In fase di elaborazione dei dati, inoltre, si deve considerare che i risultati ottenuti sono influenzati dalle modalità di esecuzione della prova, in particolare dai vari dispositivi di infissione e dalla tensione verticale efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova. Tenendo conto di questi fattori è stato quindi calcolato il valore normalizzato di N_{SPT} , ovvero $(N_1)_{60}$, mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N (ER/60) \cdot \lambda \cdot N_{SPT}$$

In cui:

C_N = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{vo} [Liao & Whitman, 1986];

σ'_{vo} = pressione efficace alla quota di esecuzione della prova;

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione espresso in percentuale (nello specifico caso: 60%);

λ = parametro che tiene conto della perdita di energia per la lunghezza delle aste.

Di seguito si riportano i valori di resistenza $(N_1)_{60}$ calcolati (e corretti in modo critico) per i vari sondaggi e un grafico dei valori di $(N_1)_{60}$ in funzione della profondità (*Figura 1*); nel grafico, quando i valori di N_{spt} sono giunti a rifiuto, è stato assunto un valore convenzionale pari a 100, non considerato per il successivo calcolo dei parametri geotecnici.

SONDAGGIO Sa						
Profondità da p.c.	N₁	N₂	N₃	N_{SPT}	(N₁)₆₀	Litologia
da 3.00 a 3.45 m	6	9	9	18	18	Sabbia con ghiaia
da 6.00 a 6.45 m	11	13	12	25	22	Ghiaia sabbiosa
da 9.00 a 9.45 m	13	27	Rif.	-	-	Ghiaia sabbiosa
da 12.00 a 12.45 m	14	19	23	42	35	Ghiaia sabbiosa
da 15.00 a 15.45 m	29	43	Rif.	-	-	Ghiaia sabbiosa

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio Sa e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

SONDAGGIO Sb						
Profondità da p.c.	N₁	N₂	N₃	N_{SPT}	(N₁)₆₀	Litologia
da 3.00 a 3.45 m	16	15	14	29	29	Sabbia con ghiaia
da 6.00 a 6.45 m	5	8	8	16	16	Ghiaia sabbiosa
da 9.00 a 9.45 m	26	37	18	55	49	Ghiaia sabbiosa

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio Sb e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

SONDAGGIO Sc						
Profondità da p.c.	N₁	N₂	N₃	N_{SPT}	(N₁)₆₀	Litologia
da 3.00 a 3.45 m	12	13	15	28	28	Sabbia con ghiaia
da 6.00 a 6.45 m	21	13	12	25	22	Ghiaia sabbiosa
da 9.00 a 9.45 m	24	27	38	65	58	Ghiaia sabbiosa

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio Sc e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

SONDAGGIO Sd						
Profondità da p.c.	N₁	N₂	N₃	N_{SPT}	(N₁)₆₀	Litologia
da 3.00 a 3.45 m	11	15	11	26	26	Sabbia con ghiaia
da 6.00 a 6.45 m	8	7	7	14	14	Ghiaia con sabbia limosa
da 9.00 a 9.45 m	6	20	40	60	53	Ghiaia sabbiosa
da 12.00 a 12.45 m	8	27	43	70	59	Ghiaia sabbiosa
da 15.00 a 15.45 m	Rif.	-	-	-	-	Ghiaia sabbiosa

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio Sd e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

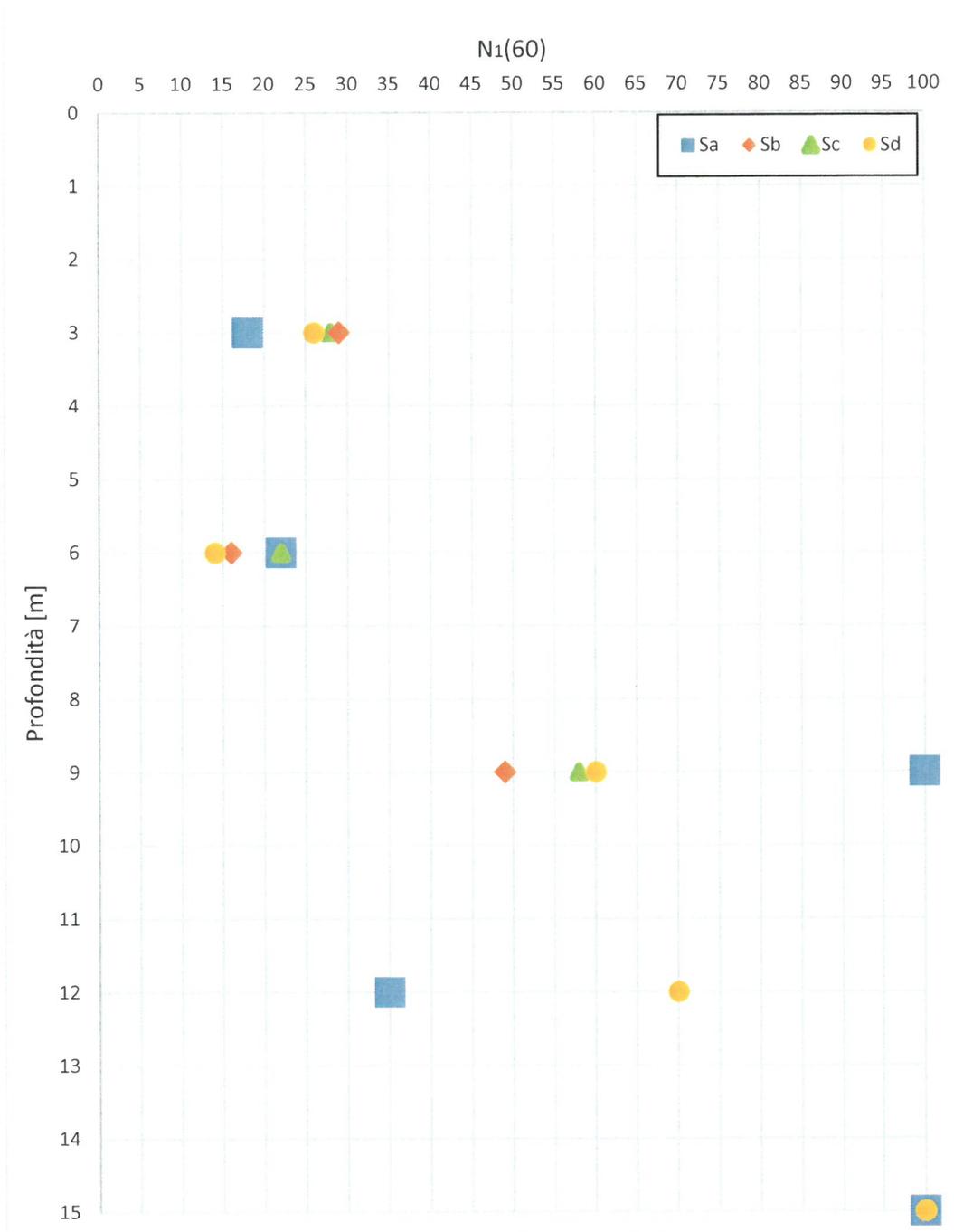


Figura 1 – Valori di $(N_1)_{60}$ determinati nel corso dell'indagine in funzione della profondità.

Per la stima dei parametri geotecnici si è fatto ricorso alle correlazioni di De Mello (1971) e Shioi&Fukuni (1982) per l'angolo di attrito e alla correlazione di Schmertmann (1978) e Schultze e Menzebach per il calcolo del modulo di Young; i valori ricavati mediante l'esecuzione delle prove S.P.T. hanno contribuito allo sviluppo del modello geotecnico unitamente ai risultati delle prove penetrometriche.

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 a ca. 5 m di profondità (di cui non sono note le possibili oscillazioni piezometriche), in accordo sostanziale con le informazioni sito-generiche derivate dallo studio geologico del P.R.G..

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.

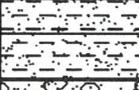
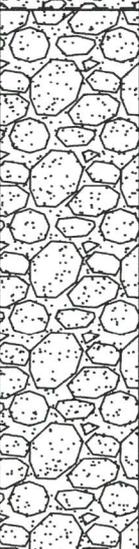
Unità R	Si tratta del riporto utilizzato come sottofondo del piazzale e della pavimentazione dell'edificio esistenti, di spessore variabile sino a un massimo rilevato di 1.2 m in corrispondenza del sondaggio Sc.
Unità A	<p>Sotto l'orizzonte di riporto e sino a ca. 1.9 m di profondità (Sd), si riconosce un terreno caratterizzato da una diffusa matrice limoso-sabbiosa, talora limoso-argillosa, di scadenti caratteristiche geotecniche. Nonostante la componente fine possa, almeno localmente, essere responsabile di un comportamento coesivo o semi-coesivo, il deposito è stato cautelativamente considerato incoerente, assumendo come caratteristico un angolo di attrito $\Phi=24-26^\circ$ e un modulo di deformazione $E= 70-90 \text{ kg/cm}^2$.</p> <p>Si segnala, inoltre, che lo spessore dell'unità A varia sensibilmente all'interno dell'area di indagine: da un massimo di ca. 0.8 m (sondaggio Sd), sino a scomparire sulla verticale Sc; oltre che per le sue caratteristiche geotecniche, il terreno presenta una disomogenea distribuzione latero-verticale, ragione per la quale è da ritenersi NON compatibile con le previste strutture di fondazione.</p>
Unità B	Alla base dell'unità A o a diretto contatto con l'orizzonte di riporto, si sviluppa un deposito caratterizzato da una matrice sabbiosa ben addensata, a tratti ghiaiosa (responsabile di locali incrementi dei valori di SPT e del rifiuto strumentale di tutte le prove penetrometriche); sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=29-31^\circ$ e un modulo di deformazione $E= 180-220 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	A partire da ca. 5 m di profondità, si riconosce un deposito incoerente che differisce dall'unità sovrastante per una diminuzione dello stato di addensamento della matrice e per la presenza di una frazione limosa subordinata ($\Phi=29^\circ-30^\circ$; $E=170-200 \text{ kg/cm}^2$).

Unità D

Oltre ca. 9 m di profondità, avviene il passaggio a un deposito ben addensato e/o più grossolano (ghiaia sabbiosa), per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi=31^{\circ}-33^{\circ}$ e un modulo di deformazione $E=220-270 \text{ kg/cm}^2$.

Il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione è rappresentato nella seguente figura, mentre la geometria delle singole unità è descritta nelle sezioni in *Allegato 1*.

Quota della falda da pc (m): 5 m

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	nc	nc	1.6	nc	nc
1.90		Unità A: Limo sabbioso argilloso	nc	80	1.8	nc	24
5.00		Unità B: Sabbia con ghiaia	nc	200	1.8	nc	29
9.00		Unità C: Ghiaia sabbioso-limosa	nc	180	1.8	nc	29
15.00		Unità D: Ghiaia sabbiosa	nc	250	1.8	nc	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

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 una struttura di fondazione a **plinto con eccentricità nulla posato entro l'Unità B** e un **incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m**.

In fase esecutiva la D.L. dovrà accertare che lo scavo di fondazione raggiunga i depositi dell'unità B, evitando qualsiasi interazione con i terreni di scadenti proprietà geotecniche dell'unità A (rilevati all'interno del sondaggio Sd sino alla profondità di 1.9 m); qualora la profondità di affioramento dei depositi dell'unità B fosse eccessiva per le esigenze progettuali, potranno essere adottati circostanziati interventi di bonifica, rimuovendo i terreni indesiderati superficiali e riportando, sino alla quota di imposta delle fondazioni, materiali di adeguate caratteristiche geotecniche, uniformando l'intero sedime di fondazione per evitare comportamenti differenziali dell'edificio.

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 polinomiale 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 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 $A1+M1+R3$.

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

IPOTESI PROGETTUALE

Tipologia di fondazione = plinto a base quadrata con eccentricità nulla

Incastro minimo della fondazione nei terreni (D) = 1.0 m

Terreni di fondazione = Unità B (*)

() Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte superficiale di scadenti proprietà geotecniche (Unità A) indipendentemente dal suo spessore. In caso di necessità (qualora la profondità dell'unità B fosse eccessiva e non compatibile con le esigenze geometriche/strutturali) sarà possibile ricorrere a circostanziati interventi di bonifica geotecnica, rimuovendo il materiale indesiderato superficiale e riportarne altro di caratteristiche adeguate, uniformando l'intero sedime di fondazione.*

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:

PLINTO DI FONDAZIONE								
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]	R_d [kg*10 ³]	R_d [kN]
200	200	5,89	577,61	2,3	2,56	251,14	102,43	1004,54
250	250	6,52	639,39	2,3	2,83	278,00	177,17	1737,48
300	300	7,14	700,19	2,3	3,10	304,43	279,39	2739,89
350	350	7,76	761,00	2,3	3,37	330,87	413,30	4053,13

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 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2), la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	2,56	251,14	102,43	1004,54	21-23
250	250	2,83	278,00	177,17	1737,48	30-32
300	300	3,10	304,43	279,39	2739,89	39-41
350	350	3,37	330,87	413,30	4053,13	50-52

Dai calcoli si evincono valori che, per i plinti di maggiori dimensioni, superano i limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30mm) nel caso in cui si applicassero azioni (Ed) corrispondenti alle resistenze del terreno (Rd) calcolate come SLU GEO in approccio 2.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche delle dimensioni della fondazione, nella seguente tabella sono stati calcolati i cedimenti riducendo le pressioni sul piano di posa e mantenendo invariata la geometria della fondazione con lato B=3.5 m.

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
350	350	3,00	294,20	367,50	3603,94	44-46
350	350	2,50	245,17	306,25	3003,29	36-38
350	350	2,00	196,13	245,00	2402,63	29-31
350	350	1,50	147,10	183,75	1801,97	21-23

Va comunque 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 Formazione del cassonetto del piazzale e del fabbricato

Secondo il capitolato standard di LIDL, il cassonetto deve avere uno spessore di almeno 55 cm (piazzale) e di 50 cm (fabbricato) ed essere costituito da due strati:

- uno strato di fondazione, di 40 cm di spessore minimo, in misto granulare naturale o equivalente di materiale riciclato (conforme alla Circolare MinAmbiente n. 5205 del 15/07/2005);
- uno strato di base, di 15 cm (piazzale) o di 10 cm (fabbricato) di spessore, in misto granulare stabilizzato.

I terreni impiegati, gli spessori e il grado di costipamento dovranno comunque garantire, nel loro complesso, la stabilità del piazzale al passaggio dei mezzi pesanti (45 tonnellate). A compattazione avvenuta del cassonetto standard si suggerisce di ottenere le seguenti prestazioni minime:

STRATO DI FONDAZIONE: modulo di deformazione $Md1 \geq 70$ MPa e grado di compattazione $Md2/Md1 \leq 2,5$ verificati con prove di carico su piastra con ciclo per “strato di fondazione”; le prestazioni potranno essere ottenute anche ricorrendo a un misto granulare miscelato con cemento in percentuale da definire a cura della D.L.;

STRATO DI BASE: modulo di deformazione $Md1 \geq 80$ MPa e grado di compattazione $Md2/Md1 \leq 2,2$, verificati con prove di carico su piastra con ciclo per “strato di base” .

I moduli di deformazione e i rapporti fra i moduli (al primo e al secondo ciclo di carico) andranno determinati con prove di carico a doppio ciclo con piastra circolare secondo normativa CNR B.U. A. XXVI n°146 – 1992. Le prove di carico su piastra dovranno essere eseguite in ragione di una prova ogni 500 mq nelle corsie di maggior transito e almeno una in zona rampa (per un totale minimo di n. 4 prove di carico su piastra per ciascuno strato sull'intero piazzale e altrettante nella zona del fabbricato).

Da una prima analisi dei terreni di substrato, l'area appare diffusamente interessata da materiale di riporto, le cui caratteristiche potrebbero già rispondere ai requisiti prestazionali richiesti per i sottofondi naturali (sui quali sviluppare il successivo cassonetto) senza un preventivo trattamento. Discorso a parte, invece, meritano le aree in cui affiorano terreni naturali, di cui non sono note le caratteristiche di deformabilità rispetto alla futura sovrastruttura rappresentata dal cassonetto.

Secondo la buona pratica geotecnica, infatti, salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione M_d , determinato sul piano di posa (naturale o bonificato) secondo la norma CNR 146/92 al primo ciclo di carico nell'intervallo compreso tra $0,05 \div 0,15 \text{ N/mm}^2$, deve risultare non inferiore a:

- 15 Mpa (valore minimo per consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti), quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è maggiore di 2,00 m;
- 20 Mpa, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 1,00 e 2,00 m;
- 30 Mpa, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 0.50 e 1,00 m;
- per distanze inferiori a 0.50 m si applicano i requisiti richiesti ai sottofondi.

Sarà quindi necessario verificare preventivamente i moduli di deformazione dei terreni di sottofondo alla sovrastruttura (cassonetto); solamente in difetto, si dovranno adottare specifici interventi di trattamento volti a irrigidire e stabilizzare il piano di appoggio del rilevato. Ciò vale in modo particolare nelle aree prive di riporto, ove affiorano terreni naturali di scarse caratteristiche geotecniche.

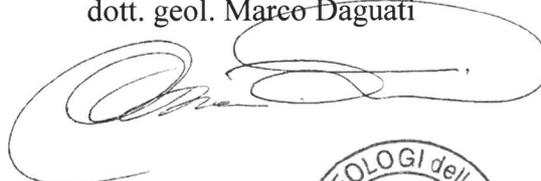
3.5 Suggerimenti e considerazioni conclusive

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 con una diffusa matrice fine e scadenti caratteristiche geotecniche (*Unità A*), sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni si attestino entro l'*Unità B*; 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, uniformando così l'intero sedime di fondazione.

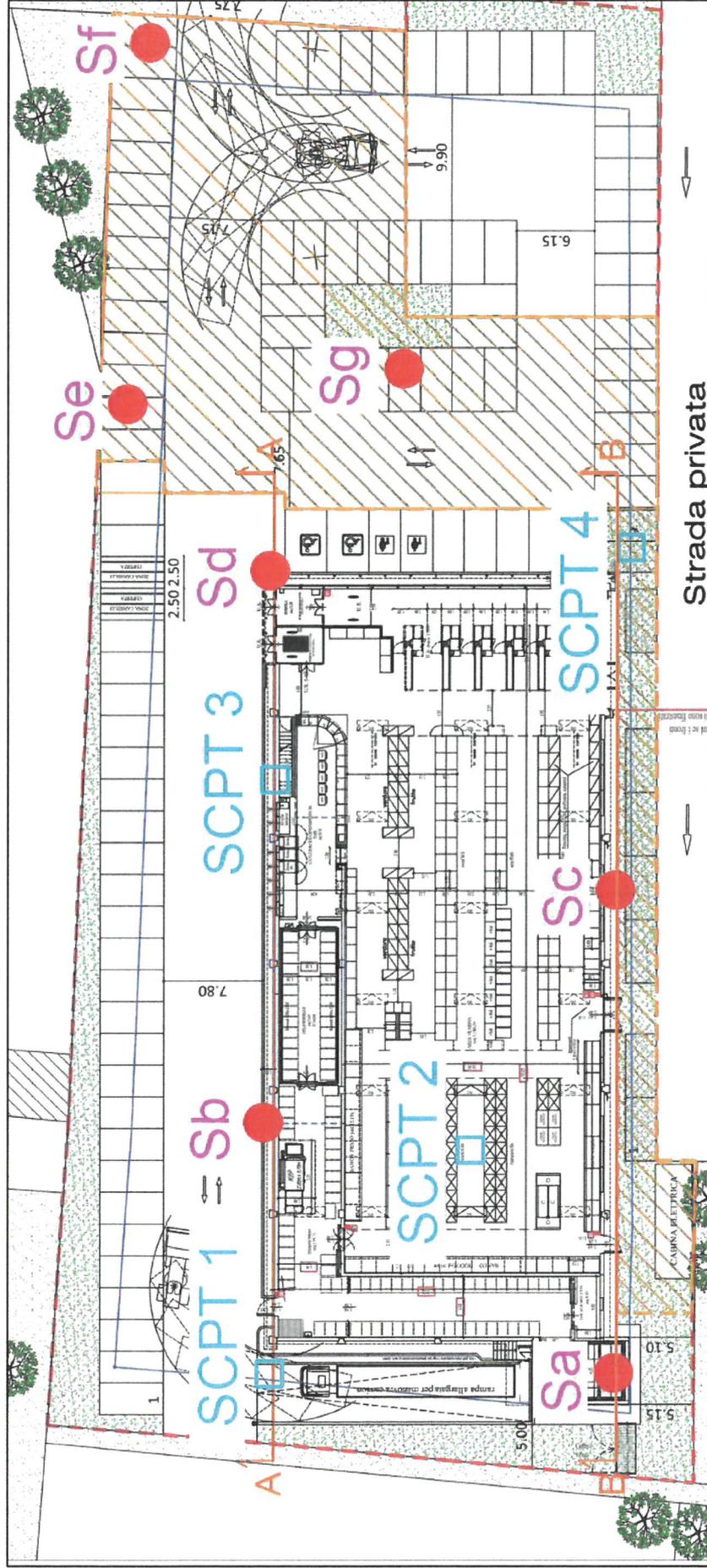
Codogno, 31.07.2018

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

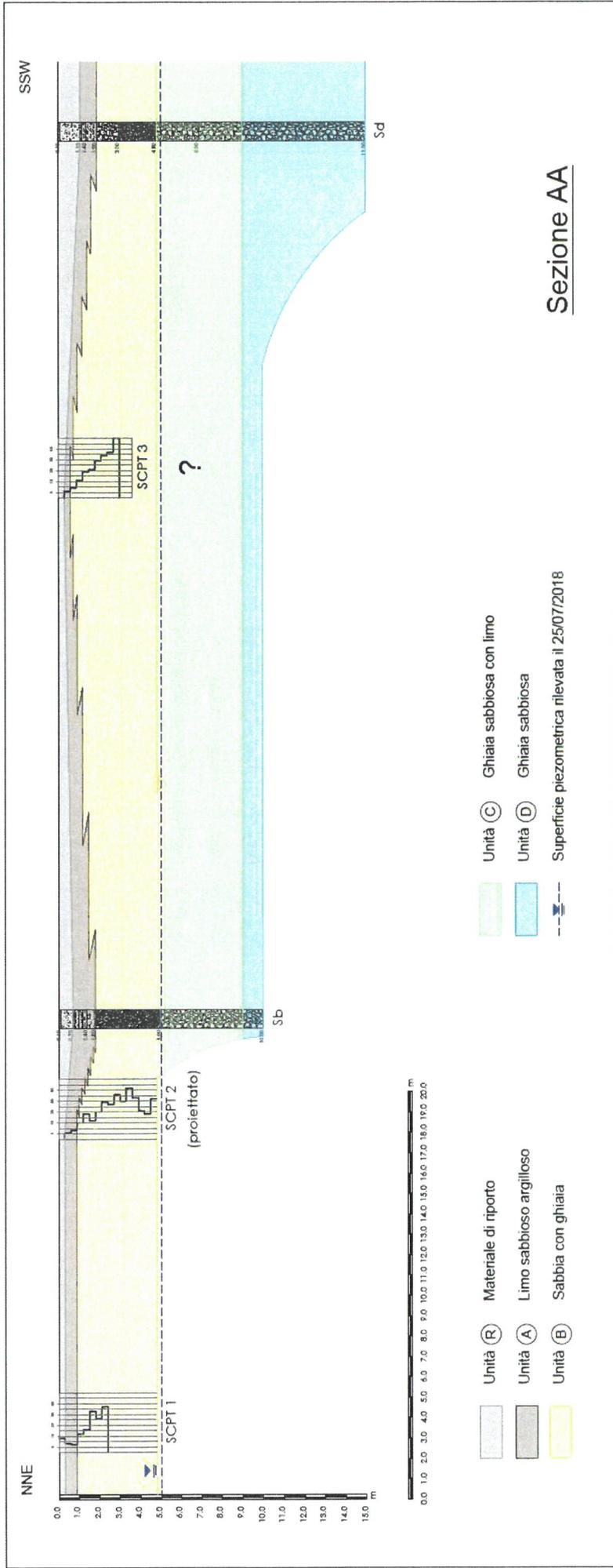


ALLEGATO 1 – Ubicazione delle indagini

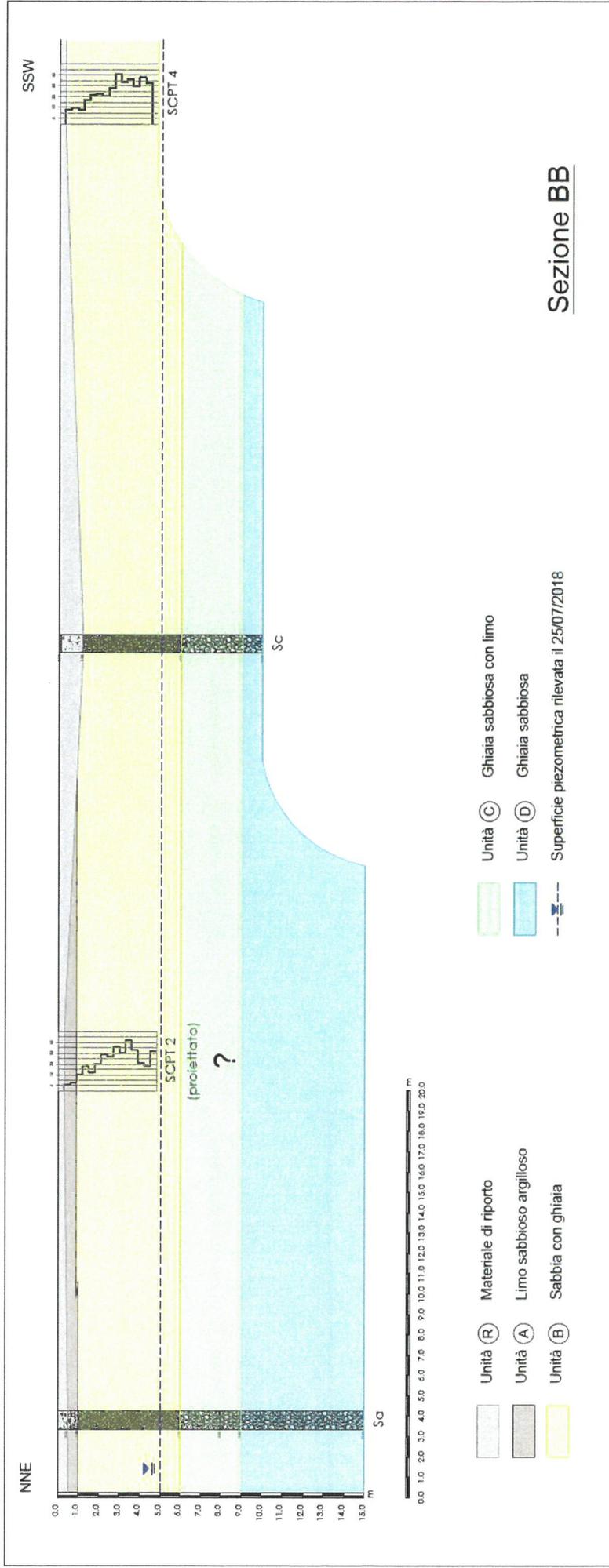
- Sondaggi geognostici
- Prove penetrometriche



Sezione AA



Sezione BB



ALLEGATO 2 – Prove penetrometriche



Prova penetrometrica P. 1



Prova penetrometrica P. 2



Prova penetrometrica P. 3



Prova penetrometrica P. 4

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI e RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE

<i>Unità geotecniche</i>	DPSH P.1		DPSH P.2		DPSH P.3		DPSH P.4	
	Prof. (m)	Nsept						
<i>Unità R</i>	0,3	13	0,3	-	0,3	-	0,3	-
<i>Unità A</i>	0,6	8	0,6	6	0,6	6	0,6	13
	0,9	7	0,9	8	0,9	9	0,9	15
<i>Unità B</i>	1,2	17	1,2	15	1,2	16	1,2	13
	1,5	21	1,5	23	1,5	24	1,5	22
	1,8	38	1,8	17	1,8	26	1,8	27
	2,1	31	2,1	25	2,1	34	2,1	28
	2,4	42	2,4	34	2,4	39	2,4	26
	2,7	Rif.	2,7	32	2,7	42	2,7	33
	3,0		3,0	41	3,0	55	3,0	46
	3,3		3,3	35	3,3	Rif.	3,3	39
	3,6		3,6	47	3,6		3,6	41
	3,9		3,9	38	3,9		3,9	35
	4,2		4,2	26	4,2		4,2	43
	4,5		4,5	23	4,5		4,5	38
	4,8		4,8	37	4,8		4,8	Rif.
5,1	5,1		Rif.	5,1	5,1			

PROFILI PENETROMETRICI



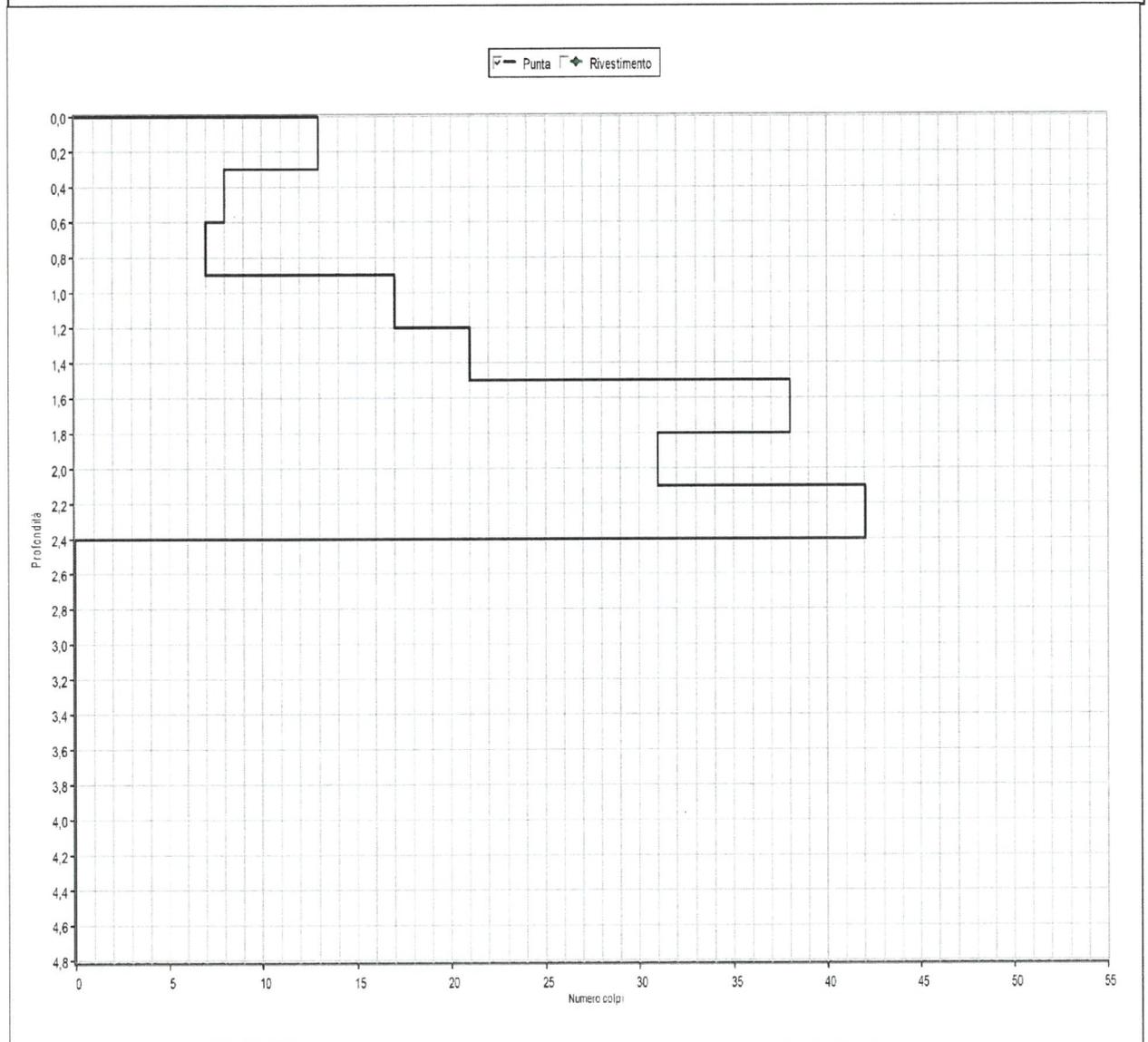
GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

pag.1

Committente:	Lidl Italia S.r.l.		
Località:	Casale Monferrato (AL)	Quota s.l.m. (m):	
Data inizio cantiere:	19/07/2018	Data fine cantiere:	
		Sigla:	Prova 1
Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH)		
Coordinate geografiche:			

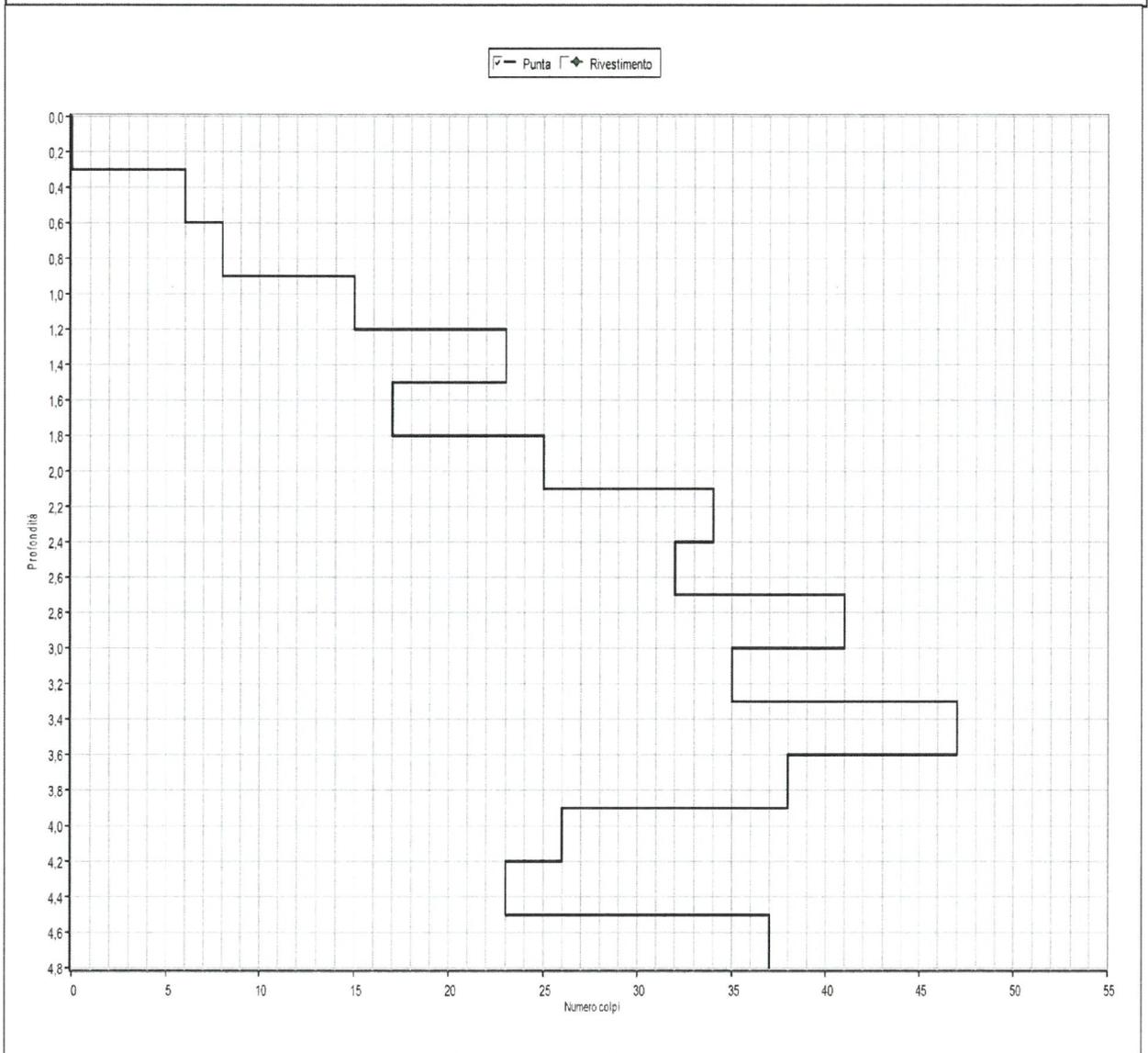
GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

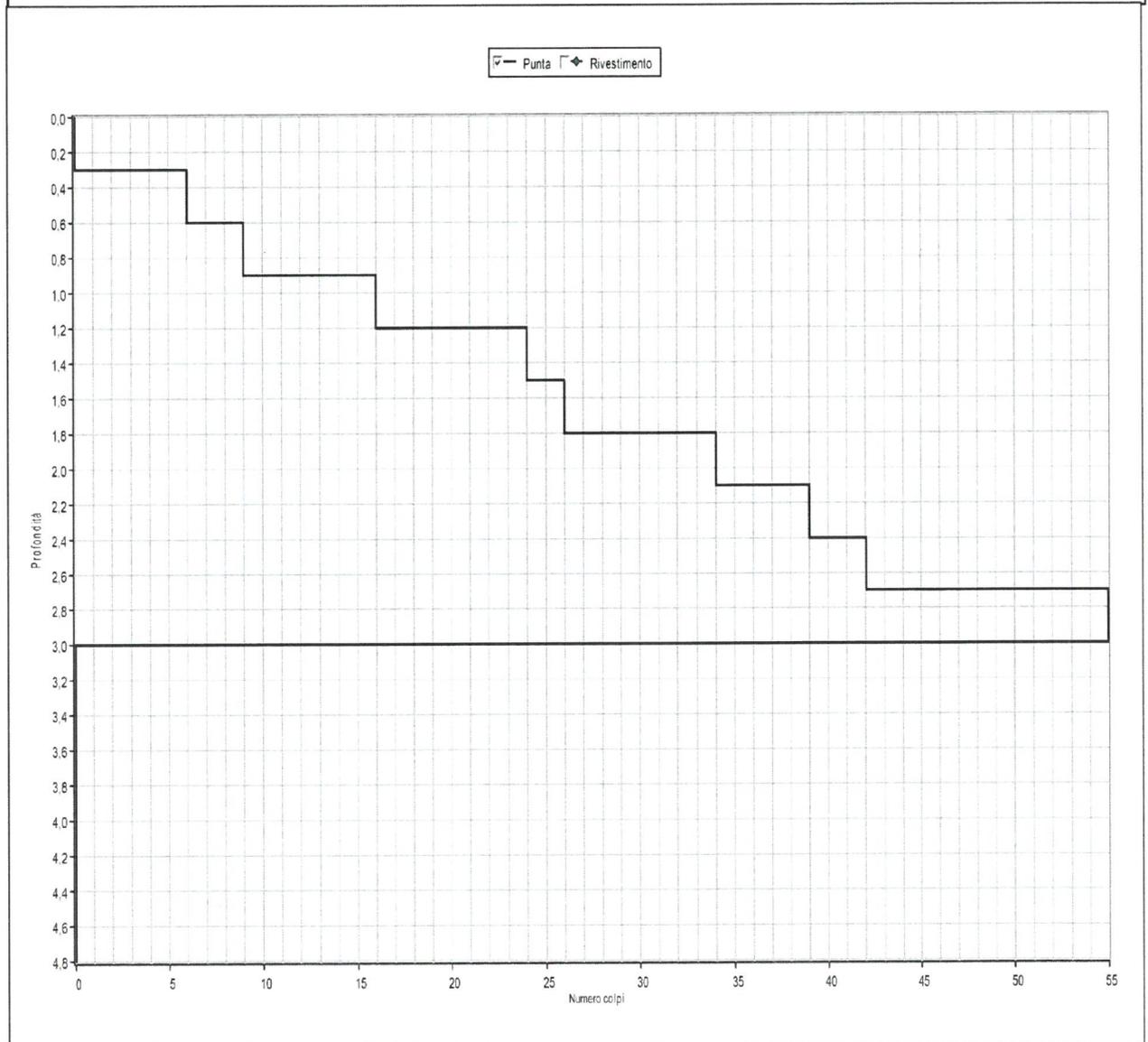
Committente:	Lidl Italia S.r.l.		
Località:	Casale Monferrato (AL)	Quota s.l.m.(m):	
Data inizio cantiere:	19/07/2018	Data fine cantiere:	
		Sigla:	Prova 2
Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH)		
Coordinate geografiche:			

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



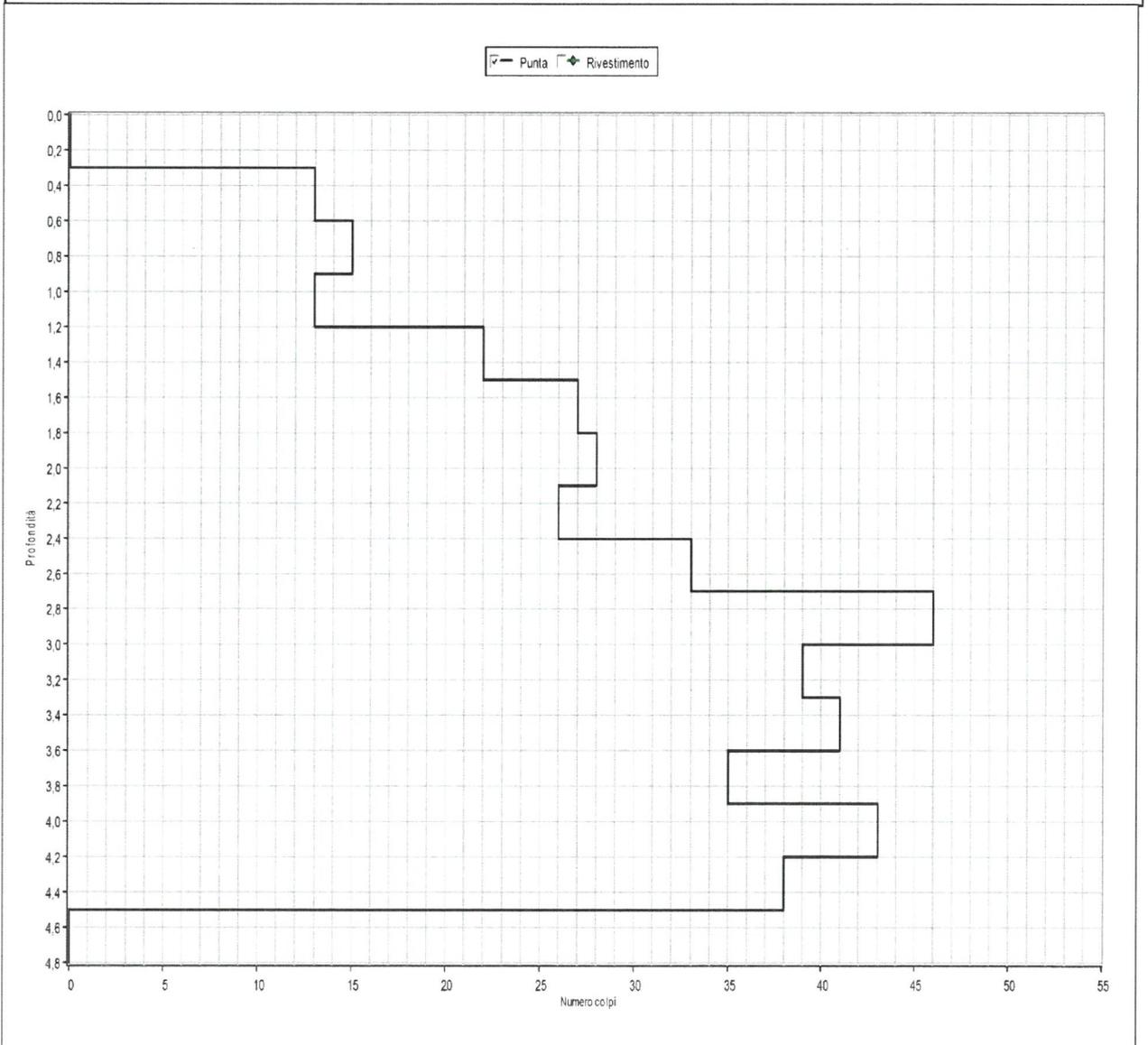
Committente:	Lidl Italia S.r.l.		
Località:	Casale Monferrato (AL)	Quota s.l.m.(m):	
Data inizio cantiere:	19/07/2018	Data fine cantiere:	
		Sigla:	Prova 3
Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH)		
Coordinate geografiche:			

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



Committente:	Lidl Italia S.r.l.		
Località:	Casale Monferrato (AL)	Quota s.l.m.(m):	
Data inizio cantiere:	19/07/2018	Data fine cantiere:	
		Sigla:	Prova 4
Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH)		
Coordinate geografiche:			

GRAFICO RIASSUNTIVO DELLA PROVA



ALLEGATO 3 – Sondaggi

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: Località:	LIDL Italia S.r.l. Casale Monferrato (AL)
Scala: 1:100	Data: 25/07/2018	Sondaggio n. Sa

Attrezzatura e metodo di perforazione:

<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	% Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo	
	0.50			riporto (ghiaia sabbiosa)									
	1.00				limo sabbioso ghiaioso di colore marrone								
	4.00				sabbia fine con ghiaia di colore nocciola								
	5.00												
	6.00												
	7.00				ghiaia sabbiosa (sabbia fine) di colore grigio								
	8.00				ghiaia sabbiosa (sabbia fine) lunosa di colore grigio								
	9.00												
					ghiaia sabbiosa di colore grigio								
	15.00												



Foto 1: ubicazione sondaggio Sa



Foto 2: sondaggio Sa da 0 a 5 m



Foto 3: sondaggio Sa da 5 a 10 m



Foto 4: sondaggio Sa da 10 a 15 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL)	Scala: <input type="text" value="1:100"/> Data: <input type="text" value="25/07/2018"/> Sondaggio n. <input type="text" value="Sb"/>
--	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione:		
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
	0.00			acqueo								
	0.70			ripiatto (ghiaia sabbiosa)								
	1.40			limo argillo-sabbioso di colore grigio								
	1.80			sabbia fine limosa di colore marrone								
	5.00			sabbia fine con ghiaia di colore nocciolo			4.81	3.00 m 46 15 14				
	10.00			ghiaia sabbiosa di colore grigio				6.00 m 5 8 8				
								9.00 m 26 37 18				



Foto 5: ubicazione sondaggio Sb



Foto 6: sondaggio Sb da 0 a 5 m



Foto 7: sondaggio Sb da 5 a 10 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL)	Scala: 1:100 Data: 25/07/2018 Sondaggio n. Sc
--	---	---

Attrezzatura e metodo di perforazione:		
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
0.00	0.00			riporto (ghiaia sabbiosa)								
1.20	1.20			sabbia fine con ghiaia di colore nocciola			3.00 m	12 13 15				
6.00	6.00			ghiaia sabbiosa di colore grigio			4.90	6.00 m	21 13 11			
10.00	10.00							9.00 m	24 27 38			



Foto 8: ubicazione sondaggio Sc



Foto 9: sondaggio Sc da 0 a 5 m



Foto 10: sondaggio Sc da 5 a 10 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL) Scala: 1:100	Data: 25/07/2018 Sondaggio n. Sd
--	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione:		
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	<input type="checkbox"/> prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	% Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
	0.00			asfalto								
	1.10			riporto (ghiaia sabbiosa)								
	1.40			limo argillo-sabbioso di colore grigio								
	1.90			limo con sabbia fine di colore marrone								
	3.00		<input type="checkbox"/>	ghiaia con sabbia fine limosa di colore marrone				3.00 m 11 15 11				
	4.00		<input type="checkbox"/>	sabbia fine con ghiaia di colore nocciola								
	4.80		<input type="checkbox"/>				5.00					
	6.00		<input type="checkbox"/>	ghiaia con sabbia fine limosa di colore grigio				6.00 m 8 7 7				
	9.00							9.00 m 6 20 40				
	12.00							12.00 m 8 27 43				
	15.00			ghiaia sabbiosa di colore grigio				15.00 m n1				



Foto 11: ubicazione sondaggio Sd



Foto 12: sondaggio Sd da 0 a 5 m



Foto 13: sondaggio Sd da 5 a 10 m



Foto 14: sondaggio Sd da 10 a 15 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL)	Scala: <input type="text" value="1:100"/>	Data: <input type="text" value="25/07/2018"/> Sondaggio n. <input type="text" value="Se"/>
--	---	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione:			
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC	
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	<input type="checkbox"/> prova di permeabilità	
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON	

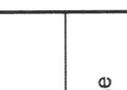
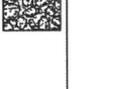
Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
	0.00			terreno								
	0.20			riporto (ghiaia sabbiosa)								
	1.40			limo argillo-sabbioso di colore grigio								
	1.80			sabbia fine limosa di colore marrone								
	3.00			sabbia fine con ghiaia di colore nocciola								



Foto 15: ubicazione sondaggio Se



Foto 16: sondaggio Se da 0 a 3 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL)	Scala: <input type="text" value="1:100"/>	Data: <input type="text" value="25/07/2018"/> Sondaggio n. <input type="text" value="Sf"/>
--	---	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione:		
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON

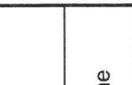
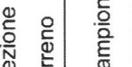
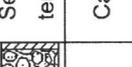
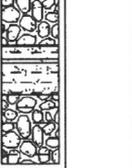
Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
0.00	0.00			ghiaia sabbiosa di colore grigio								
1.10	1.10			limo argillo-sabbioso di colore grigio								
1.40	1.40			limo con sabbia fine di colore marrone								
1.90	1.90			ghiaia con sabbia fine limosa di colore marrone								
3.00	3.00											



Foto 17: ubicazione sondaggio Sf



Foto 18: sondaggio Sf da 0 a 3 m

Lidl Italia S.r.l.
Comune di Casale Monferrato (AL)

GEOLAMBDA S.r.l. Engineering Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO)	Committente: LIDL Italia S.r.l. Località: Casale Monferrato (AL)	Scala: <input type="text" value="1:100"/>	Data: <input type="text" value="25/07/2018"/> Sondaggio n. <input type="text" value="Sg"/>
--	---	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione:			
<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC	
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	<input type="checkbox"/> prova di permeabilità	
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON	

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Falda	S.P.T.	Carotaggio	Pocket Test	Max Vane test	Residuo
0.00	0.00			rischio					0.00			
	1.20			riporto (sabbia sabbiosa)					1.20			
	6.00			sabbie fine con ghiaia di colore rossicciolo					6.00			



Foto 19: ubicazione sondaggio Sg



Foto 20: sondaggio Sg da 0 a 3 m