

**Comune** VERONA

**Provincia** VERONA

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

**Oggetto** **Progetto di Variante al Piano degli Interventi finalizzato alla realizzazione di nuovo fabbricato ad uso commerciale in Comune di Verona: STUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO e SISMICO.**

**Data** 14 ottobre 2016



## INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO .....	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Inquadramento idrogeologico e piezometria.....	6
1.3 Caratterizzazione dei terreni superficiali.....	8
1.4 Vincoli e fragilità dell'area di intervento .....	11
ALLEGATI 1 - 4.....	12
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO .....	19
2.1 Calcolo delle $V_{S,30}$ e definizione della categoria di sottosuolo.....	20
2.2 Definizione dell'azione sismica secondo la normativa .....	22
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione .....	24
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	26
3.1 Indagine geotecnica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	26
3.2 Modello geotecnico di riferimento .....	34
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione.....	37
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive .....	43
ALLEGATO 5 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI.....	44
ALLEGATO 6 – PROVE PENETROMETRICHE.....	44

## PREMESSA

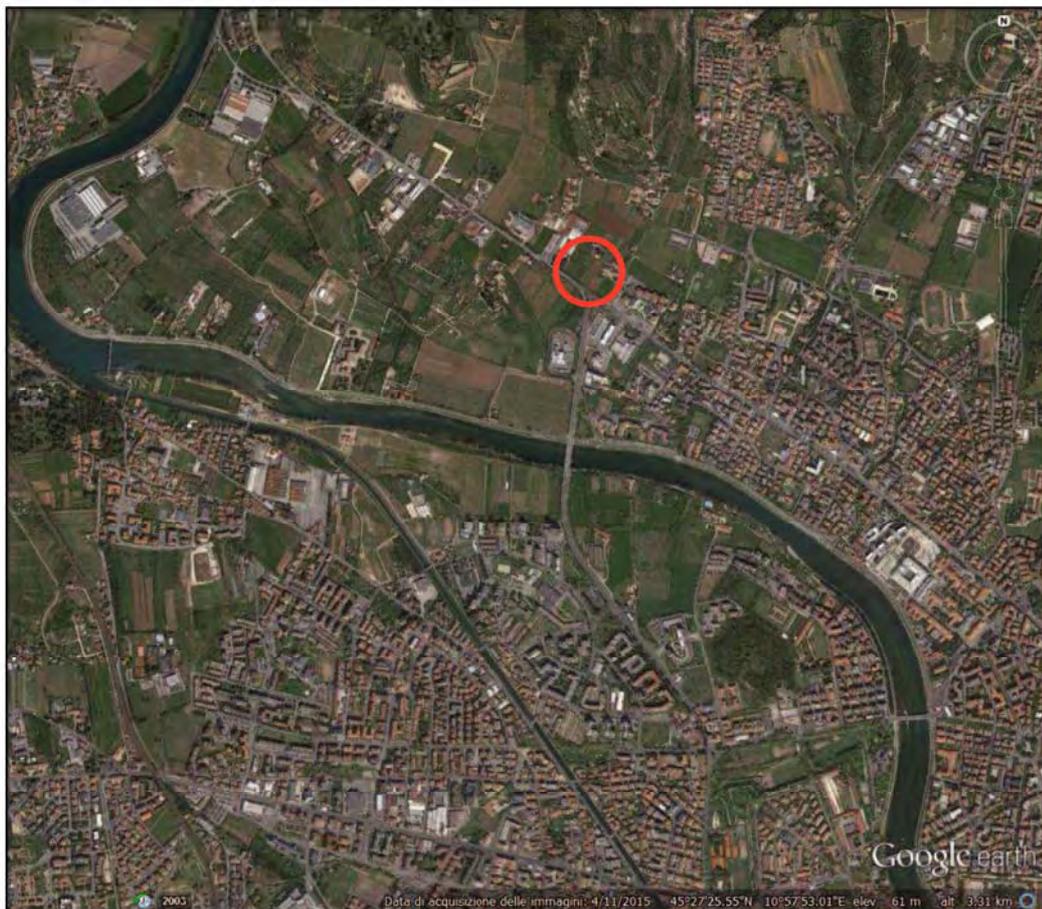
In seno alla proposta di Variante al Piano degli Interventi del Comune di Verona (Scheda Norma 208 – ATO 2), LIDL ITALIA S.r.l. ha affidato allo scrivente l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni ai sensi del D.M. 14.01.2008 e s.m.i. “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”.

Tra gli obiettivi dell'indagine anche quella di valutare la possibilità di scaricare nel sottosuolo le acque meteoriche provenienti dal nuovo edificio con lo scopo di perseguire il principio di invarianza idraulica dell'area.

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo fabbricato ad uso commerciale (nuova filiale), ubicato nel settore nord-occidentale del Comune di Verona (Via Ca' di Cozzi), come mostrato in *Figura 1*.

L'indagine geognostica si è avvalsa di:

- una serie di prove penetrometriche di tipo statico (CPT) e dinamico (SCPT);
- 1 pozzetto esplorativo;
- 1 stendimento sismico tipo “MASW”.



*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 è collocata nell'Alta Pianura Veronese, il cui assetto geomorfologico rappresenta il risultato delle diverse fasi di espansione dei ghiacciai durante il Pleistocene: l'alternanza delle fasi glaciali e interglaciali ha portato alla sovrapposizione ed interazione tra fenomeni deposizionali ed erosivi; in particolare, durante lo scioglimento delle masse glaciali, si sono originati torrenti fluvioglaciali (scaricatori), che hanno smantellato i precedenti cordoni morenici deponendo il materiale nelle depressioni rimaste entro le diverse cerchie. L'Alta Pianura è stata quindi modellata dall'azione dei fiumi che, allo sbocco della valli montane, hanno deposto una serie di conoidi alluvionali, caratterizzate da una morfologia a ventaglio, e da depositi via via più fini procedendo verso la media pianura.

Di particolare rilevanza è l'unità costituita dall'Antica Conoide del fiume Adige ( $fg^R$ ), costituita da alluvioni prevalentemente ghiaiose e ciottolose. L'area di intervento è ubicata in corrispondenza della transizione tra questa unità e i depositi alluvionali terrazzati che si sono depositati allo sbocco delle valli dei Monti Lessini e sbarrati dall'Antica Conoide dell'Adige. Per una corretta individuazione delle unità affioranti, nella seguente immagine si riproduce uno stralcio della Carta Geologica d'Italia (Foglio 49 "Verona").

In tale contesto, i terreni più superficiali sono stati osservati direttamente mediante l'esecuzione di un pozzetto esplorativo, descritto successivamente in dettaglio. Il profilo osservato conferma quanto indicato nello studio geologico del P.A.T. di Verona: in *Allegato 1* si riporta uno stralcio della "Carta geolitologica", che descrive la presenza di depositi prevalentemente limosi e argillosi di origine fluvioglaciale.

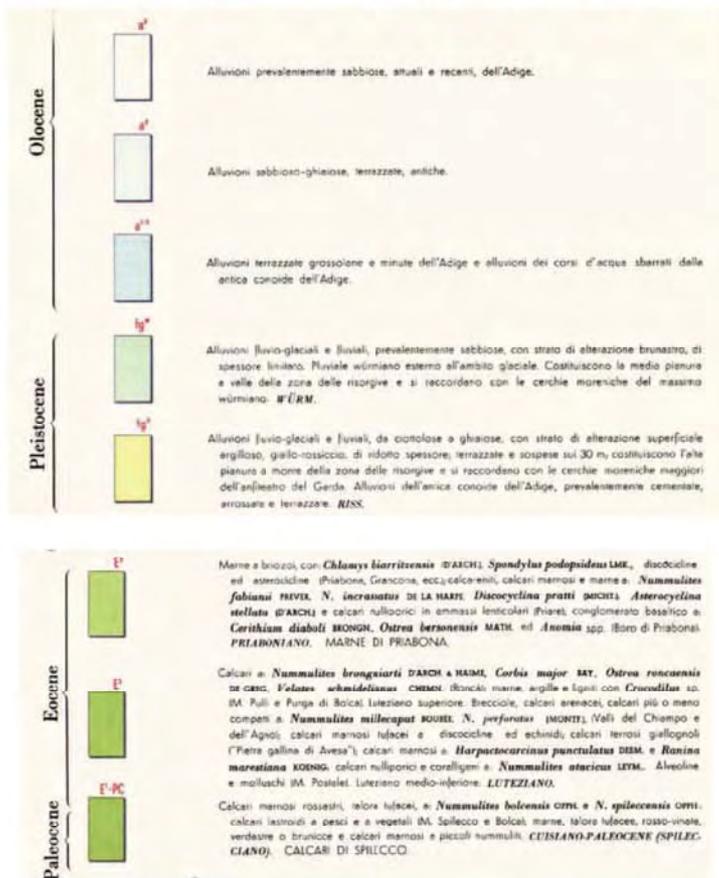
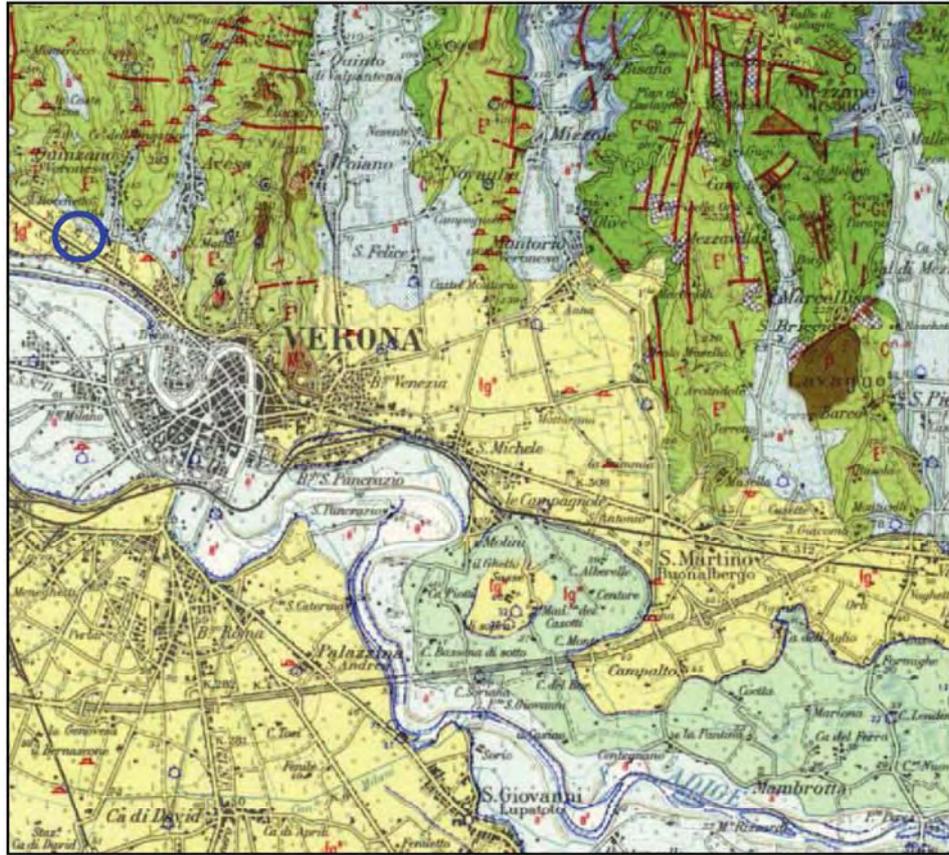


Figura 2 - Stralcio della Carta geologica d'Italia (scala 1:100.000 modificata), Foglio n. 49 "Verona".

## 1.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E PIEZOMETRIA

Il sistema idrogeologico della Pianura Veneta è caratterizzato dalla presenza di tre distinti settori omogenei, di seguito descritti (da “*Le acque sotterranee della pianura veneta - I risultati del Progetto SAMPAS, anno 2008*”).

- **Alta Pianura:** è costituita dal sistema di conoidi alluvionali ghiaiose sovrapposte e intersecate tra loro che danno origine all’acquifero freatico dell’Alta Pianura (o Acquifero Indifferenziato), dotato di elevata permeabilità e che costituisce l’area di ricarica dell’intero sistema idrogeologico.
- **Media Pianura:** situata a S-SE della fascia di Alta Pianura, è separata da quest’ultima dalla “Fascia delle Risorgive”, ed è costituita da depositi progressivamente più fini rispetto al sistema precedentemente descritto; dal punto di vista litologico è caratterizzata da ghiaie e sabbie con intercalazioni limose e argillose. Queste litologie ospitano una falda freatica superficiale e, in profondità, un sistema di falde confinate e semi-confinate.
- **Bassa Pianura:** il sottosuolo è caratterizzato da un’alternanza di depositi a granulometria fine (limi, argille e frazioni intermedie) e sabbie (sabbie limose, limi sabbiosi), che costituiscono acquiferi artesiani caratterizzati da bassa permeabilità e che contengono falde con bassa potenzialità e ridotta estensione.

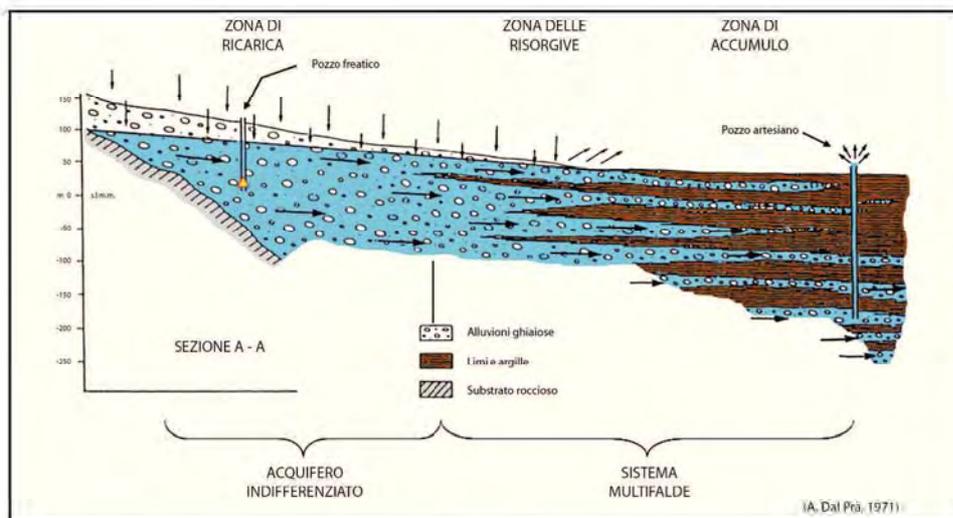
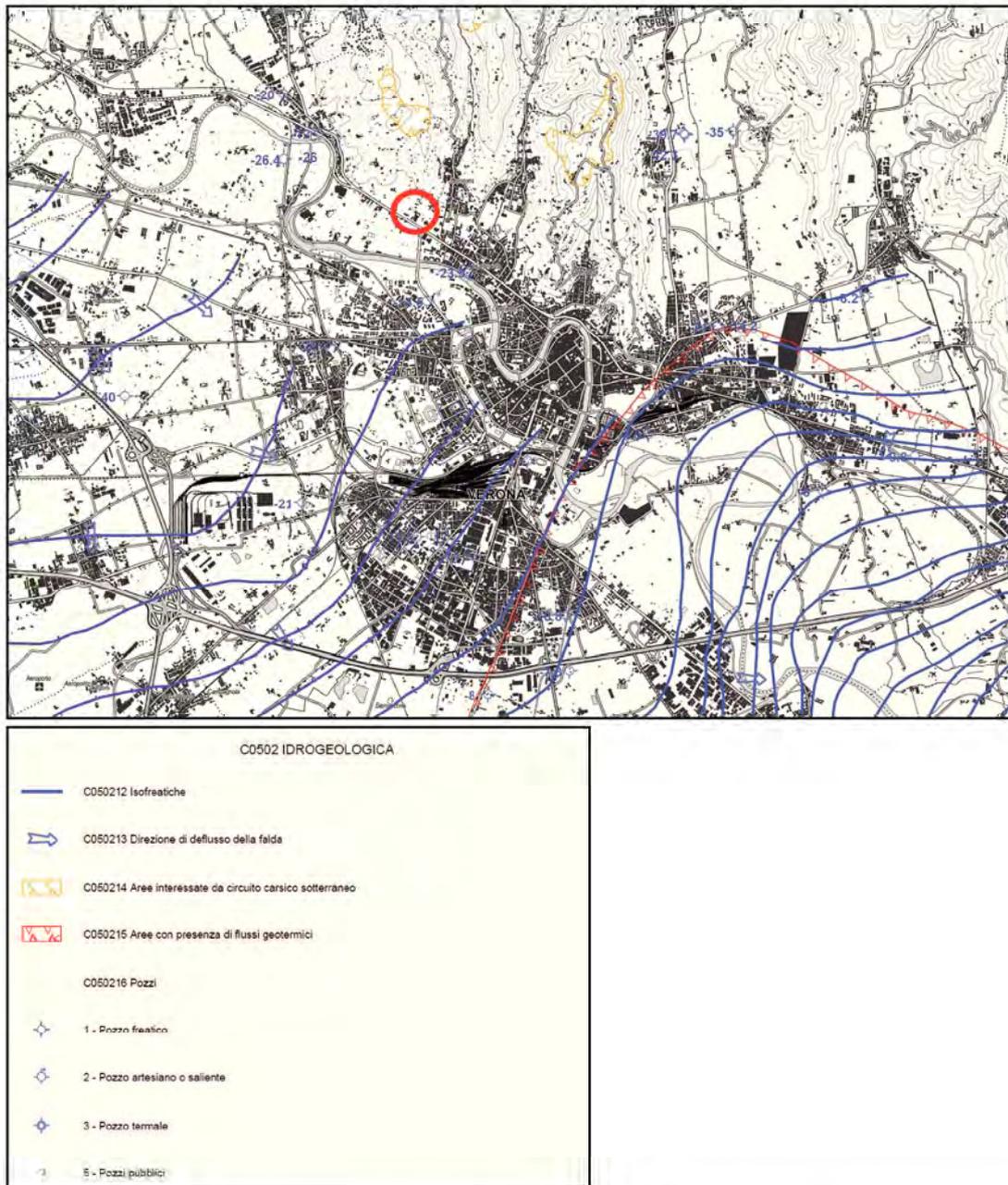


Figura 3 - Schema idrogeologico dell’Alta e Media Pianura Veneta (tratto da: “*Le acque sotterranee della pianura veneta - I risultati del Progetto SAMPAS*”, anno 2008).

L'area di indagine è collocata nel sistema dell'Alta Pianura, caratterizzato, come già descritto in precedenza, da un'unica falda freatica con direzione di flusso diretta da NNW verso SSE, come mostrato in *Figura 4*. Nella porzione settentrionale dell'Alta Pianura la falda raggiunge profondità di circa 45-50 m da p.c.; la profondità decresce procedendo verso la media pianura, dove, in corrispondenza della Linea delle Risorgive, raggiunge quote prossime al piano campagna.

Lo studio geologico del P.A.T. del Comune di Verona, definisce, per l'area in oggetto, una profondità media della falda superiore a 10 m da p.c. (*Allegato 2*).



*Figura 4* – Stralcio della “Carta dell'idrogeologia” tratta da “P.T.C.P. della Provincia di Verona – Quadro Conoscitivo” (Approvato con deliberazione Giunta Regionale n.236 del 3 marzo 2015).

### 1.3 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI SUPERFICIALI

Per quanto concerne i terreni più superficiali, essi sono stati osservati direttamente mediante un pozzetto esplorativo (la cui ubicazione è riportata in *Allegato 5*); l'osservazione diretta ha permesso di individuare terreni di copertura di natura argillosa-limosa. Il profilo stratigrafico osservato è il seguente.

<u>TRINCEA TA</u>					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione</u> <u>USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.30	---	Terreno vegetale
Da	0.30	a	2.00	CL	Argilla limosa molto consistente plastica di colore marrone
<i>falda: assente</i>					



Foto 1 - Particolare della trincea TA.

All'interno del pozzetto esplorativo sono state eseguite due prove di permeabilità a carico variabile, registrando gli abbassamenti del livello dell'acqua in diversi intervalli di tempo, successivamente riprodotti nel grafico "abbassamenti/tempi".

Attraverso le prove è stato possibile ricavare il coefficiente di permeabilità-filtrazione  $K$  [m/s] con la seguente espressione (Civita M., 2005):

$$k = \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{1 + \left(\frac{2h_m}{b}\right)}{\left(27\frac{h_m}{b} + 3\right)}$$

dove

$h_1, h_2$  = altezze dell'acqua in due istanti di tempo differenti, rispettivamente  $t_1$  e  $t_2$ ;

$b$  = lato della trincea;

$h_m$  = altezza dell'acqua (media tra  $h_1$  e  $h_2$ )

I risultati delle prove sono riassunti nelle seguenti tabelle e grafici.

<b>PROVA TA (1.0 m da p.c.)</b>			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0.00	9.80	0.00
60	1.00	9.80	0.00
120	2.00	9.70	0.10
180	3.00	9.60	0.20
240	4.00	9.50	0.30
300	5.00	9.40	0.40
600	10.00	9.20	0.60
900	15.00	9.00	0.80
1200	20.00	8.80	1.00
1500	25.00	8.60	1.20
1800	30.00	8.40	1.40

b (lato del pozzetto) (m)	0,20
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,098
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,084
h2-h1(m)	0,014
t2-t1 (intervallo di tempo)	1800,00
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,091
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	9,72E-07

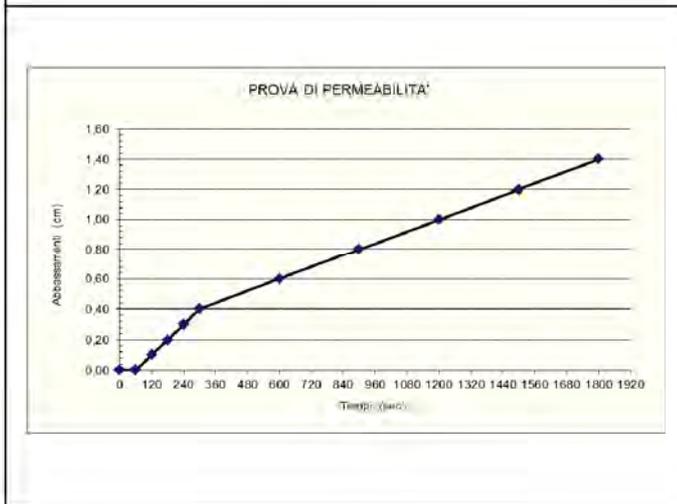


Foto 2: particolare della prova di permeabilità TA (1.00 m da p.c.).

Risultati della prova di permeabilità eseguita nel pozzetto alla profondità di 1.00 m da p.c.

<b>PROVA TA (1.50 m da p.c.)</b>			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0.00	8.70	0.00
60	1.00	8.70	0.00
120	2.00	8.60	0.10
180	3.00	8.60	0.10
240	4.00	8.60	0.10
300	5.00	8.60	0.10
600	10.00	8.50	0.20
900	15.00	8.50	0.20
1200	20.00	8.40	0.30
1500	25.00	8.20	0.50
1800	30.00	7.90	0.80

b (lato del pozzetto) (m)	0,20
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,087
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,079
h2-h1 (m)	0,008
t2-t1 (intervallo di tempo)	1800,00
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,083
k (coefficiente di permeabilità) m/sec.	5,73E-07

*Foto 3: particolare della prova di permeabilità TA (1.50 m da p.c.).*

*Risultati della prova di permeabilità eseguita nel pozzetto alla profondità di 1.50 m da p.c.*

I risultati confermano per il deposito più superficiale una bassa permeabilità (K) controllata dalla matrice argillosa-limosa (figura seguente).

k (cm/s)	10 <sup>2</sup>	10	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
k (m/s)	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta	Bassa	BB	Impermeabile					
Tipi di terreno	Ghiaie pulite		Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie		Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi	Limi argillosi e argille limose, fanghi argillosi		Argille omogenee e compatte			

Informazioni indirette (risultati penetrometrici), tuttavia, descrivono (sotto i terreni di copertura) depositi più grossolani, per i quali non è stato possibile eseguire una diversa caratterizzazione causa l'inaccessibilità dei mezzi d'indagine. Considerata la risposta geotecnica e il contesto geomorfologico e stratigrafico entro cui l'area si inserisce, tuttavia, è plausibile ipotizzare che si tratti di depositi granulari con una matrice fine variabilmente sviluppata, probabilmente di permeabilità maggiore rispetto ai terreni più superficiali e in grado di ricevere (mediante pozzi perdenti) una certa portata d'acqua: non potendone definire i coefficienti di infiltrazione, sarà necessario, in fase di progettazione esecutiva, verificare la natura dei depositi oltre i primi 2 m di profondità, caratterizzandoli dal punto di vista idrogeologico (mediante l'esecuzione di adeguate prove di infiltrazione) per dimensionare correttamente i sistemi di dispersione delle acque meteoriche.

#### **1.4 VINCOLI E FRAGILITÀ DELL'AREA DI INTERVENTO**

Per quanto riguarda i vincoli e i limiti all'uso del territorio, in *Allegato 3* si riporta uno stralcio della “Carta delle fragilità” derivata dal P.A.T. del Comune di Verona, dal quale si evince come l'area sia caratterizzata da:

- Terreno mediocre (penalità ai fini edificatori) – per queste aree sono previste prescrizioni ai fini edificatori secondo quanto riportato dall'art. 37 delle “*Norme Tecniche di Attuazione*” del P.A.T.;
- Vulnerabilità intrinseca dell'acquifero bassa (Unità B) – (art. 38 delle *Norme tecniche di Attuazione* del P.A.T.) si tratta delle aree caratterizzate dalla presenza di depositi alluvionali di tipo fluviale e fluvioglaciale, di natura prevalentemente argillosa e limosa e bassa permeabilità.

Come mostrato in *Allegato 4* (“Carta delle Invarianti” del P.A.T.), nell'area non è presente alcuna invariante di natura geomorfologica, idrogeologica, idraulica e ambientale.

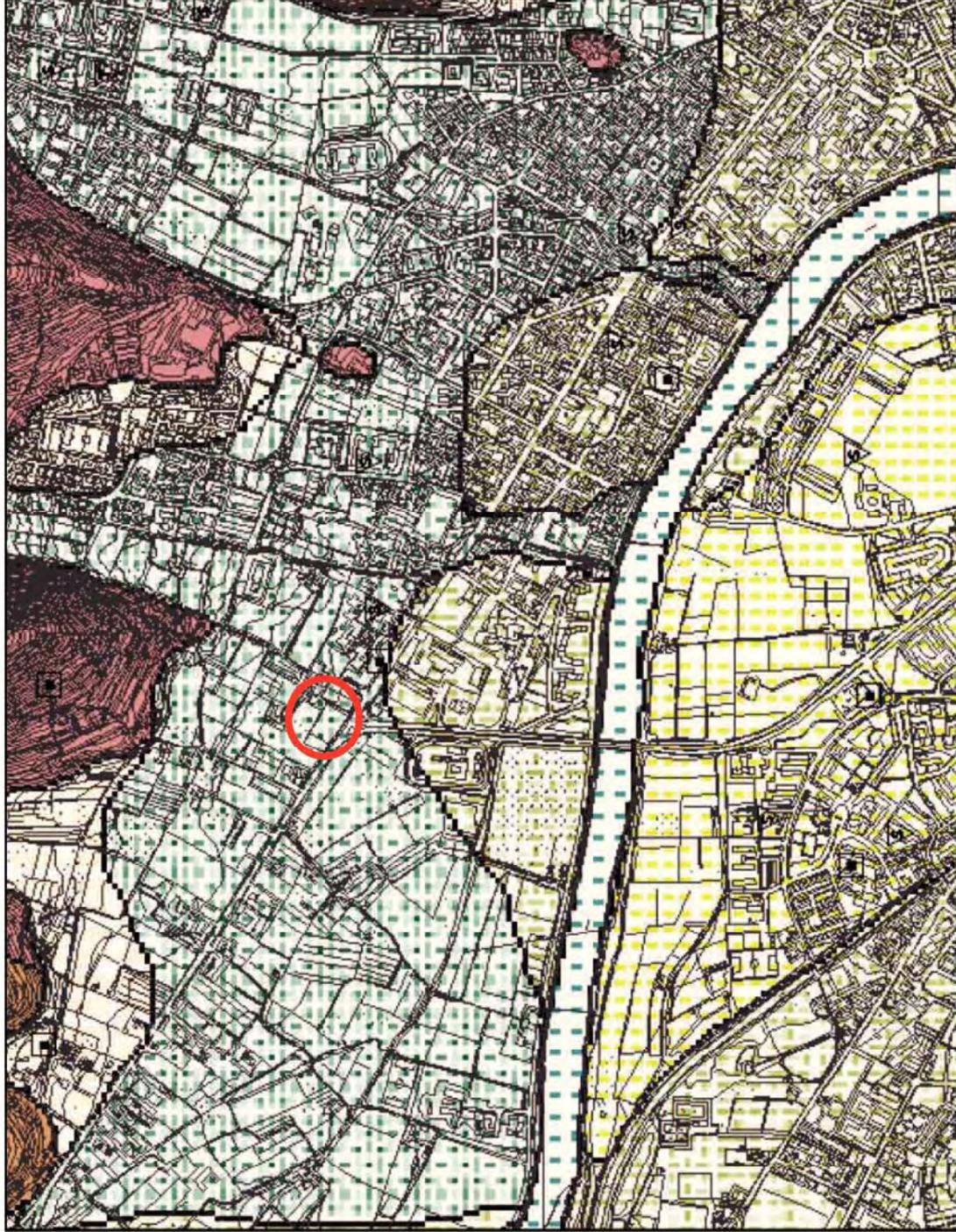
## **ALLEGATI 1 - 4**

*(Stralci tratti da: “Comune di Verona – Piano di Assetto del Territorio” del Piano Regolatore comunale, approvato con Deliberazione della Giunta Regionale n. 4148 del 18.12.2007). In rosso è indicata l'area di intervento.*

- Allegato 1: Carta geolitologica
- Allegato 2: Carta idrogeologica
- Allegato 3: Carta delle fragilità
- Allegato 4: Carta delle invarianti

LIDL ITALIA S.r.l.  
Via Ca' di Cozzi – Comune di Verona (VR)

**ALLEGATO 1 – Carta geolitologica**



## LEGENDA

 Confine comunale

### *Litologia del substrato*

-  Rocce compatte stratificate
-  Rocce superficialmente alterate e con substrato compatto
-  Rocce compatte prevalenti alternate a strati o interposizioni tenere
-  Rocce tenere a prevalente coesione
-  Rocce tenere a prevalente attrito interno

### *Materiali della copertura detritica*

-  Materiali della copertura detritica colluviale poco consolidati e costituiti da frazione limo-argillosa prevalente con subordinate inclusioni sabbioso-ghiaiose

### *Materiali degli accumuli di frana*

-  Materiali di frana per scoscendimento in blocco in materiali coesivi stabilizzati

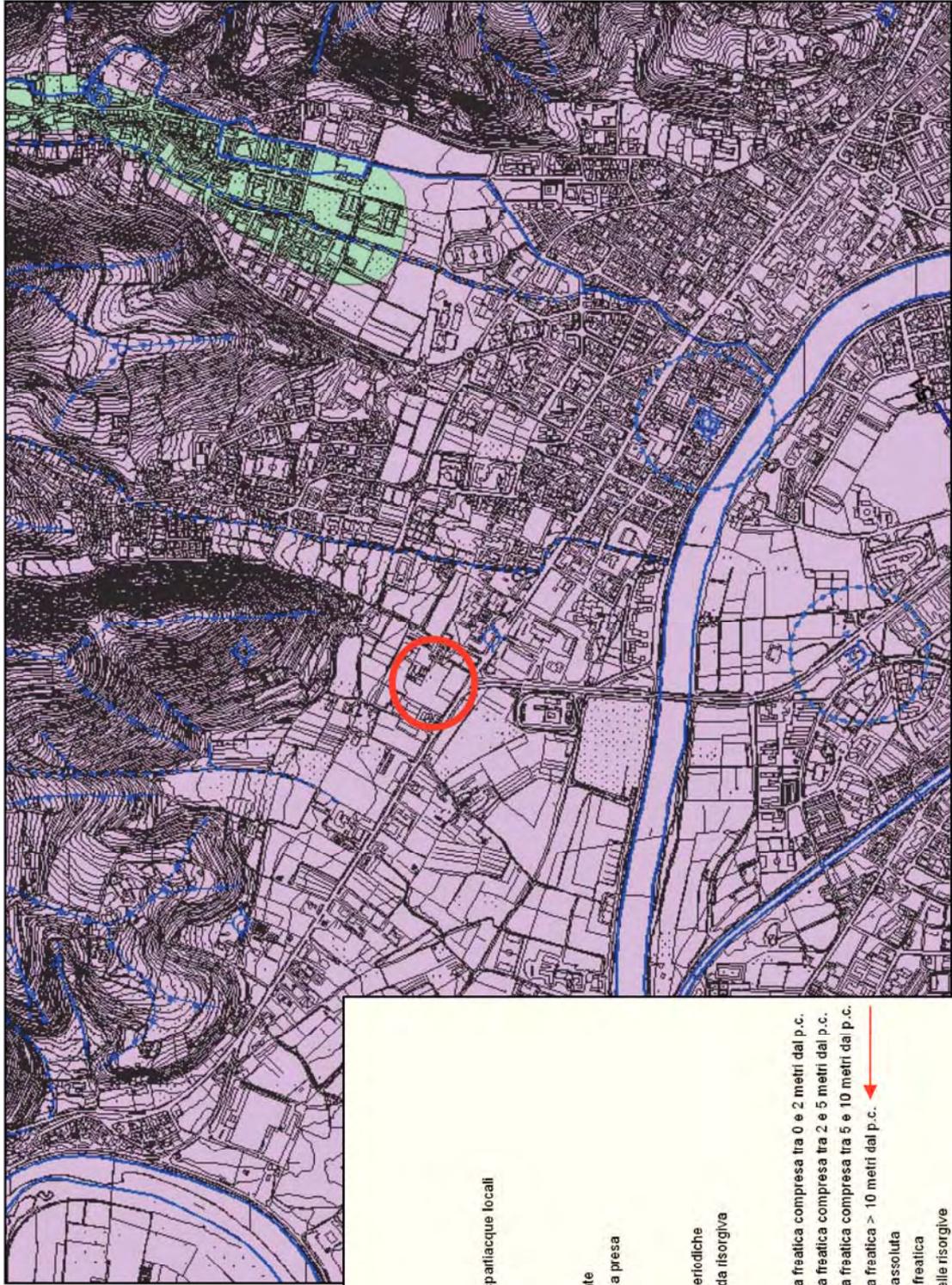
### *Materiali alluvionali*

-  Materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa
-  Materiali a tessitura eterogenea dei depositi di conoide di deiezione torrentizia
-  Materiali sciolti di alveo fluviale recente stabilizzati dalla vegetazione
-  Materiali sciolti di deposito recente ed attuale dell'alveo mobile e delle aree di esondazione recente
-  Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa
-  Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa
-  Materiali di deposito palustre a tessitura fine e torbiere

### *Punti di indagine geognostica*

-  Sondaggio
-  Trincea
-  Pozzo con stratigrafia

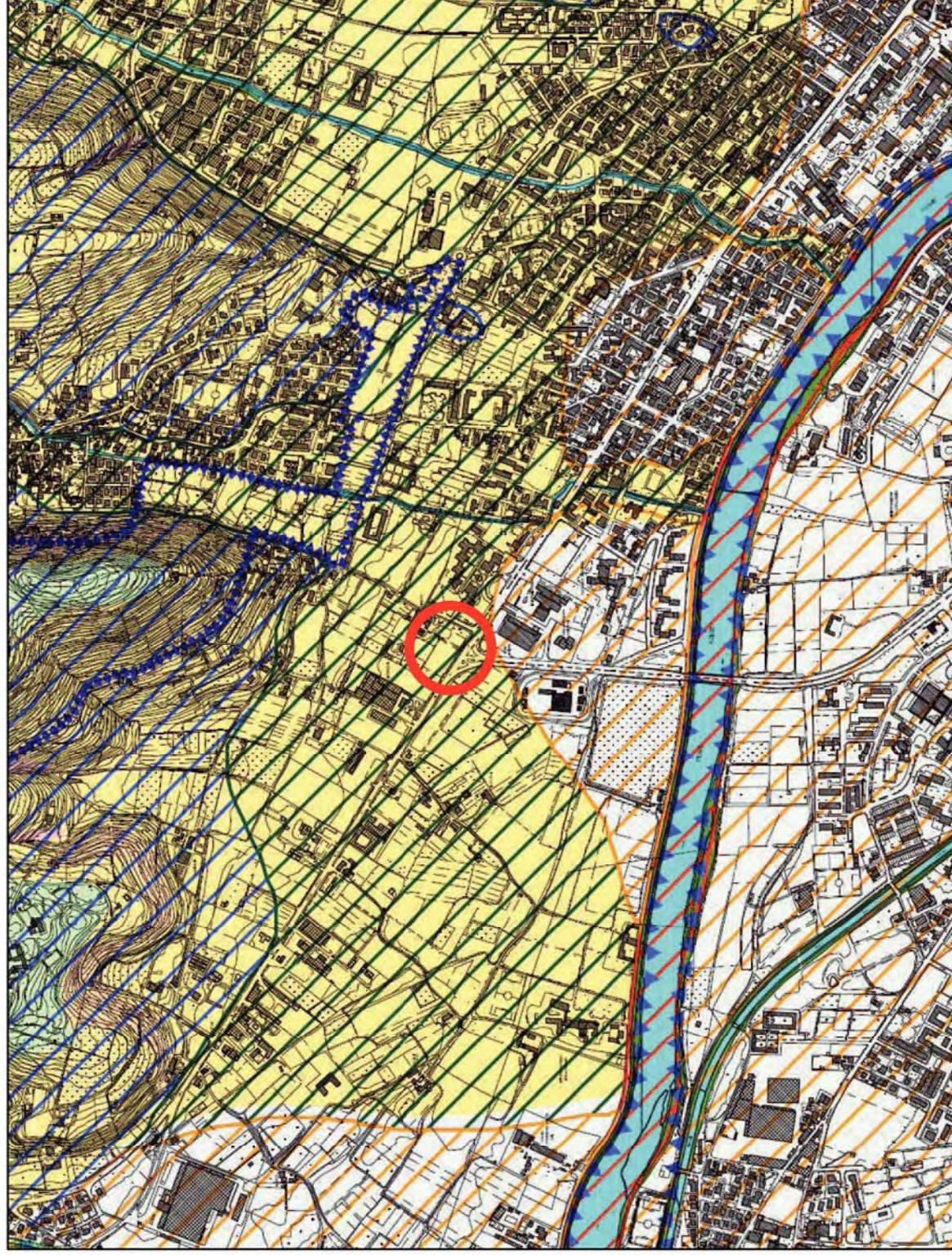
ALLEGATO 2 – Carta idrogeologica



**Legenda**

- ..... Confine comunale
- Idrologia di superficie**
- ▭ Bacino lacustre
- Limite di bacino idrografico e spantiacque locali
- Corso d'acqua permanente
- - - Corso d'acqua temporaneo
- ▬ Canale artificiale
- ☉ Opera di captazione di sorgente
- ⊙ Limite di rispetto delle opere da presa
- ⊙ Stazione meteorologica
- Idrometro
- ▭ Area soggetta a inondazioni periodiche
- ↻ Perimetro di area interessata da risorgiva
- Acque sotterranee**
- ▭ Area con profondità della falda freatica compresa tra 0 e 2 metri dal p.c.
- ▭ Area con profondità della falda freatica compresa tra 2 e 5 metri dal p.c.
- ▭ Area con profondità della falda freatica compresa tra 5 e 10 metri dal p.c.
- ▭ Area con profondità della falda freatica > 10 metri dal p.c.
- Linea isofreatica e sua quota assoluta
- ↑ Direzione di flusso della falda freatica
- ↑ Limite superiore della linea della risorgive
- ⊙ Pozzo freatico
- ⊙ Pozzo ad uso acquedottistico

**ALLEGATO 3 – Carta delle fragilità**



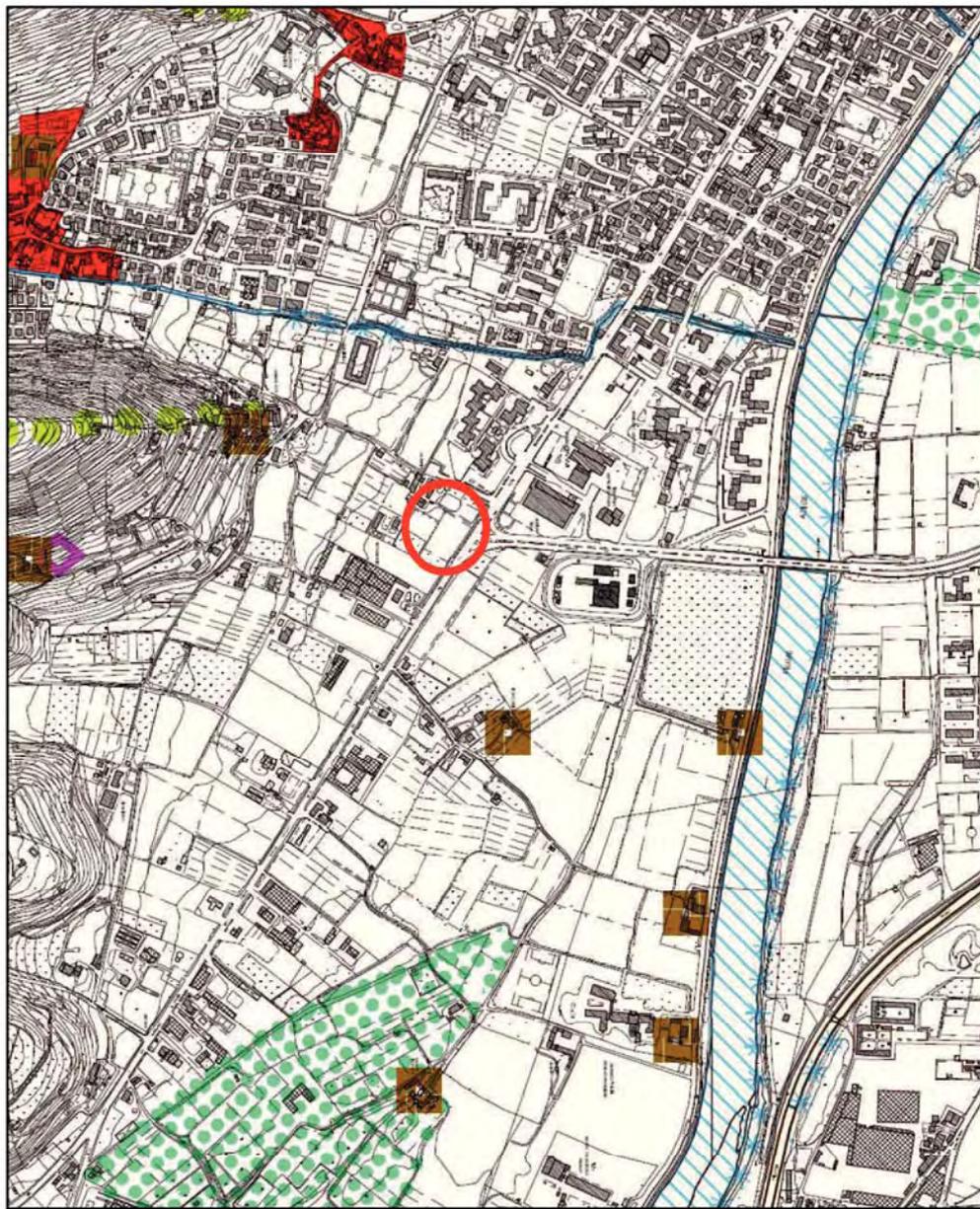
**LEGENDA**

CONFINE COMUNALE		
<b>PENALITA' AI FINI EDIFICATORI - art. 37</b>		
TERRENO OTTIMO		
TERRENO BUONO		
TERRENO MEDIOCRE		
TERRENO SCADENTE		
TERRENO PESSIMO		
<b>VULNERABILITA' INTRINSECA DEGLI ACQUIFERI - art. 38</b>		
UNITA' E		
UNITA' A		
UNITA' M		
UNITA' B		
UNITA' C		
UNITA' V		
<b>AREE SOGGETTE A DISSESTO IDROGEOLOGICO - art. 39</b>		
AREE DI FRANA		
LIMITE DI BACINO IDROGRAFICO ( Adige / Fissero Tartaro Canal Bianco)		
CLASSI DI PERICOLOSITA' IDRAULICA DEL BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME ADIGE	MOLTO ELEVATA	
	ELEVATA	
	MEDIA	
	MODERATA	
<b>ALTRE COMPONENTI</b>		
GOLENE - art. 32		
CORSI D'ACQUA E SPECCHI LACUALI - art. 32		
AREE COMPRESI I CORSI D'ACQUA E GLI ARGINI MAESTRI - art. 32		
AREE BOSCADE O DESTINATE A RIMBOSCHIMENTO -art. 40		
AREE PER IL RISPETTO DELL'AMBIENTE NATURALE, DELLA FLORA E DELLA FAUNA (S.I.C.) - art. 12		
AREE GIA' DESTINATE A BOSCO INTERESSATE DA INCENDI - art. 41		
AREE ARCHEOLOGICHE A RISCHIO - art. 5	b	
	c	
IMPIANTI AD ALTO RISCHIO - art. 42		

ALLEGATO 4 – Carta delle Invarianti

LEGENDA

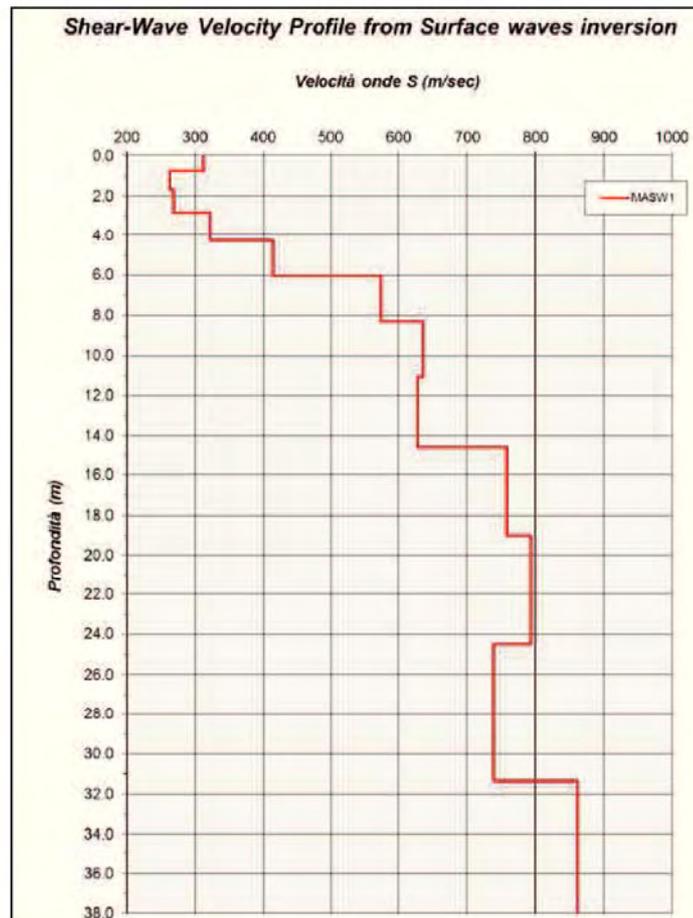
CONFINE COMUNALE	
<b>INVARIANTI DI NATURA GEOMORFOLOGICA - art. 31</b>	
ARENE - DOLINE	
FORRE	
GROTTE	
MONUMENTI GEOLOGICI	
<b>INVARIANTI DI NATURA IDROGEOLOGICA ED IDRAULICA - art. 32</b>	
FIUMI - LAGHETTI	
CORSI D'ACQUA	
VEGETAZIONE RIPARIALE	
RISORGIVE - SORGENTI - SGUAZZI - FONTANILI	
<b>INVARIANTI DI NATURA PAESAGGISTICA - art. 33</b>	
CRINALI	
CONI VISUALI (VEDUTE)	
CIME	
<b>INVARIANTI DI NATURA AMBIENTALE - art. 34</b>	
PALEOLIVE	
<b>INVARIANTI DI NATURA STORICO-MONUMENTALE - art. 35</b>	
FORTI - GIARDINI STORICI - CENTRI STORICI	
MURA MAGISTRALI	
LAZZARETTO E CASTELLO DI MONTORIO	
<b>INVARIANTI DI NATURA ARCHITETTONICA - art.36</b>	
RETIDRAULICHE STORICHE	
CORTI RURALI - ARCHEOLOGIE INDUSTRIALI	



## PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Il documento illustra i risultati dello studio sugli aspetti sismici dell'area interessata dal progetto di edificio commerciale destinato a divenire una filiale LIDL; in particolare, l'obiettivo è stato quello di definire la categoria di sottosuolo 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). La categoria di sottosuolo, infatti, 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. 14.01.2008).

Per il raggiungimento dell'obiettivo è stato eseguito un profilo sismico con la metodologia MASW (allegato 1), attraverso il quale si è ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) con la profondità.



## 2.1 CALCOLO DELLE $V_{s,30}$ E DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica effettuata, è possibile calcolare il valore delle  $V_{s,30}$ , che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio. Per il calcolo delle  $V_{s,30}$  si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.01.2008 (“*Norme tecniche per le costruzioni*”):

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

dove  $H_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

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 corrispondente all'attuale p.c):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
1.0 m	587.6	<b>B</b>
1.5 m	602.3	<b>B</b>
2.0 m	618.5	<b>B</b>

Categoria	Descrizione	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$	$C_{u,30}$ (kPa)
<b>A</b>	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> , caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
<b>B</b>	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360-800	>50	>250
<b>C</b>	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180-360	15-50	70-250
<b>D</b>	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180	<15	<70
<b>E</b>	<u>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</u> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).			
<b>S1</b>	<u>Depositi di terreni caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 100 m/s (ovvero <math>10 &lt; c_{u,30} &lt; 20</math> kPa)</u> che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche			
<b>S2</b>	<u>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipo precedenti</u>			

**Tabella 1:** Categorie di sottosuolo (D.M. 14.01.2008).

## 2.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO LA NORMATIVA

Nel presente capitolo si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica (D.M. 14.01.2008). 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. 14.01.2008, in particolare ai capitoli 2 e 3.

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

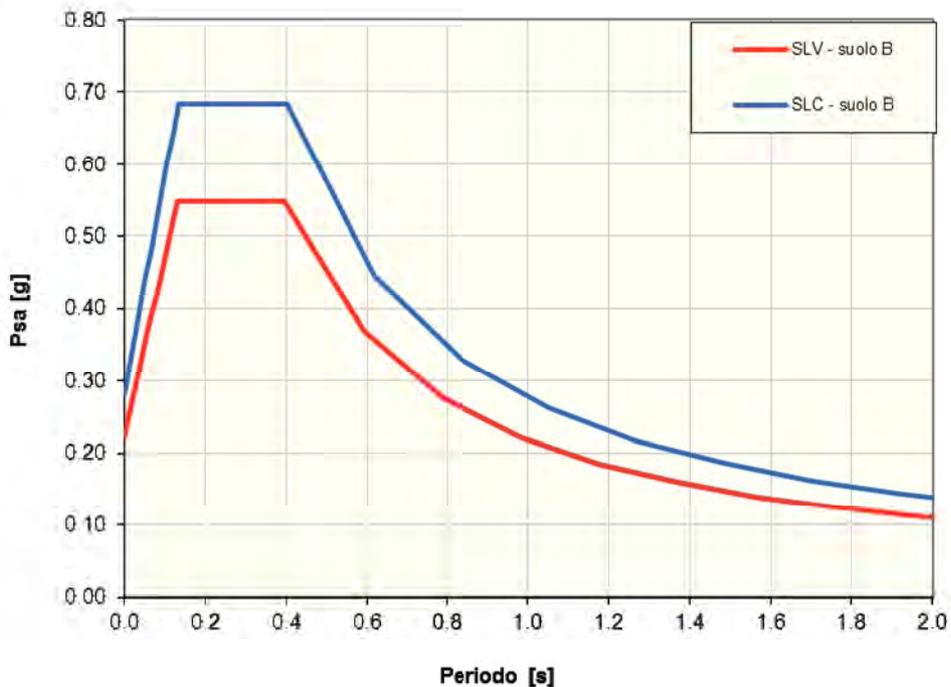
- **Zona sismica = 3** (D.C.R. Veneto 67 del 03/12/2003);
- Vita nominale della struttura:  $V_N = 50$  anni;
- **Classe d'uso = III**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = 75$  anni ( $C_U = 1.5$ );
- Valori di **accelerazione massima orizzontale** e dei **parametri spettrali** per 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 – 45.464270; 10.968408] così come definito nell'Allegato A e B):

	$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
		[anni]	[g/10]		[s]
<b>SLO</b>	81%	45	0.538	2.531	0.2387
<b>SLD</b>	63%	75	0.711	2.491	0.2512
<b>SLV</b>	10%	712	1.864	2.451	0.2800
<b>SLC</b>	5%	1462	2.415	2.430	0.2843

- **Categoria di sottosuolo = B, categoria topografica = T1** e coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$  a cui corrispondono i seguenti valori:

	$S_s$	$C_c$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_V$
				[s]	[s]	[s]	
<b>SLO</b>	1.20	1.46	1.20	0.12	0.35	1.82	0.79
<b>SLD</b>	1.20	1.45	1.20	0.12	0.36	1.88	0.90
<b>SLV</b>	1.20	1.42	1.20	0.13	0.40	2.35	1.43
<b>SLC</b>	1.17	1.41	1.17	0.13	0.40	2.57	1.61

In *figura 1* 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 1:** Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC).

### 2.3 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad 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 NTC08 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M < 5$ ;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero)  $< 0.10g$ ;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1n} > 180$ ;

Non essendo soddisfatte le condizioni di esclusione previste dalle NTC08, si è proceduto a valutare il potenziale di liquefazione dei terreni che costituiscono l'area in esame.

Di seguito si riassumono i parametri di input utilizzati nel calcolo del potenziale di liquefazione:

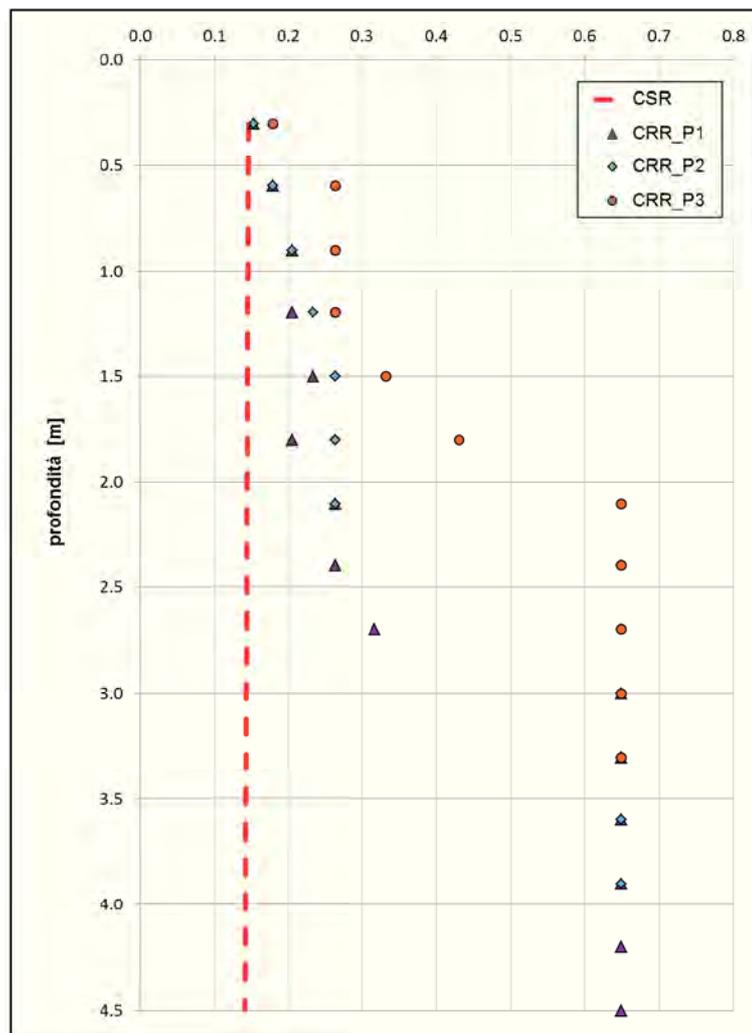
- ✓ Accelerazione massima orizzontale  $a_{max} = 0.224g$  ( $a_{max} = a_g * S_s$  – categoria sottosuolo B – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento  $M_W = 6.60$  (zona 906 “Garda-Veronese”);
- ✓ CRR calcolato utilizzando l'analisi semplificata basata sui valori ottenuti dall'esecuzione delle prove penetrometriche effettuate. La procedura utilizza la

correlazione basata sui valori di  $(N_1)_{60cs}$  (valori di  $N_{SPT}$  normalizzati e corretti in funzione del contenuto di fine ) proposta da Youd et al. (NCEER 2001);

- ✓ CSR calcolato dalla formula  $CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d$  (NCEER 1998);
- ✓ Falda posta a profondità superiore ai 10 m da p.c. (carta idrogeologica allegata al PAT)

La liquefazione di un terreno avviene quando  $CSR \geq CRR$ .

I risultati sono diagrammati in *figura 2* da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione investigati.



**Figura 2:** Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.

## PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

### 3.1 INDAGINE GEOTECNICA: MODALITÀ ESECUTIVE E CRITERI INTERPRETATIVI

Come accennato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di 3 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT) spinte fino a rifiuto strumentale e di 3 prove eseguite con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH), per indagare i terreni presenti a maggiori profondità.



*Postazione penetrometrica n. 1 (CPT+SCPT).*



*Postazione penetrometrica n. 2 (CPT+SCPT).*



*Postazione penetrometrica n. 3 (CPT).*



*Postazione penetrometrica n. 4 (CPT+SCPT).*

### **Indagine con penetrometro statico a punta meccanica**

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.

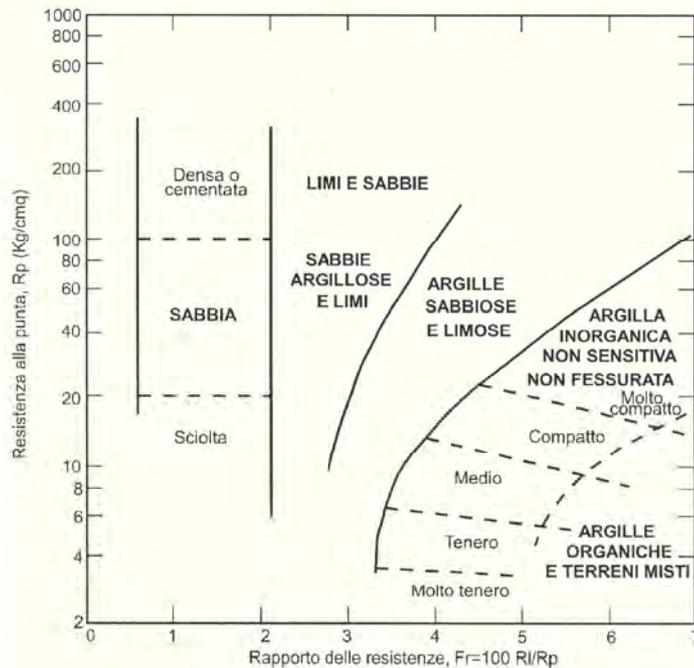
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- 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  $Fr$  (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, si è proceduto al calcolo di:

- coesione non drenata ( $C_u$ ) e modulo edometrico ( $E_d$ ) per i terreni coesivi;
- angolo di attrito interno ( $\phi$ ), densità relativa ( $D_r$ ) e modulo di deformazione ( $E$ ) per i terreni incoerenti.

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 $\phi$

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:

$\sigma'_v$  : 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)

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

#### **COESIONE NON DRENATA C<sub>u</sub>.**

E' stato utilizzato il metodo empirico proposto da Lunne e Eide (valido, ovviamente solo per i terreni coesivi) :

$$C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = (R_p - \sigma_v) / K$$

con K = costante compresa fra 12 e 19 (in funzione della plasticità)

#### **MODULO EDOMETRICO E<sub>d</sub>.**

E' stato calcolato attraverso la correlazione empirica R<sub>p</sub>-C<sub>u</sub> definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

$$E_d \text{ (kg * cm}^{-2}\text{)} = e^{3,12+1,08C_u}$$

#### **PESO DI VOLUME NATURALE $\gamma_n$ .**

Per i terreni coesivi, è stata utilizzata la seguente formula di confronto :

$$\gamma_n \text{ (t/m}^3\text{)} = 2 + 0,515 * \text{Log (C}_u\text{)}$$

Per i terreni incoerenti, invece, è stato assunto un valore medio di  $\gamma_n$  variabile tra 1,8 e 1,9 t/m<sup>3</sup>.

### **Indagine con penetrometro dinamico pesante**

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<sub>p</sub>) necessari alla penetrazione della punta; le caratteristiche tecniche dell'attrezzatura impiegata sono le seguenti:

- Peso massa battente (Maglio)      M = 73 Kg
- Altezza di caduta libera del maglio    H = 0,75 m

- Punta conica : diametro  $D_p = 50,8$  mm angolo apertura =  $60^\circ$
- Aste: peso =  $4,6$  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:

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

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):

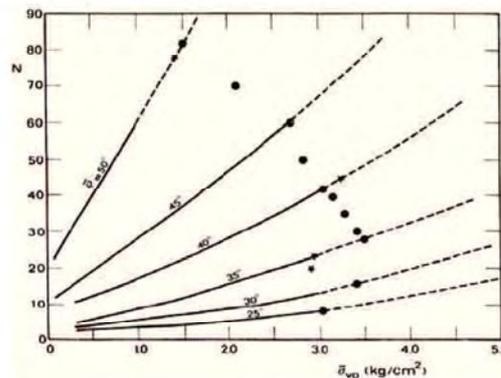
**ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO  $\phi$ .**

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  $\sigma_{vo}$  [kg/cm<sup>2</sup>].



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<sup>2</sup>.

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

#### **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.**

E’ 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.

$$\text{Per ghiaia + sabbia} \quad E = 7,71 * N_{spt} + 191$$

$$\text{Per sabbia SC} \quad E = 10,63 * N_{spt} + 375$$

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

$$\text{Per sabbia satura} \quad E = 4,87 * N_{spt} + 73$$

$$\text{Per sabbia con fine plastico} \quad E = 3,22 * N_{spt} + 16$$

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

### 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) all'interno dei fori penetrometrici non è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea entro le profondità indagate, in accordo con le informazioni generali derivanti dallo studio geologico del P.A.T. (non sono note le possibili oscillazioni piezometriche);
- 3) facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 ed alla Circolare Esplicativa del C.S.L.P., per ciascuna unità che compone il modello geotecnico sono stati calcolati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ( $\gamma(fk)$ ,  $D_r(fk)$ ,  $\phi(fk)$  e  $E(fk)$ ), definiti come media probabilistica della distribuzione dei risultati ottenuti (ovvero il valore al di sotto del quale si colloca il 50% dei risultati).

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

<b>Unità R</b>	Si tratta di terreno vegetale dello spessore di 0.3-0.5 m circa, non caratterizzato dal punto di vista geotecnico in quanto non adatto come terreno di fondazione.
<b>Unità A</b>	È un deposito costituito da argilla limosa/limo argilloso molto consistente fino a circa 1.5-2.5 m di profondità; rielaborando i valori penetrometrici sono stati calcolati una coesione $C_u=1.0-1.5 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d=60-100 \text{ kg/cm}^2$ .
<b>Unità B</b>	Si tratta di un deposito incoerente (sabbia e ghiaia) addensato, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\phi=30^\circ-31^\circ$ e un modulo di deformazione $E=200-300 \text{ kg/cm}^2$ .
<b>Unità C</b>	Oltre 3 m di profondità si sviluppa un deposito maggiormente addensato e/o più grossolano rispetto all'unità sovrastante (ghiaioso-sabbioso), per il quale

sono stati calcolati un angolo di attrito  $\phi=32^{\circ}$ - $33^{\circ}$  e un modulo di deformazione  $E=300$ - $350$  kg/cm<sup>2</sup>.

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

LIDL ITALIA S.r.l.  
Via Ca' di Cozzi – Comune di Verona (VR)

LIDL ITALIA S.r.l.



Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

Scala 1:30

Sigla: /Prova n.2

Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Quota dal p.c.(m):

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

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo edometrico coesivo(kg/cmq)	Modulo di Young(kg/cmq)	Peso di volume naturale(t/mc)	Coesione non drenata(kg/cmq)	Angolo d'attrito(°)
0.50		Terreno vegetale	nc	nc	1.6	nc	nc
0.50							
1.90		Argilla/argilla limosa molto consistente	60	nc	1.8	1	nc
2.40							
0.60		Sabbia addensata con ghiaia	nc	250	1.8	nc	30
3.00							
1.50		Ghiaia e sabbia	nc	300	1.8	nc	32
4.50							

### 3.3 VALUTAZIONE DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICO: STIMA DELLA CAPACITA' 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. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). 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. 14.01.2008 (capitolo 6).

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, si è proceduto ad una verifica della risposta dei terreni ipotizzando:

- 1) una struttura di fondazione a plinto con eccentricità nulla, posata entro l'**Unità A** (evitando qualsiasi interazione con il terreno superficiale), con un incastro nei terreni di almeno 1 m;
- 2) una struttura di fondazione a plinto con eccentricità nulla, posata entro l'**Unità B** (rilevata a profondità variabile tra 1.5 e 2.4 m) con un incastro nei terreni di almeno 1.5 m.

A tal proposito giova ricordare la differenza tra profondità di posa (rispetto al piano campagna) e "incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " $\gamma_D$ " (nell'espressione polinomiale della formula di capacità portante) che esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti sopra il piano di posa della struttura (eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante).

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

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSB2), 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)

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  = 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

$s_c$  ,  $s_\gamma$  = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

**SINTESI DATI PROGETTUALI – IPOTESI 1**

Tipologia di fondazione = PLINTO a base quadrata con eccentricità nulla  
Terreno di fondazione = *Unità A*  
Incastro minimo (D) nei terreni = 1.0 m (\*)

(\*) Sarà compito della D.L. verificare che le fondazioni superino in profondità qualsiasi orizzonte di alterazione superficiale indipendentemente dallo spessore.

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'APPROCCIO 1, costituito da due combinazioni così articolate:

*Combinazione 1 (A1+M1+R1)*, in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

*Combinazione 2 (A2+M2+R2)*, in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

**Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)**

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

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo  $R_d = q_{lim} * (B * L) / \gamma_R$  (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 1						
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$R_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$R_d$ [kN]
200	200	7,60	745,31	1	304,00	2981,22
250	250	7,60	745,31	1	475,00	4658,16
300	300	8,06	790,42	1	725,40	7113,74
350	350	8,17	801,20	1	1000,83	9814,74

**Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

coefficienti parziali applicati:  $\gamma_\gamma = 1$ ;  $\gamma_c = 1.25$ ;  $\gamma_\phi = 1.25$ ;  $\gamma_{cu} = 1.4$

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

PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 1								
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$q_{lim} / \gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim} / \gamma_R$ [kPa]	$R_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$R_d$ [kN]
200	200	5,47	536,42	1,8	3,04	298,01	121,56	1192,05
250	250	5,48	537,40	1,8	3,04	298,56	190,28	1865,99
300	300	5,58	547,21	1,8	3,10	304,01	279,00	2736,06
350	350	5,40	529,56	1,8	3,00	294,20	367,50	3603,94

**SINTESI DATI PROGETTUALI – IPOTESI 2**

Tipologia di fondazione = PLINTO a base quadrata con eccentricità nulla  
 Terreno di fondazione = **Unità B**  
 Profondità rilevata di affioramento dell'unità B = 1.5-2.4 m  
 Incastro minimo (D) nei terreni = 1.5 m

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

*Combinazione 1 (A1+M1+R1)*, in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

*Combinazione 2 (A2+M2+R2)*, in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

**Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)**

coefficienti parziali applicati:  $\gamma_f = 1$ ;  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{\phi} = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo  $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$  (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 2						
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$R_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$R_d$ [kN]
200	200	10,11	991,45	1	404,40	3965,81
250	250	10,94	1072,85	1	683,75	6705,30
300	300	11,89	1166,01	1	1070,10	10494,10
350	350	12,63	1238,58	1	1547,18	15172,60

**Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)**

coefficienti parziali applicati:  $\gamma_f = 1$ ;  $\gamma_c = 1.25$ ;  $\gamma_{\phi} = 1.25$ ;  $\gamma_{cu} = 1.4$

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

PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 2								
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$q_{lim}/\gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kPa]	$R_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$R_d$ [kN]
200	200	5,05	495,24	1,8	2,81	275,13	112,22	1100,52
250	250	5,39	528,58	1,8	2,99	293,65	187,15	1835,34
300	300	5,77	565,84	1,8	3,21	314,36	288,50	2829,22
350	350	6,07	595,26	1,8	3,37	330,70	413,10	4051,10

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  $\gamma_G$  (carichi permanenti) e  $\gamma_Q$  (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

### 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 ( $E_d$ ) pari alla resistenza del terreno ( $R_d$ ) calcolata con l'approccio 1- combinazione 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 nelle seguenti tabelle.

#### IPOTESI 1

PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 1				
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	121,56	1192,05	51-53
250	250	190,28	1865,99	57-60
300	300	279,00	2736,06	64-68
350	350	367,50	3603,94	68-70

Dai risultati si evince come l'azione calcolata con l'approccio 1, combinazione 2, nella prima ipotesi, risulti chiaramente insidiosa secondo i criteri più classici della geotecnica tradizionale, la quale stabilisce in 2.5-3.0 cm la soglia di criticità dei cedimenti. Si suggerisce quindi di ridurre le azioni sui terreni di fondazione al fine di contenere i carichi entro valori più accettabili.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche della geometria della fondazione, mantenendo invariata l'impronta della fondazione, la seguente tabella illustra i cedimenti diminuendo l'azione (Ed) al piede della fondazione.

<b>PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 1</b>					
<b>B [cm]</b>	<b>L [cm]</b>	<b>q<sub>lim</sub> [kg*cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Ed [kg*10<sup>3</sup>]</b>	<b>Ed [kN]</b>	<b>Ced. S [mm]</b>
350	350	2,00	245,00	2402,63	45-47
350	350	1,50	183,75	1801,97	33-35
350	350	1,40	171,50	1681,84	30-32
350	350	1,30	159,25	1561,71	28-30
350	350	1,20	147,00	1441,58	26-28

### **IPOTESI 2**

<b>PLINTO DI FONDAZIONE - Ipotesi 2</b>				
<b>B [cm]</b>	<b>L [cm]</b>	<b>Ed [kg*10<sup>3</sup>]</b>	<b>Ed [kN]</b>	<b>Ced. S compensato [mm]</b>
200	200	112,22	1100,52	15-16
250	250	187,15	1835,34	20-22
300	300	288,50	2829,22	24-26
350	350	413,10	4051,10	28-30

Sulla scorta dei calcoli sui cedimenti, si suggerisce di approfondire il piano di posa sino a raggiungere i depositi incoerenti dell'unità B, uniformando detta profondità sull'intero sedime di fondazione per evitare deformazioni differenziali derivanti dalle diverse caratteristiche geotecniche dei terreni.

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.

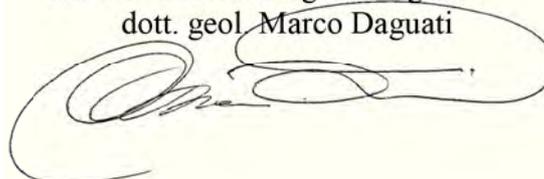
### 3.4 SUGGERIMENTI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

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, pertanto, 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 del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
4. I terreni coesivi più superficiali (*Unità A*) saranno responsabili di alti valori di cedimenti, fattore da cui derivano deformazioni potenzialmente insidiose per le strutture previste. Si suggerisce, quindi, di approfondire il piano di posa sino al raggiungimento del deposito granulare sottostante (*unità B*); qualora la profondità di posa risultasse eccessiva, si potranno eseguire circostanziati interventi di bonifica mediante sterro del terreno indesiderato e riporto in quota di materiale di adeguate caratteristiche geotecniche.
5. In relazione alla permeabilità dei terreni, si rammenta come i depositi di copertura siano caratterizzati da una scarsa capacità di infiltrazione mentre, in profondità, si suppone che la permeabilità aumenti rendendo così possibile la dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche mediante pozzi perdenti. Causa l'impossibilità di accesso di adeguati mezzi d'indagine, tuttavia, tale ipotesi non è stata verificata, rimandandola alla fase di progettazione esecutiva dell'immobile in progetto.

Codogno, 14.10.2016

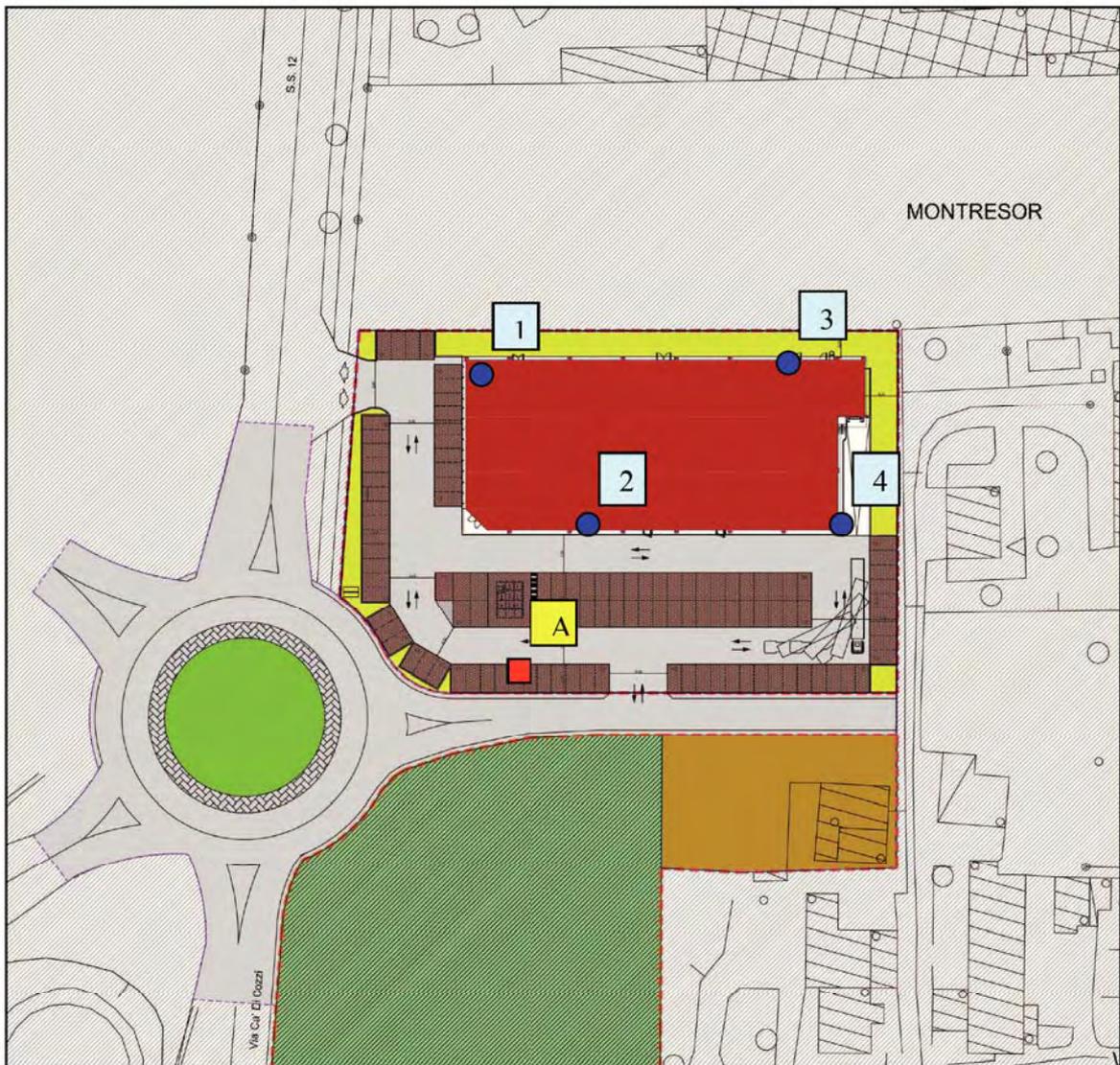
GEOLAMBDA Engineering S.r.l.  
dott. geol. Marco Daguati



## ALLEGATO 5 – UBICAZIONE DELLE INDAGINI

### PLANIMETRIA (stato di progetto)

-  1
-  Ubicazione delle postazioni penetrometriche e relativa numerazione
-  A
-  Ubicazione dei pozzetti esplorativi



**ALLEGATO 6 – PROVE PENETROMETRICHE**

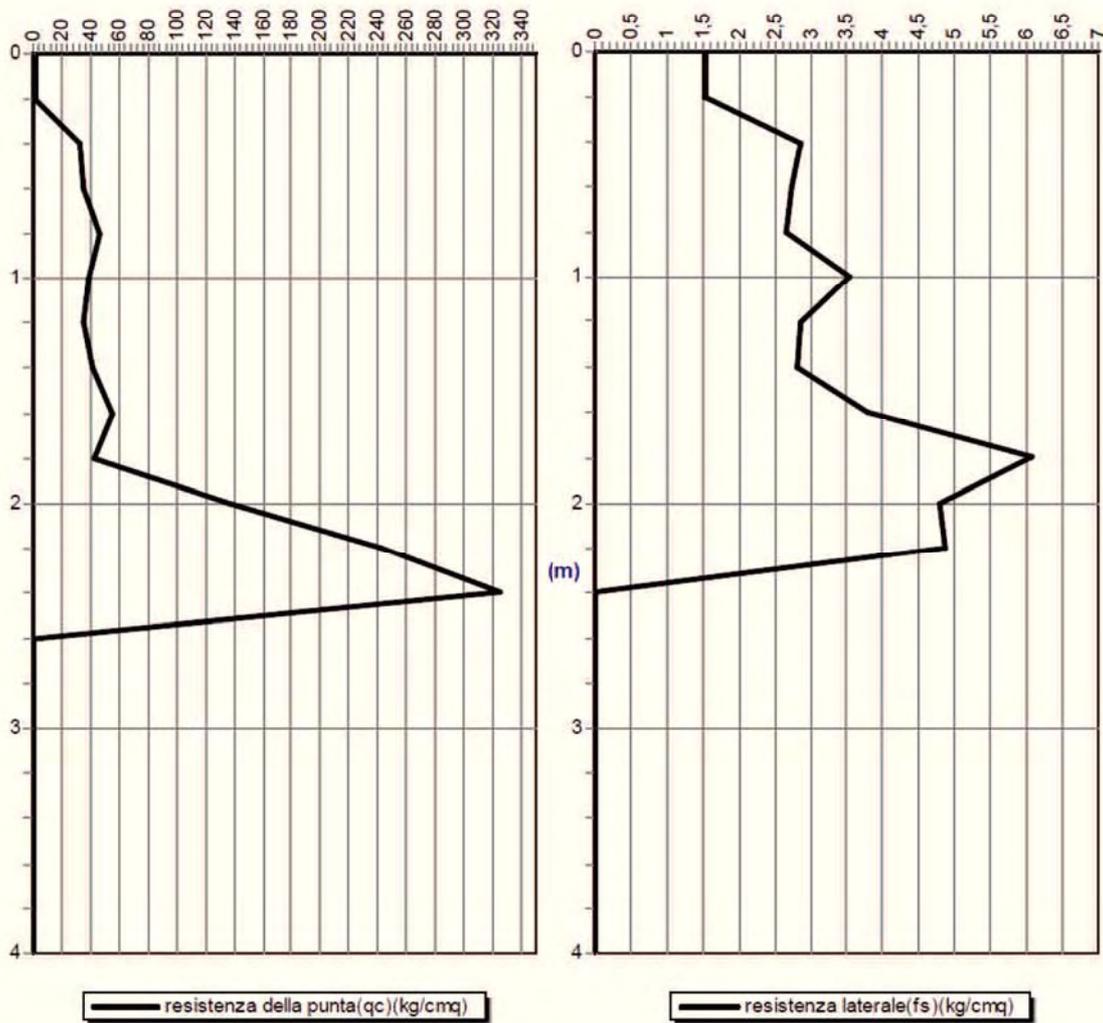
**REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI  
e RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE**

CPT n. 1			CPT n. 2			CPT n. 3			
Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	
m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
0,2	1	2	0,2	1	2	0,2	1	2	Unità R
0,4	33	56	0,4	22	33	0,4	28	44	Unità A
0,6	35	78	0,6	34	58	0,6	33	58	
0,8	46	87	0,8	34	65	0,8	37	67	
1,0	39	79	1,0	32	80	1,0	45	82	
1,2	35	88	1,2	36	86	1,2	52	103	
1,4	41	84	1,4	36	91	1,4	117	196	Unità B
1,6	55	97	1,6	38	84	1,6	178	209	
1,8	43	100	1,8	35	80	1,8	197	263	
2,0	137	228	2,0	35	86	2,0	295	348	Unità C
2,2	242	314	2,2	38	86	2,2	500	-	
2,4	325	398	2,4	33	89	2,4	-	-	
2,6	420	-	2,6	195	228	2,6	-	-	
2,8	-	-	2,8	213	276	2,8	-	-	
3,0	-	-	3,0	295	342	3,0	-	-	
3,2	-	-	3,2	351	-	3,2	-	-	
3,4	-	-	3,4	-	-	3,4	-	-	
3,6	-	-	3,6	-	-	3,6	-	-	
3,8	-	-	3,8	-	-	3,8	-	-	
4,0	-	-	4,0	-	-	4,0	-	-	

SCPT n. 1		SCPT n. 2		SCPT n. 4		
Prof. (m)	n. colpi	Prof. (m)	n. colpi	Prof. (m)	n. colpi	
0,3	4	0,3	3	0,3	3	Unità R
0,6	7	0,6	4	0,6	4	
0,9	7	0,9	5	0,9	5	Unità A
1,2	7	1,2	5	1,2	6	
1,5	9	1,5	6	1,5	7	
1,8	11	1,8	5	1,8	7	
2,1	15	2,1	7	2,1	7	
2,4	21	2,4	7	2,4	23	Unità B
2,7	30	2,7	11	2,7	28	Unità C
3	39	3	19	3	37	
3,3	45	3,3	27	3,3	24	
3,6	-	3,6	25	3,6	31	
3,9	-	3,9	20	3,9	46	
4,2	-	4,2	32	4,2	-	
4,5	-	4,5	47	4,5	-	
4,8	-	4,8	-	4,8	-	
5,1	-	5,1	-	5,1	-	
5,4	-	5,4	-	5,4	-	
5,7	-	5,7	-	5,7	-	
6	-	6	-	6	-	

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.  
Località: Via Ca' di Cozzi, Verona  
Data: 30/09/2016                      Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)  
Note:  
Quota(m):                                      Sigla: \Prova n.1

**Grafico della prova**



Profondità della falda dal p.c.(m): Assente

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

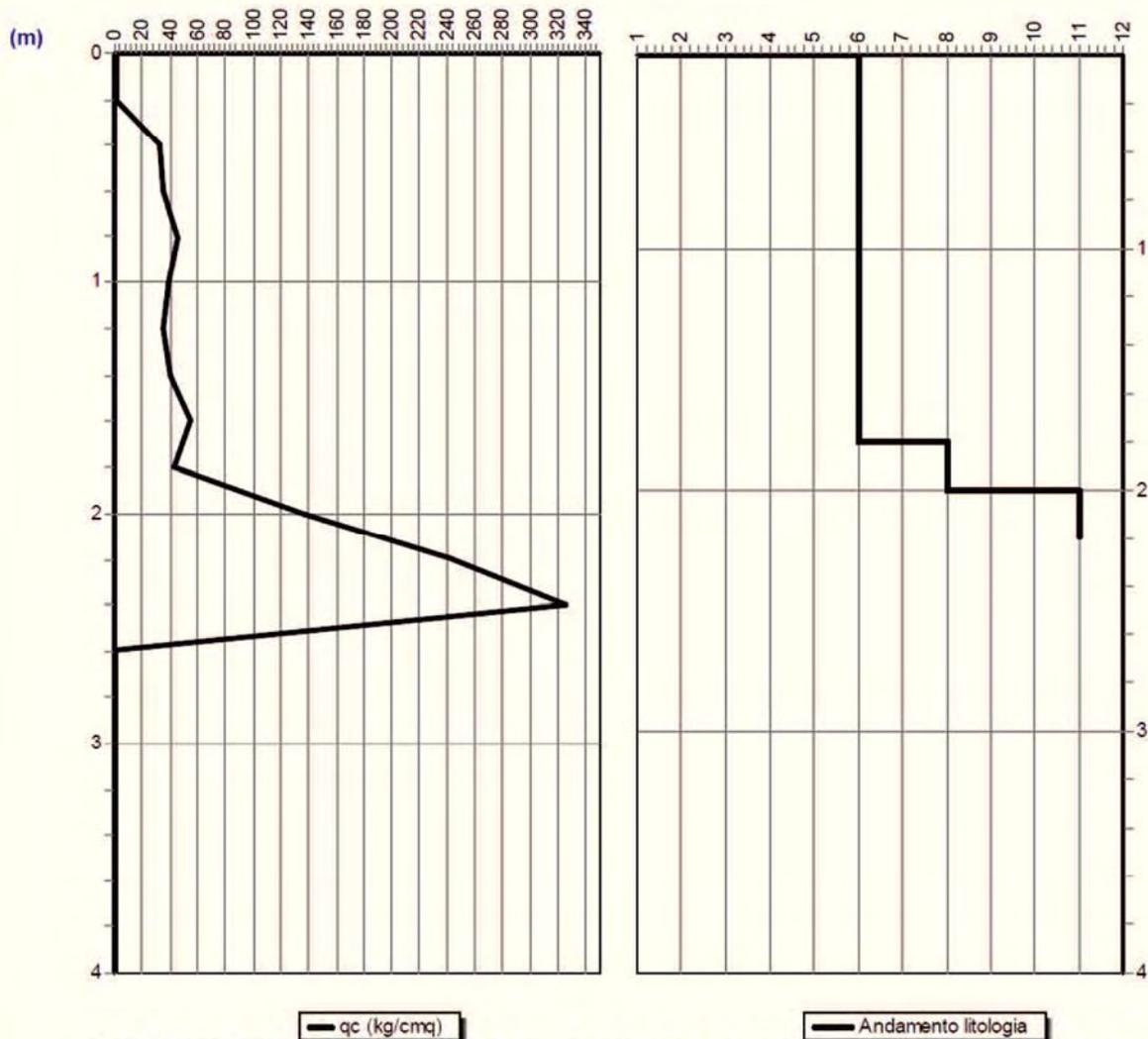
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n.1

### Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

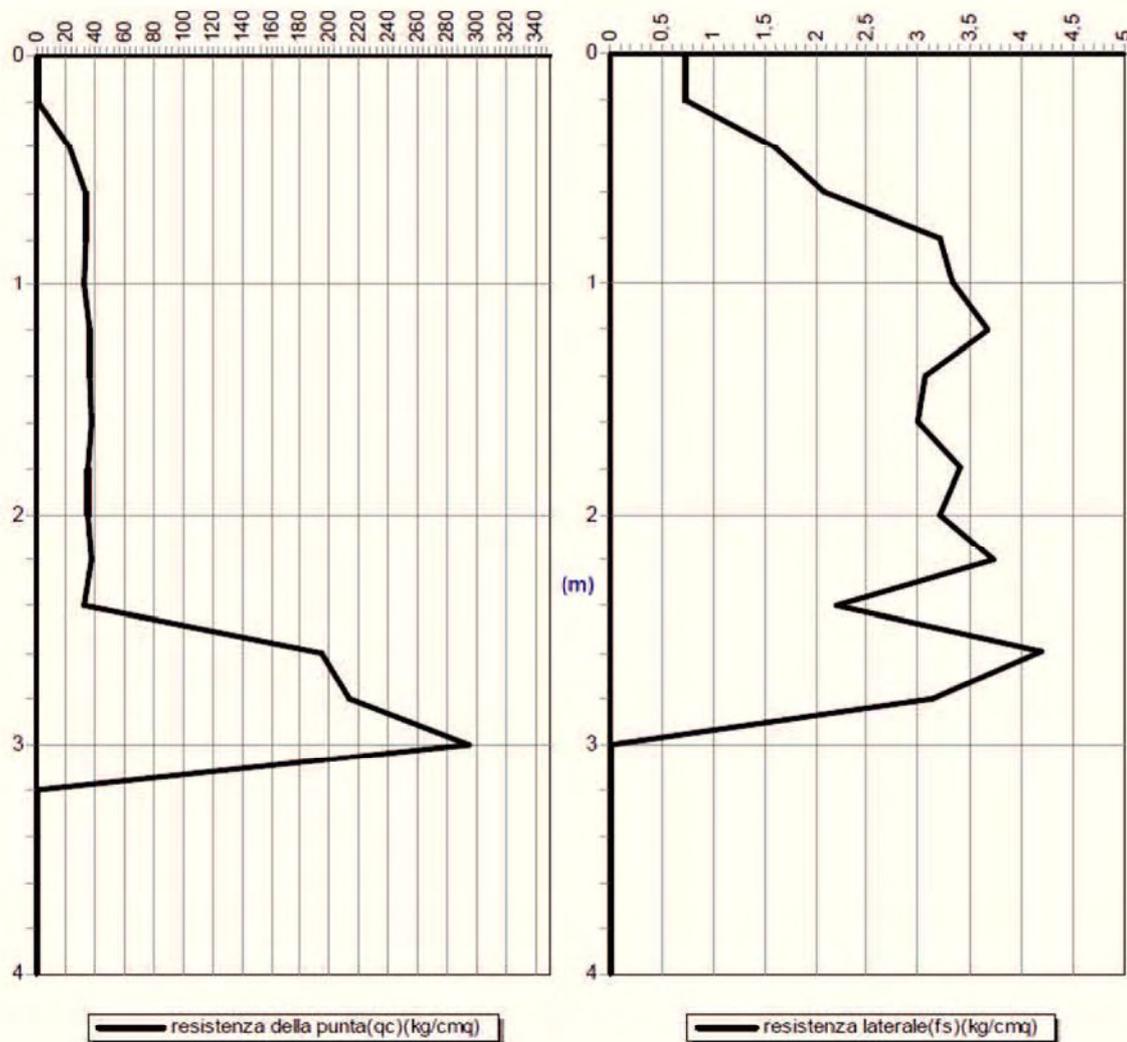
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n.2

### Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Assente

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

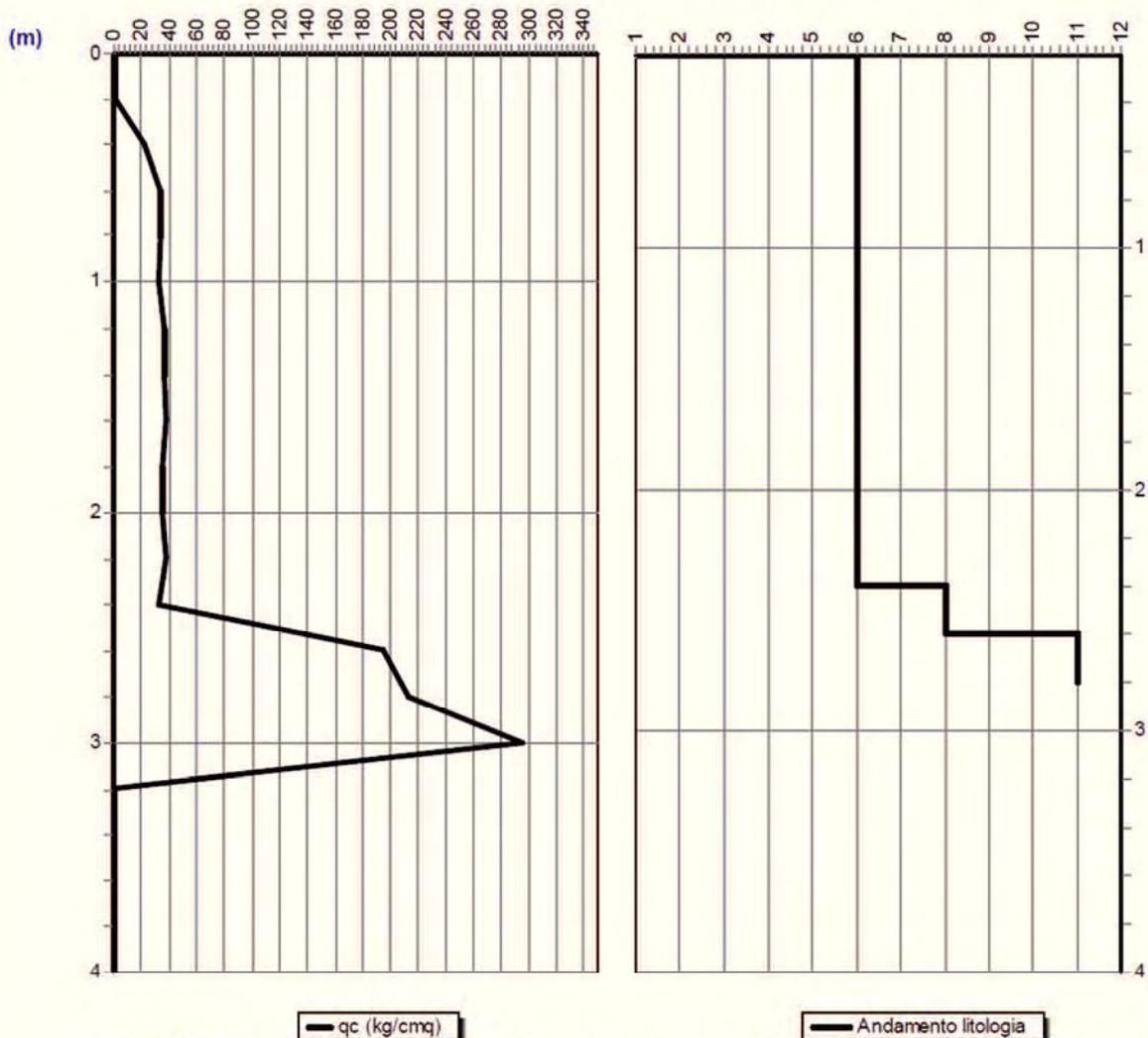
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n.2

### Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

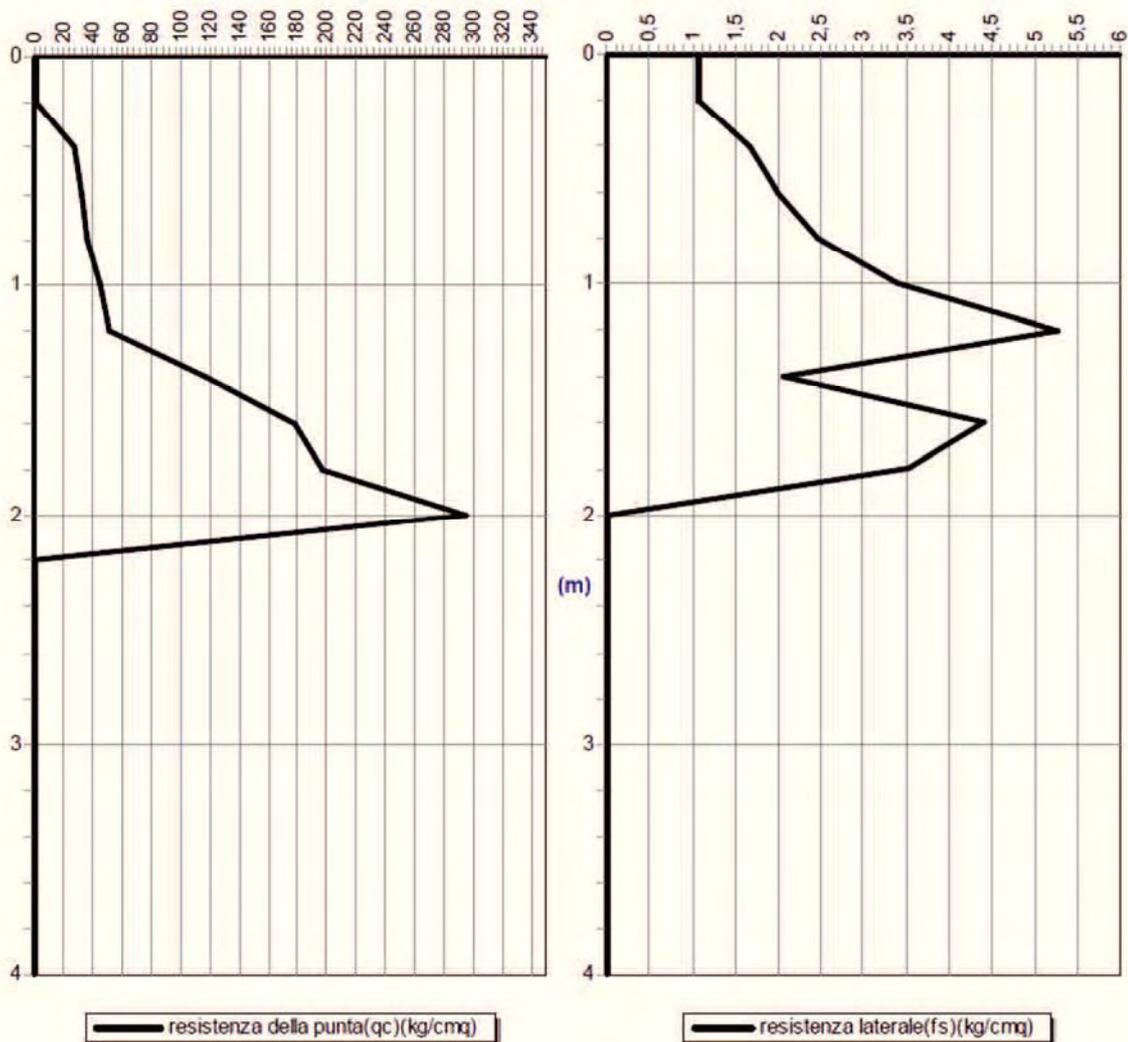
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: Prova n.3

### Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Assente

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

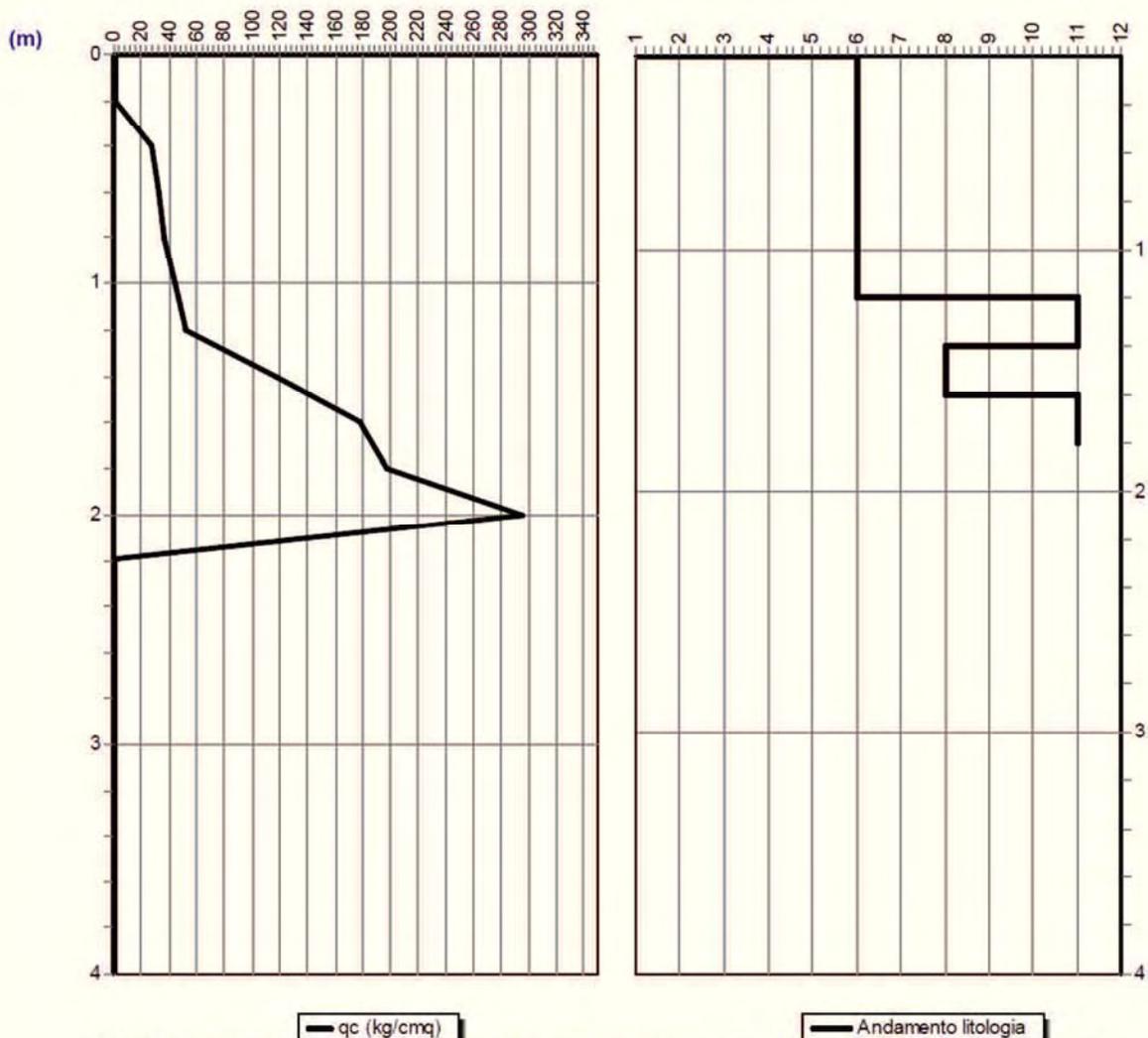
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: Prova n.3

### Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata



Geolambda Engineering S.r.l.  
Via A. Diaz, 22  
26845 Codogno (LO)

Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

Attrezzatura: Penetrometro dinamico continuo (SCPT) tipo superpesante (DPSH)

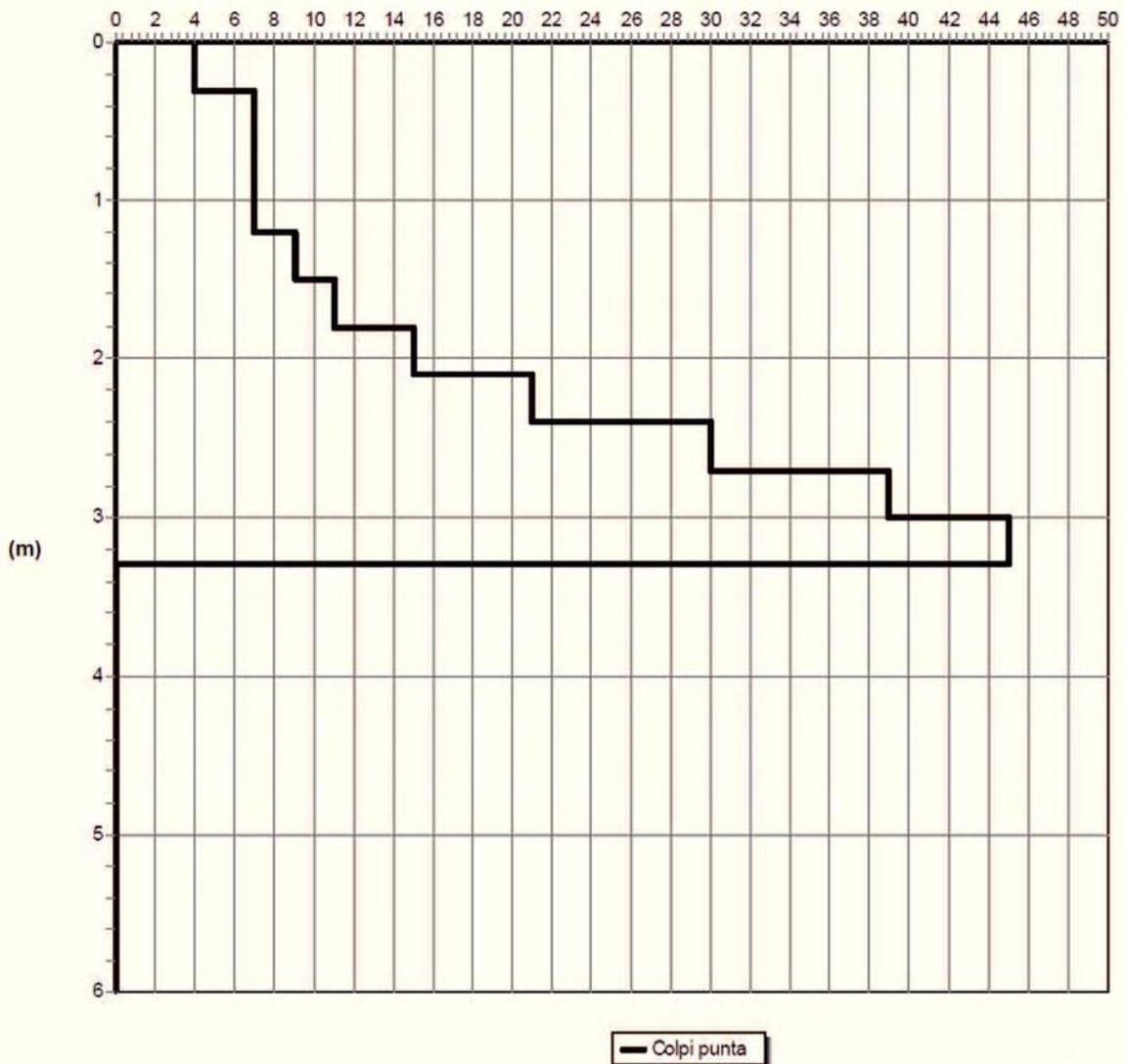
Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n. 1

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Assente



Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

Attrezzatura: Penetrometro dinamico continuo (SCPT) tipo superpesante (DPSH)

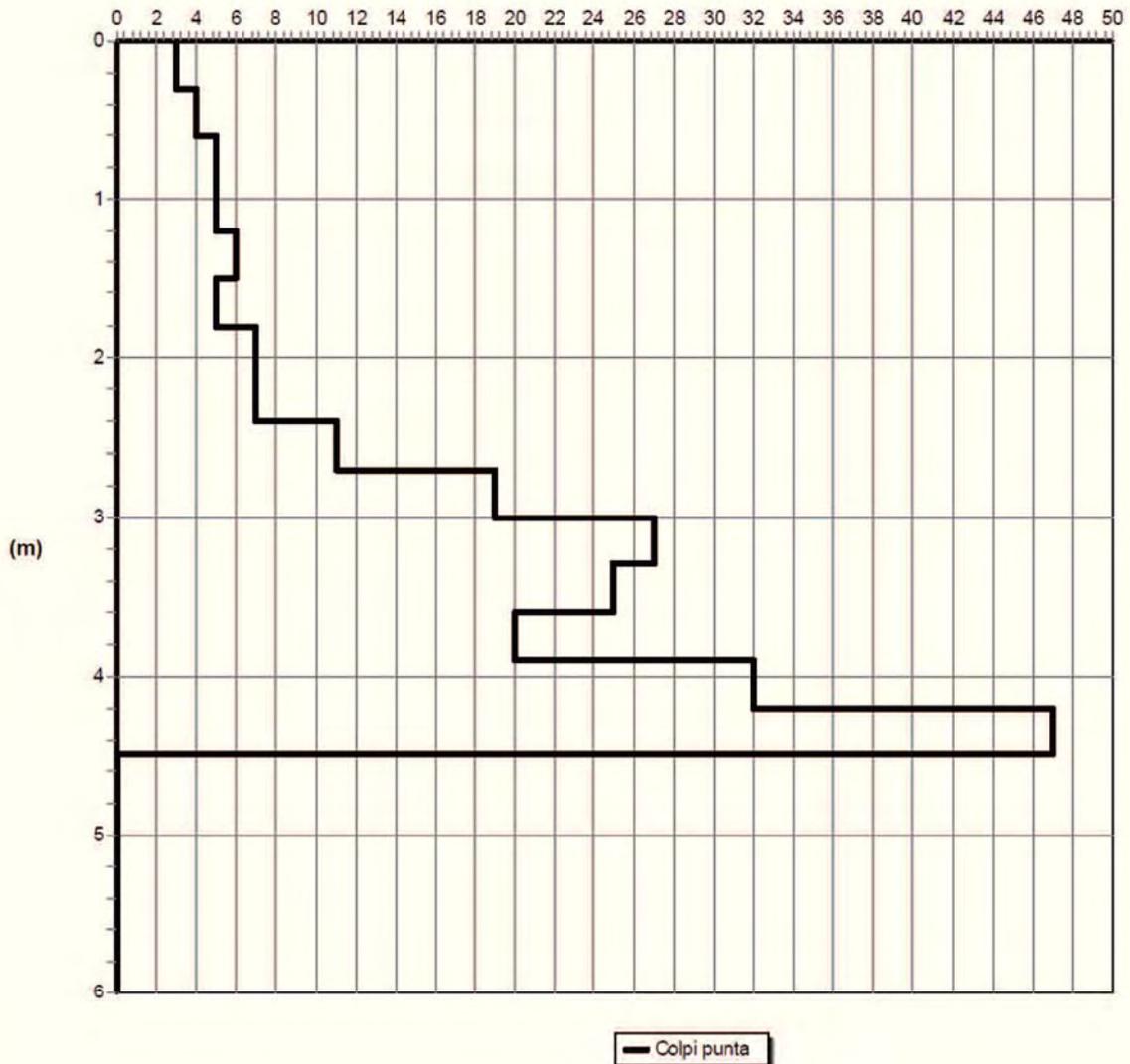
Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n.2

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Assente



Committente: LIDL ITALIA S.r.l.

Località: Via Ca' di Cozzi, Verona

Data: 30/09/2016

Attrezzatura: Penetrometro dinamico continuo (SCPT) tipo superpesante (DPSH)

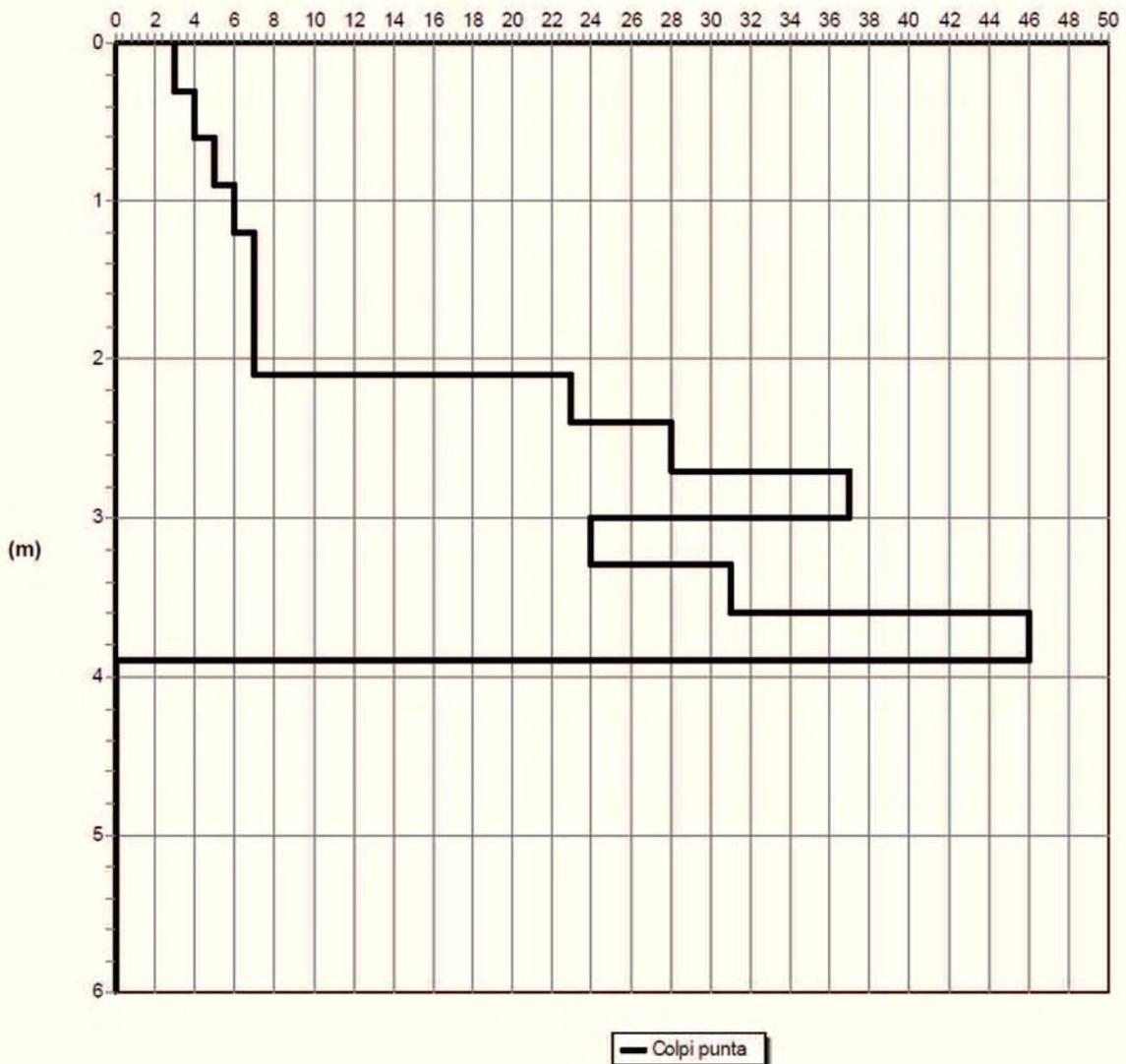
Note:

Quota(m):

Sigla: \Prova n.4

### Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Assente



*LIDL ITALIA S.r.l.*  
*Via Ca' di Cozzi – Comune di Verona (VR)*

## **ALLEGATO**

### **INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE METODOLOGIA MASW**

# Signa srl

## INDAGINI GEOFISICHE

**Committente:** Geolambda Engineering S.r.l.

**Località:** Via Cà di Cozzi.

**Comune:** Verona (VR).

**Indagine:** Indagine geofisica con la metodologia MASW.

## RAPPORTO TECNICO

Codice documento: 131-16			Numero pagine: 11		
A	28/10/16	EMMISSIONE	DG	DG	DG
<i>Rev.</i>	<i>Data</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Redatto</i>	<i>Controllato</i>	<i>Approvato</i>



SIGNA srl



SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	28/10/2016
	N. Commessa	131-16
	C. Documento	01
<b>Indagine geofisica con la metodologia MASW</b>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_VeronaLIDL

## 1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La presente relazione riporta le elaborazioni ed i risultati ottenuti dall'esecuzione di un profilo sismico con la metodologia MASW presso l'area situata in via Cà di Cozzi. nel comune di Verona (VR), interessata dal progetto di un nuovo Discount alimentare della LIDL Italia S.r.l.

La campagna di indagine è stata eseguita nella giornata del 18 ottobre 2016 su incarico della società *Geolambda Engineering S.r.l.*

Scopo dell'indagine è quello di ricostruire, per l'area in oggetto, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità ( $V_s$ -z).

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

Ciò permette 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. 14.01.2008).

Nei capitoli successivi verranno descritte le modalità d'esecuzione delle misure sperimentali e l'interpretazione geofisica delle stesse.

In figura 1 si riporta l'ubicazione della prospezione MASW effettuata.

Data	28/10/2016
N. Commessa	131-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_VeronaLIDL



**Figura 1:** Ubicazione della prova MASW effettuata (immagine tratta da *Google Map*).

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	28/10/2016
	N. Commessa	131-16
	C. Documento	01
<b>Indagine geofisica con la metodologia MASW</b>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_VeronaLIDL

## 2. INDAGINE GEOFISICA 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

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	28/10/2016
	N. Commessa	131-16
	C. Documento	01
<b>Indagine geofisica con la metodologia MASW</b>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_VeronaLIDL

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) 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 attiva e passiva:

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

Data	28/10/2016
N. Commessa	131-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_VeronaLIDL



**Figura 2:** Strumentazione utilizzata per la prova MASW.



**Figura 3:** Vista dello stendimento MASW effettuato.

SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	28/10/2016
	N. Commessa	131-16
	C. Documento	01
<b>Indagine geofisica con la metodologia MASW</b>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_VeronaLIDL

### 3. 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 allegato).

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.

**Indagine geofisica con la metodologia MASW**

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 Vs in funzione della profondità.

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:

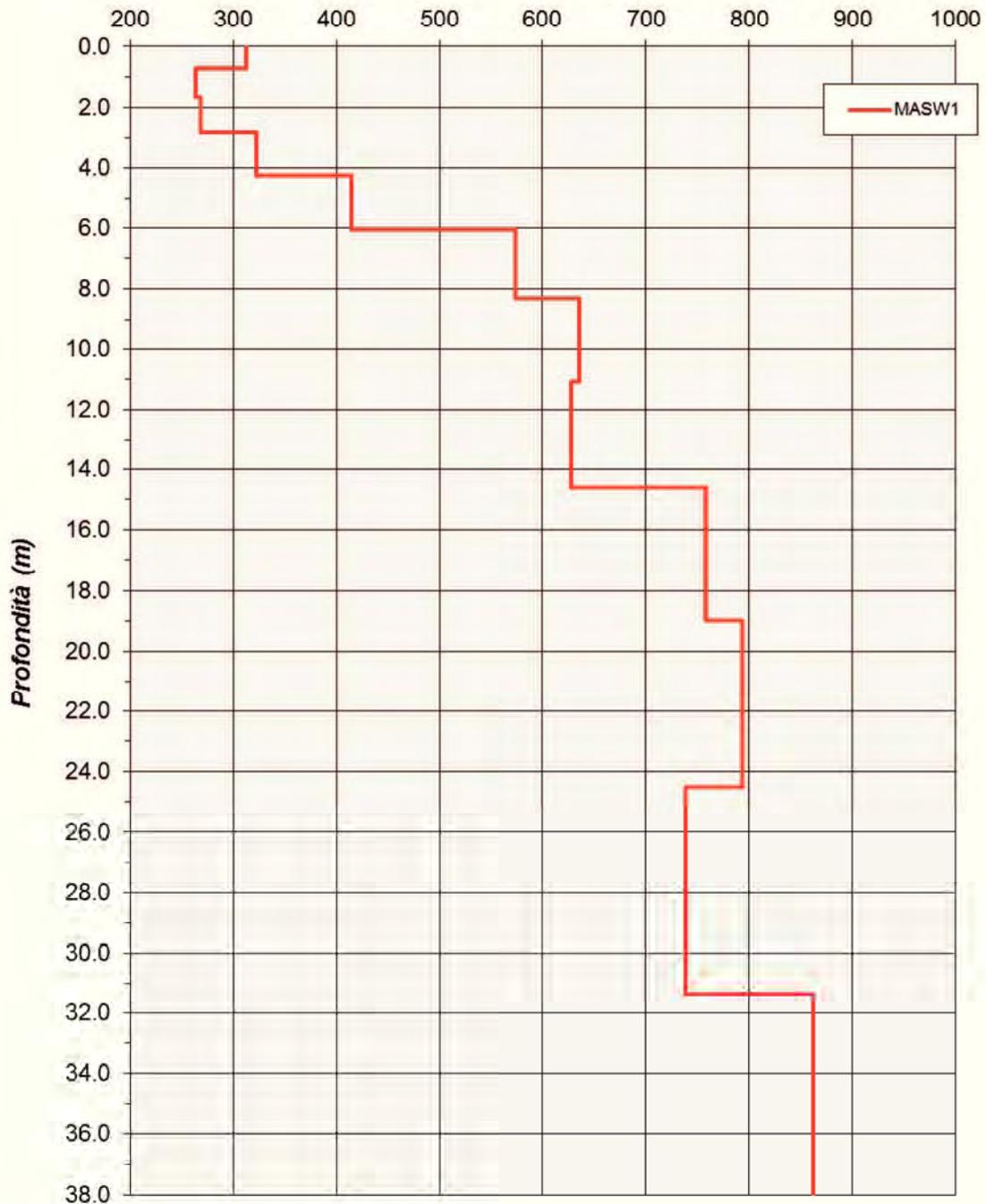
<b>MASW 1</b>			
<b>Strato</b>	<b>Spessore [m]</b>	<b>Vs [m/s]</b>	<b>Profondità</b>
1	0.7	<b>312</b>	0.7
2	0.9	<b>263</b>	1.7
3	1.2	<b>268</b>	2.8
4	1.4	<b>322</b>	4.2
5	1.8	<b>414</b>	6.0
6	2.2	<b>574</b>	8.3
7	2.8	<b>635</b>	11.1
8	3.5	<b>628</b>	14.6
9	4.4	<b>758</b>	19.0
10	5.5	<b>794</b>	24.5
11	6.9	<b>738</b>	31.4
12	6.7	<b>862</b>	38.1

**Tabella 1:** Modello sismico monodimensionale.

Data	28/10/2016
N. Commessa	131-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_VeronaLIDL

**Shear-Wave Velocity Profile from Surface waves inversion**

**Velocità onde S (m/sec)**



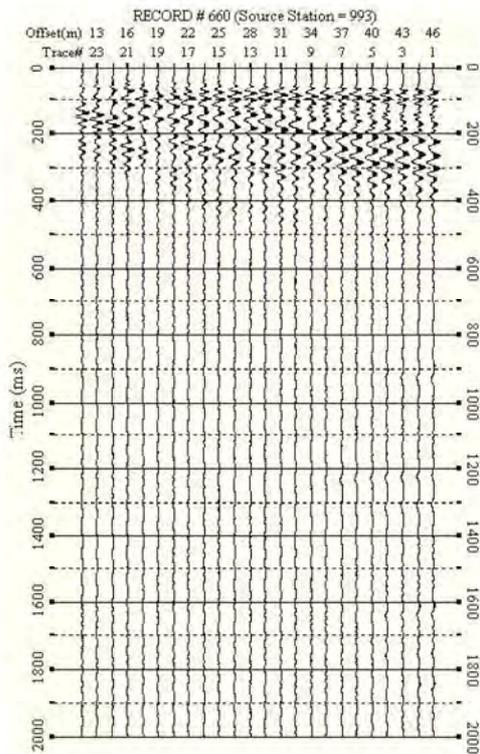
SIGNA srl – Indagini geofisiche	Data	28/10/2016
	N. Commessa	131-16
	C. Documento	01
<b><i>Indagine geofisica con la metodologia MASW</i></b>	Revisione	A (DG)
	Nome file	MASW_VeronaLIDL

# **ALLEGATO**

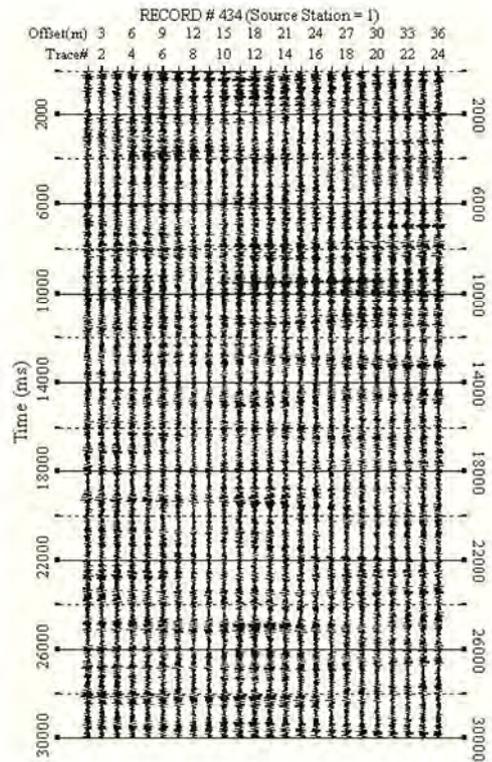
Data	28/10/2016
N. Commessa	131-16
C. Documento	01
Revisione	A (DG)
Nome file	MASW_VeronaLIDL

### MASW

registrazione attiva



registrazione passiva



### CURVA DI DISPERSIONE

