



# COMUNE DI PESCHIERA BORROMEO (Provincia di Milano)

## PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

ai sensi degli artt. 12 e  
14 della L.R. n°12  
11/03/2005 e s.m.i.

### Scala

### Oggetto

Ambito di Trasformazione ATU 7 - Mezzate via Galvani

### Titolo dell'elaborato

**RELAZIONE GEOTECNICA (R2)  
AI SENSI PARAGRAFO 6.2.2 NTC 2018**

### Data

**Maggio  
2017**

### Proprietari

IMMOBILIARE MARISTELLA SRL  
piazza Libertà, 23  
14100 Asti (AT)  
C.F./P.iva: 00218600054  
Presidente: dottor Aldo Pia

### Aggiornamento

**Novembre 2019**

### Progettista

timbro e firma

Dott. Geologo Andrea Brambati  
corso Lodi, 26  
20135 Milano (MI)  
P.iva: 06200810965  
tel. +39 348-3939629  
mail: andreabrambati@alice.it



*Andrea Brambati*

### ALLEGATO

**E**

1. INTRODUZIONE
  - 1.1. Premesse
  - 1.2. Quadro normativo di riferimento
2. PROGRAMMA DELLE INDAGINI
  - 2.1. Prove penetrometriche dinamiche SCPT
  - 2.2. Prova MASW a 24 geofoni
3. ANALISI DEGLI ASPETTI GEOTECNICI
  - 3.1. Modello Geotecnico
  - 3.2. Caratterizzazione geotecnica
  - 3.3. Carico limite di fondazioni su terreni
  - 3.4. Determinazione delle resistenze (Rd)
4. CONCLUSIONI

## APPENDICI

<i>N°</i>	<i>Titolo</i>
1	Modulistica Regionale Unificata Sismica: Modulo 10 - Asseverazione

## 1.1. Premesse

La presente Relazione Geotecnica (R2) costituisce l'elaborato dello studio eseguito allo scopo di definire le caratteristiche e la modellazione geotecnica dei terreni situati in via Galvani in località Mezzate - Comune di Peschiera Borromeo (Città Metropolitana di Milano, Codice Istat 15171 - Codice belfiore G488).

Il sito in oggetto si estende per una superficie complessiva di 11830 mq e corrisponde all'Ambito di Trasformazione Urbana ATU 7, localizzato al margine est della frazione di Mezzate e confinante con il Parco Agricolo Sud Milano. L'area sarà interessata dalla costruzione di un edificio di 3655 mq con le seguenti destinazioni in progetto: residenze collettive, uffici privati, una residenza sanitaria assistita (5 nuclei da 20 posti letto) e un centro diurno integrato. Le aree private interne al comparto comprendono altresì percorsi pedonali e aree attrezzate (1205 mq) e viabilità e parcheggi privati (177 mq). Il progetto prevede infine aree di uso pubblico che saranno adibite a viabilità e parcheggi a raso (1187 mq interni al perimetro dell'ambito e 2180 mq esterni).

Il presente elaborato, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte, è stata redatto in conformità al Paragrafo 6.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 8 del 20 febbraio 2018.

La caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sito è basata sulle indagini e sulla ricostruzione degli elementi litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, morfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti nella **Relazione Geologica (R1 + R3)** facente parte della documentazione progettuale. Ai fini della caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo di terreno interessato dalla costruzione in progetto, tenuto conto della tipologia dell'opera e delle caratteristiche d'intervento, si sono ritenuti sufficienti gli studi e le indagini svolte in sede di modellazione geologica (v. Relazione Geologica citata); in tal senso si richiamano nel Capitolo 2 gli elementi significativi e i risultati degli studi e delle indagini, reinterprestandoli nel Capitolo 3 sotto l'aspetto geotecnico.

Si sono escluse dalle prestazioni oggetto di incarico le seguenti attività:

- ✓ progettazione e D.L. di interventi di qualunque tipo e/o realizzazione degli interventi;
- ✓ attività di progettazione e/o più in generale di tipo professionale inerenti impianti tecnologici di ogni tipo e aspetti e problemi non connessi alle opere del sottosuolo.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di n. 7 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT e di n. 1 prova sismica di superficie di tipo MASW; le indagini, svolte in ottemperanza a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018, sono state finalizzate alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione.

Il **Progetto di invarianza idraulica e idrologica** è inserito in un'apposita relazione di verifica, facente parte anch'essa della documentazione progettuale.

Il comparto in esame, attualmente interessato da un'area incolta e inutilizzata, rientra nel Foglio catastale 38 – mappali 273, 279 e 294 del Comune censuario di Peschiera Borromeo, ed è posto a un'altitudine di ca. 103 m s.l.m. L'area di indagine può inoltre essere inquadrata all'interno di un centroide ideale le cui coordinate geografiche (angolari) sono:

- ✓ Lat. 45,442764
- ✓ Long. 9,298159

Le stesse, espresse in coordinate UTM (Universal Transverse of Mercator) secondo il sistema di riferimento 32NWGS84 (sigla di World Geodetic System 1984), sono:

- ✓ 32T 523.317,78 m E
- ✓ 5.032.181,00 m N










Inquadramento su ortofoto dell'area oggetto di indagine.



## ATU 7 - Mezzate, via Galvani












### Ambiti ed elementi di progetto

-  Perimetro Ambito di Trasformazione
-  Superficie Fondiaria
-  Aree di cessione
-  Parcheggi
-  Fascia di mitigazione paesistico - ambientale
-  Fascia di rispetto di 10 m (R.D. 523/1904)
-  Rete ciclo-pedonale

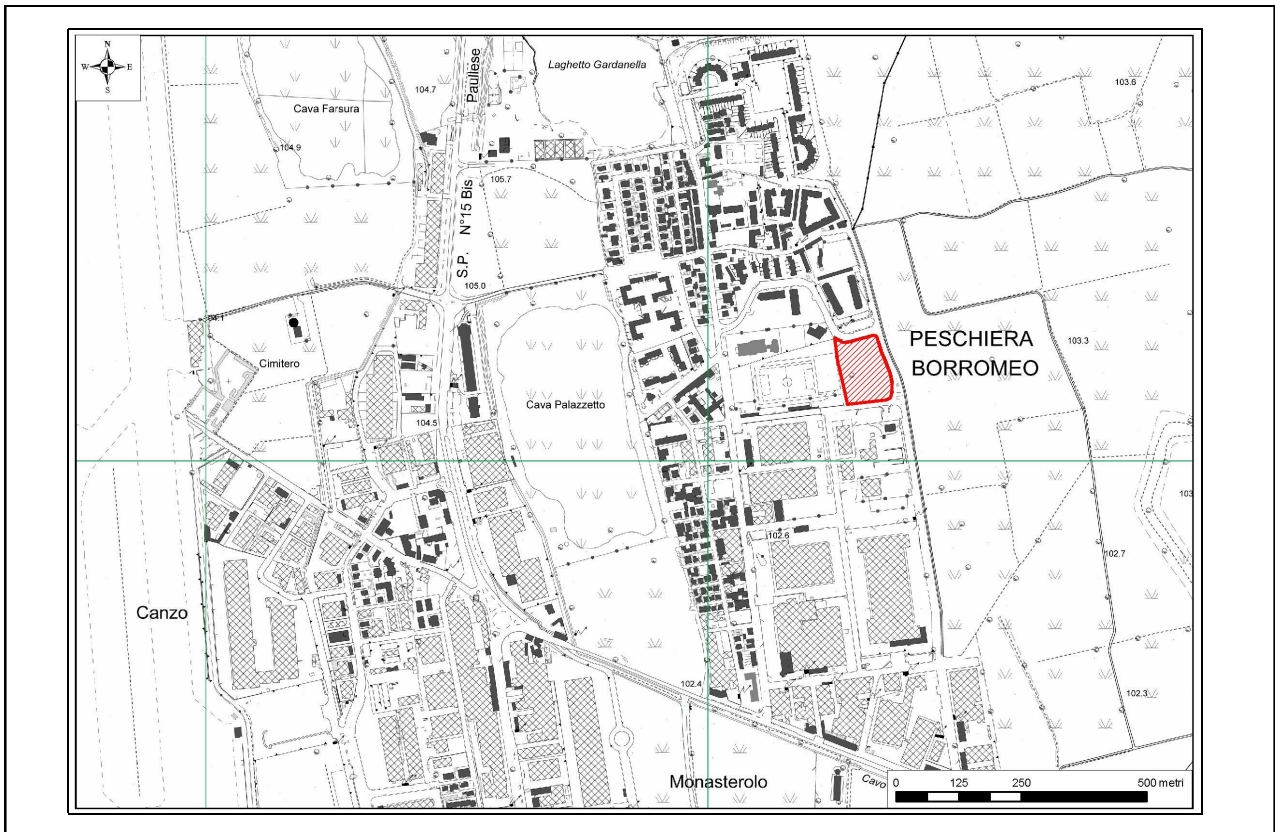
Planimetria ATU 7: scheda d'Ambito.



	Perimetro ambito ATU 7	11.830 mq		
<b>Aree di uso pubblico</b>		<b>Interne al perimetro</b>	<b>Esterne al perimetro</b>	<b>Totali</b>
	Perimetro area di uso pubblico			
	Verde urbano	656 mq	1.675 mq	2.331 mq
	Viabilità e parcheggi	1.187 mq	2.180 mq	2.367 mq
	<b>Totale aree pubbliche</b>	<b>1.843 mq</b>	<b>3.855 mq</b>	<b>5.698 mq</b>
<b>Aree private</b>				
	Edificio in progetto	3.655 mq		
	Percorsi pedonali ed aree attrezzate	1.205 mq		
	Viabilità e parcheggi	177 mq		
	Aree verdi	4.950 mq		
	Perimetro area di massimo ingombro edificio (area di galleggiamento)			
	<b>Totale aree private</b>	<b>9.987 mq</b>		

#### Azzonamento di progetto.





Inquadramento su base CTR di Regione Lombardia: sezione B6c3.



Foto panoramica dell'area di intervento.

## 1.2. Quadro normativo di riferimento

- ✓ O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”.
- ✓ Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile del 21 ottobre 2003 “*Disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4, dell’ordinanza del presidente del consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003, recante primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” (pubblicato sulla G.U. n. 252 del 29 ottobre 2003).
- ✓ D.M. 14 gennaio 2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”, pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n° 30, ed entrato in vigore il 6 marzo 2008.
- ✓ Circolare Cons. Sup. LL.PP. “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – bozza aggiornata al 7 marzo 2008*”.
- ✓ Circolare Cons. Sup. LL.PP. n° 617/2009 “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”.
- ✓ Eurocodice 7 “*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali*”.
- ✓ Eurocodice 8 “*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”.
- ✓ D.Lgs. 23 febbraio 2010, n. 49 “*Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni*”.
- ✓ D.G.R. 30 novembre 2011, n. IX/2616 “*Aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12, approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374*”.
- ✓ D.G.R. 2129/2014 “*Classificazione sismica regionale*”.
- ✓ L.R. 33/2015 “*Disposizioni in materia di costruzioni in zona sismica*”.
- ✓ D.G.R. 30 marzo 2016, n. XI/5001 “*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)*”.
- ✓ D.P.C.M. 27 ottobre 2016 “*Approvazione del Piano di gestione del rischio di alluvioni del distretto idrografico Padano*”.
- ✓ D.G.R. 10/6738 del 19 giugno 2017 “*Disposizioni regionali concernenti l’attuazione del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell’emergenza, ai sensi dell’art. 58 delle norme di attuazione del Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con Deliberazione n. 5 dal Comitato istituzionale dell’autorità di bacino del fiume Po*”.
- ✓ D.M. 17 gennaio 2018 “*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”, pubblicato sulla G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018;
- ✓ D.G.R. n. XI/470 del 2 agosto 2018 “*Integrazioni alle disposizioni regionali concernenti l’attuazione del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell’emergenza, di cui alla D.G.R. 19 giugno 2017 – n. X/6738*”;
- ✓ Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 Cons. Sup. LL.PP. “*Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”;
- ✓ R.R. n. 8 del 19/04/2019 “*Disposizioni sull’applicazione dei principi di invarianza idraulica ed idrologica. Modifiche al R.R. 23/11/2017, n. 7 (Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della L.R. 11/03/2005, n. 12 “Legge per il governo del territorio”)*”, pubblicato sul Supplemento 17;
- ✓ D.G.R. 9 settembre 2019 - n. XI/2120 “*Aggiornamento dell’allegato 1 ai criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12 approvati con d.g.r. 30 novembre 2011, n. 2616*”.

## 2. PROGRAMMA DELLE INDAGINI

---

### 2.1. Prove penetrometriche dinamiche SCPT

Nell'ambito del presente studio, oltre alla raccolta e analisi dei dati geologici e idrogeologici utilizzati per l'inquadramento dell'area, si è proceduto a un'integrazione dell'esistente mediante indagini specifiche in sito. Nello specifico, sono state effettuate n. 7 prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T. (*Standard Cone Penetration Testing*); l'attrezzatura utilizzata è un penetrometro semovente TG63-200 della Pagani Geotechnical Equipment, modello statico-dinamico, con massa battente a sganciamento automatico, avente le seguenti caratteristiche:

- ✓ diametro della punta: 50.8 mm
- ✓ diametro delle aste: 34 mm
- ✓ angolo di apertura: 60°
- ✓ peso del maglio: 73 kg
- ✓ altezza di caduta: 0.75 m
- ✓ penetrazione standard: 30 cm ( $N_{30}$ ).

La prova penetrometrica dinamica consiste normalmente nell'infissione, mediante caduta di un maglio, di una batteria di aste con alla base una punta conica e nella contemporanea registrazione del numero di colpi necessario per avanzamenti successivi di 30 cm. Nel caso in esame, considerate le limitate profondità di indagine, nonché il fatto che l'attrito laterale esercitato sulle aste non influenzava i valori di resistenza alla penetrazione, non è stata usata la tubazione di rivestimento.

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche svolte ha consentito di poter parametrizzare il sottosuolo in termini di proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali. In particolare, dai valori medi di  $N_{30}$  si sono ricavati i corrispondenti valori di  $N_{SPT}$  attraverso le medie scaturite dalle correlazioni empirico-sperimentali maggiormente riconosciute in ambito tecnico-scientifico internazionale.

Successivamente, da detto valore di  $N_{SPT}$ , nonché da esperienze simili in terreni del tutto analoghi ed estrapolando opportunamente i risultati, si sono ricavati i valori dei parametri di resistenza degli strati di terreno interessati dalle indagini geognostiche.

In relazione alle caratteristiche delle falde, fatto salvo quanto già indicato nel precedente Paragrafo 2.3., si è ritenuto necessario procedere ad una verifica di maggior dettaglio delle condizioni piezometriche dell'area, ossia della presenza o meno di acqua di falda nel primo sottosuolo; si è proceduto pertanto alla messa in opera, nei fori ottenuti dalle prove penetrometriche, di tubazione provvisoria in PVC microfessurata e del diametro di 1,5", per la verifica della presenza della falda. Dall'analisi di quanto sopra, non è stata rinvenuta acqua sino alla profondità di -2,70 m dal p.c.

I dati registrati nelle prove penetrometriche SCPT sono riportati nella tabella alla pagina seguente, che illustra la resistenza opposta dal terreno alla penetrazione continua della punta; i grafici delle indagini eseguite sono riportati successivamente, unitamente alla documentazione fotografica delle prove. La quota zero è riferita al piano campagna esistente.



<b>Prof. (m)</b>	<b>Prova n° 1</b>	<b>Prova n° 2</b>	<b>Prova n° 3</b>	<b>Prova n° 4</b>	<b>Prova n° 5</b>	<b>Prova n° 6</b>	<b>Prova n° 7</b>
	N (colpi)	N (colpi)	N (colpi)	N (colpi)	N (colpi)	N (colpi)	N (colpi)
0,30	6	4	3	2	3	4	2
0,60	12	10	3	4	4	4	4
0,90	10	6	4	4	3	3	3
1,20	4	3	3	5	5	3	3
1,50	4	2	2	8	8	6	6
1,80	4	2	3	5	4	14	8
2,10	3	5	4	3	10	24	14
2,40	8	9	6	7	17	24	15
2,70	8	11	4	8	9	19	13
3,00	10	11	9	15	10	15	10
3,30	13	11	11	15	3	9	9
3,60	13	12	6	10	5	6	9
3,90	7	11	11	9	8	8	8
4,20	7	7	11	11	17	8	8
4,50	9	5	10	10	12	8	7
4,80	9	7	17	12	12	10	9
5,10	10	10	12	10	18	9	15
5,40	10	10	25	10	13	17	17
5,70	6	10	24	18	20	24	25
6,00	11	13	17	23	11	18	20
6,30	12	10	10	19	11	25	22
6,60	7	11	12	12	9	13	15
6,90	4	13	13	17	16	10	15
7,20	5	16	14	12	13	8	13
7,50	7	17	11	15	17	11	12
7,80	13	21	9	13	11	14	13
8,10	16	19	7	17	12	14	12
8,40	12	22	7		17	10	15
8,70	18	29	14		17	11	12
9,00	17	25	12		13	14	18
9,30	14	13	19		15	12	14
9,60	14	19	12		17	19	19
9,90	15	16	13		11	24	9
10,20	16	14	17		20	21	16
10,50	13	15	13		26	17	20
10,80	21	18	17		22	16	14
11,10	17	23	12		22	21	15
11,40	20	24	15		17	25	31
11,70	16	20	19		13	26	20
12,00	17	16	18		19	22	19
12,30					18		
12,60					20		
12,90					24		
13,20					49		
13,50					50		



Ubicazione dei punti di indagine.





Prova penetrometrica P2.



Prova penetrometrica P6.



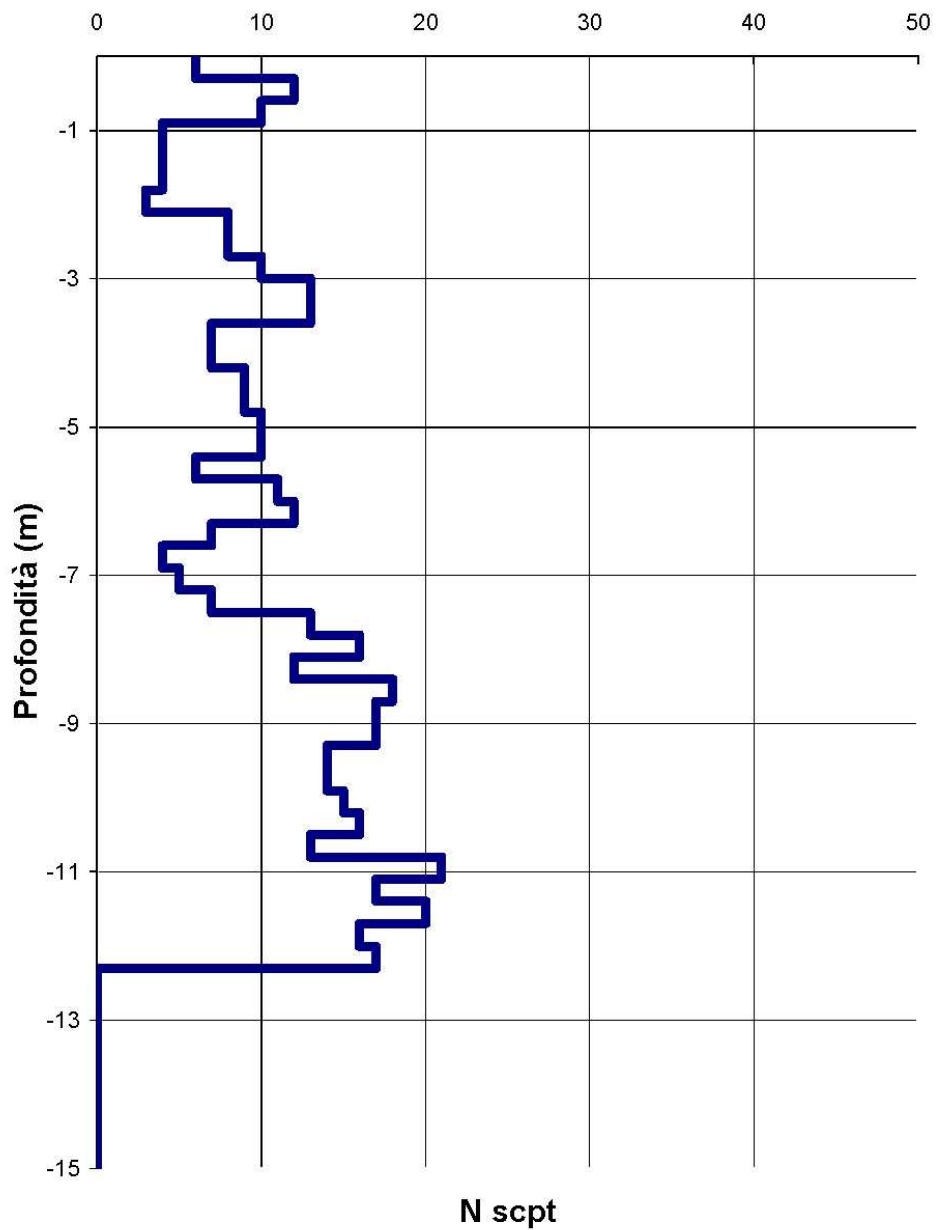


**Prova penetrometrica P7.**

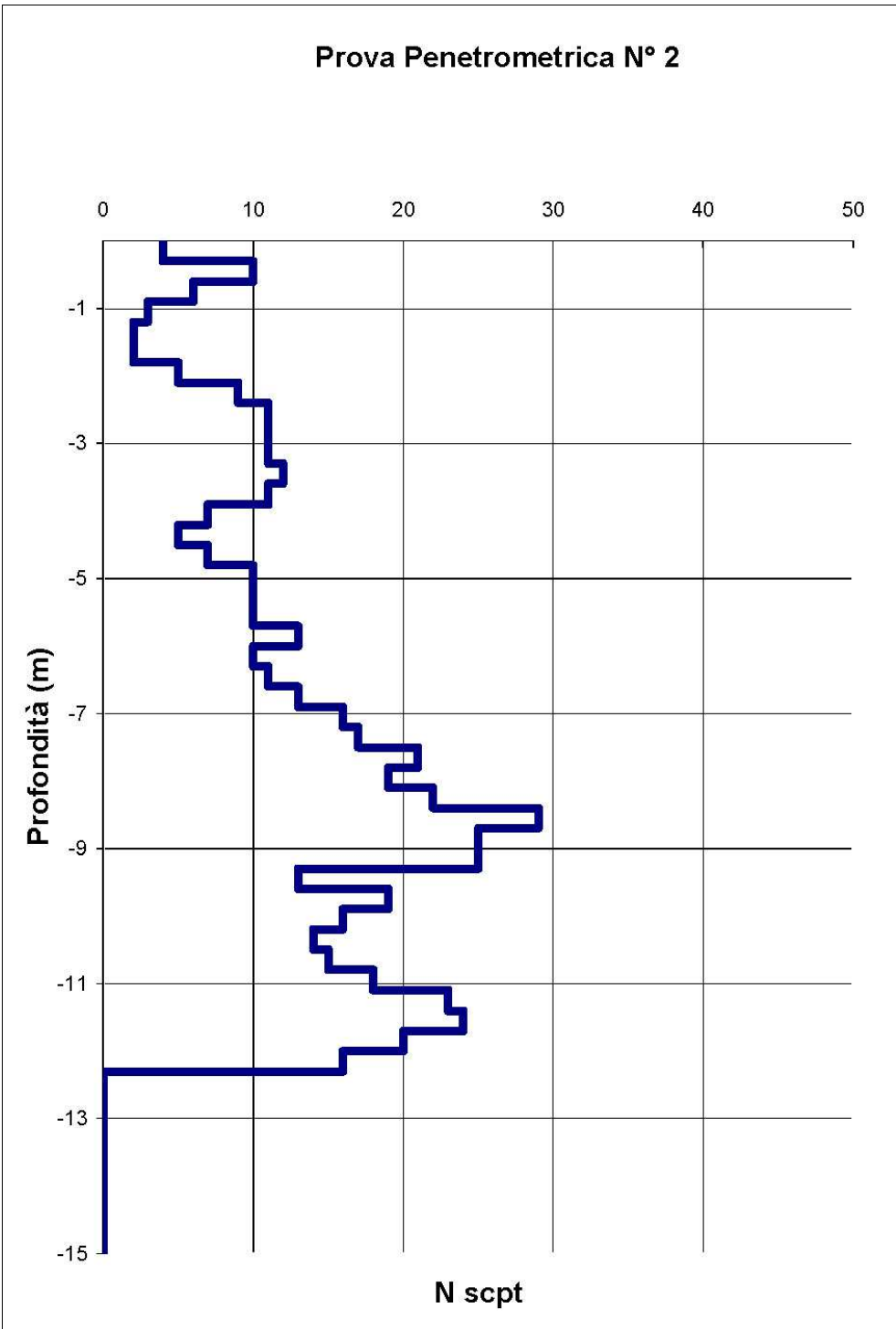


**Misura della quota piezometrica.**

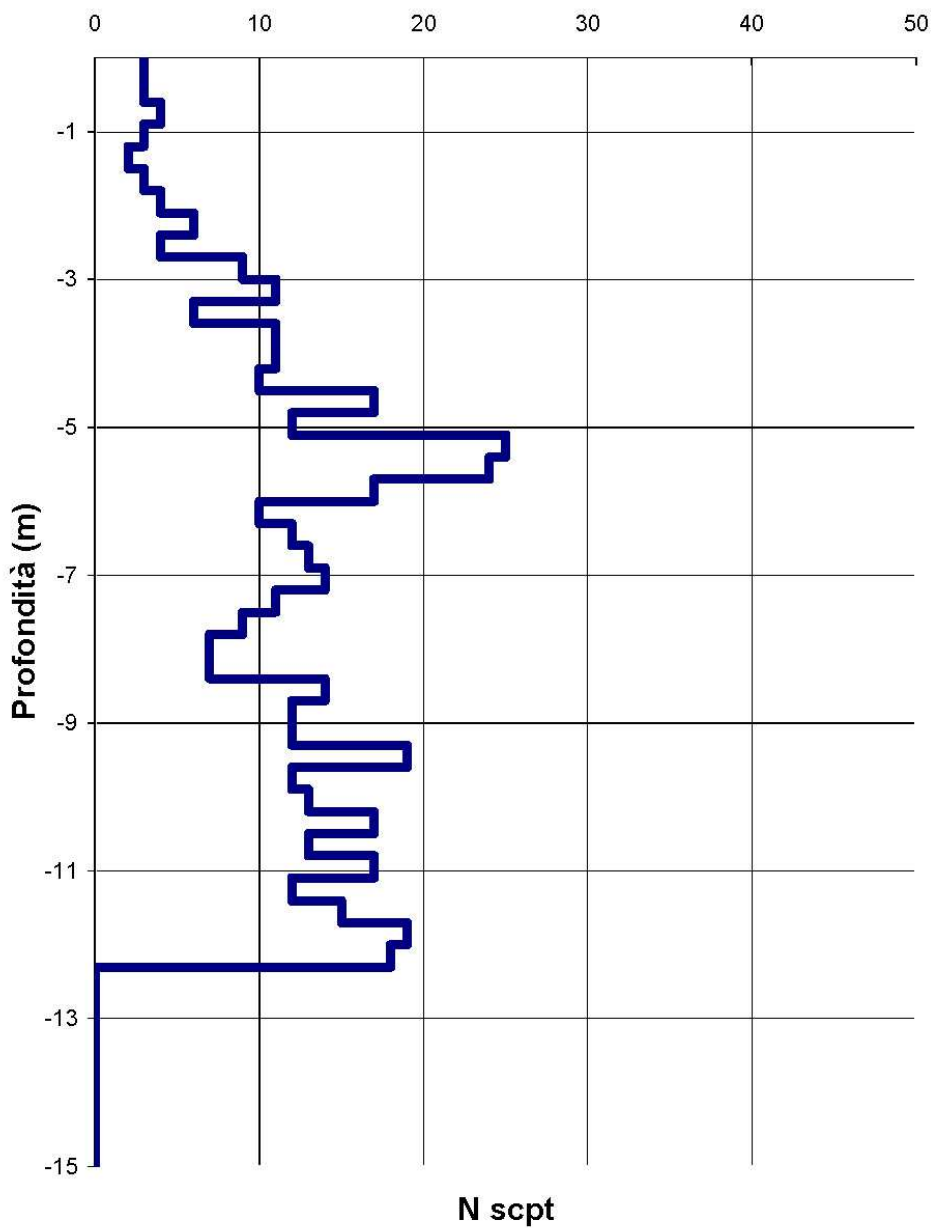
### Prova Penetrometrica N° 1



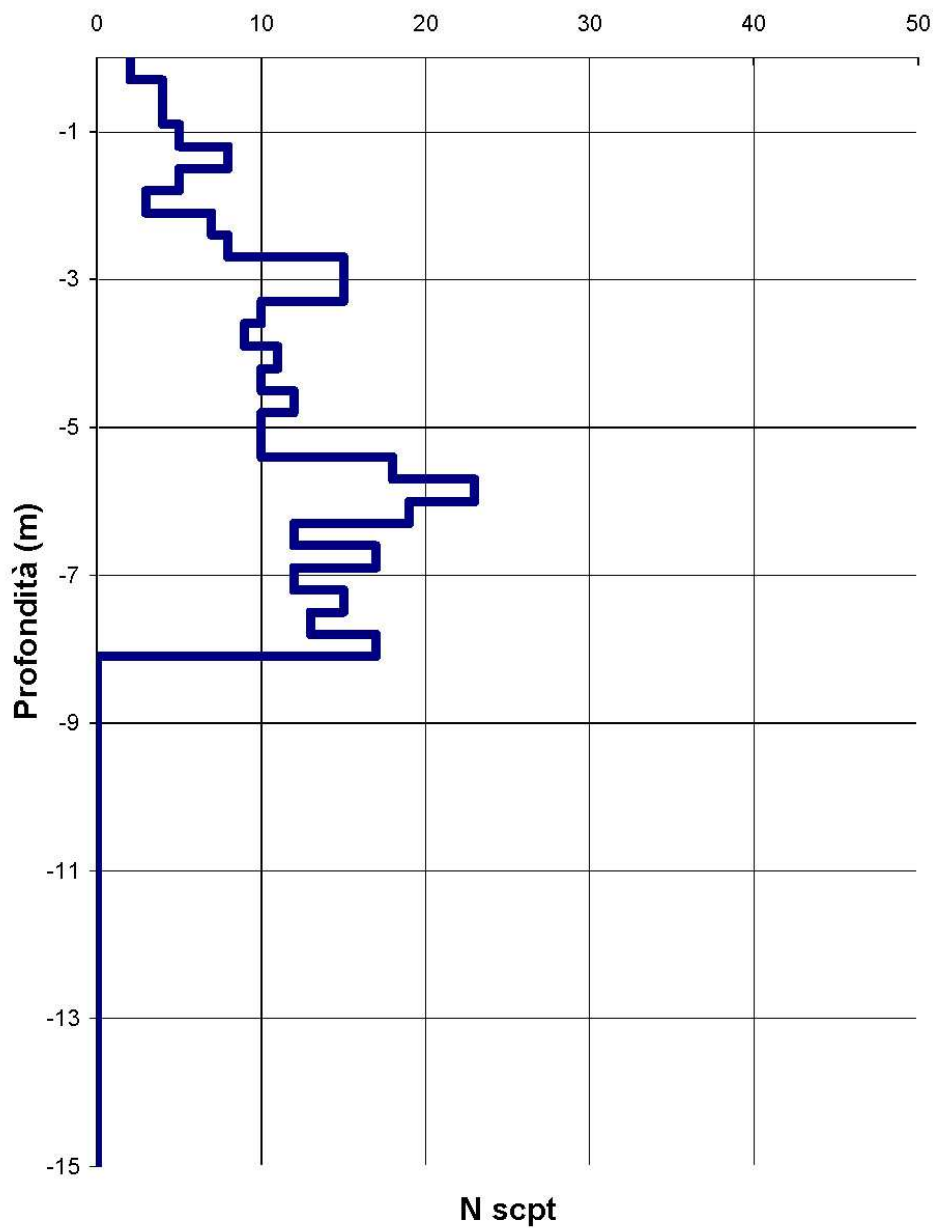


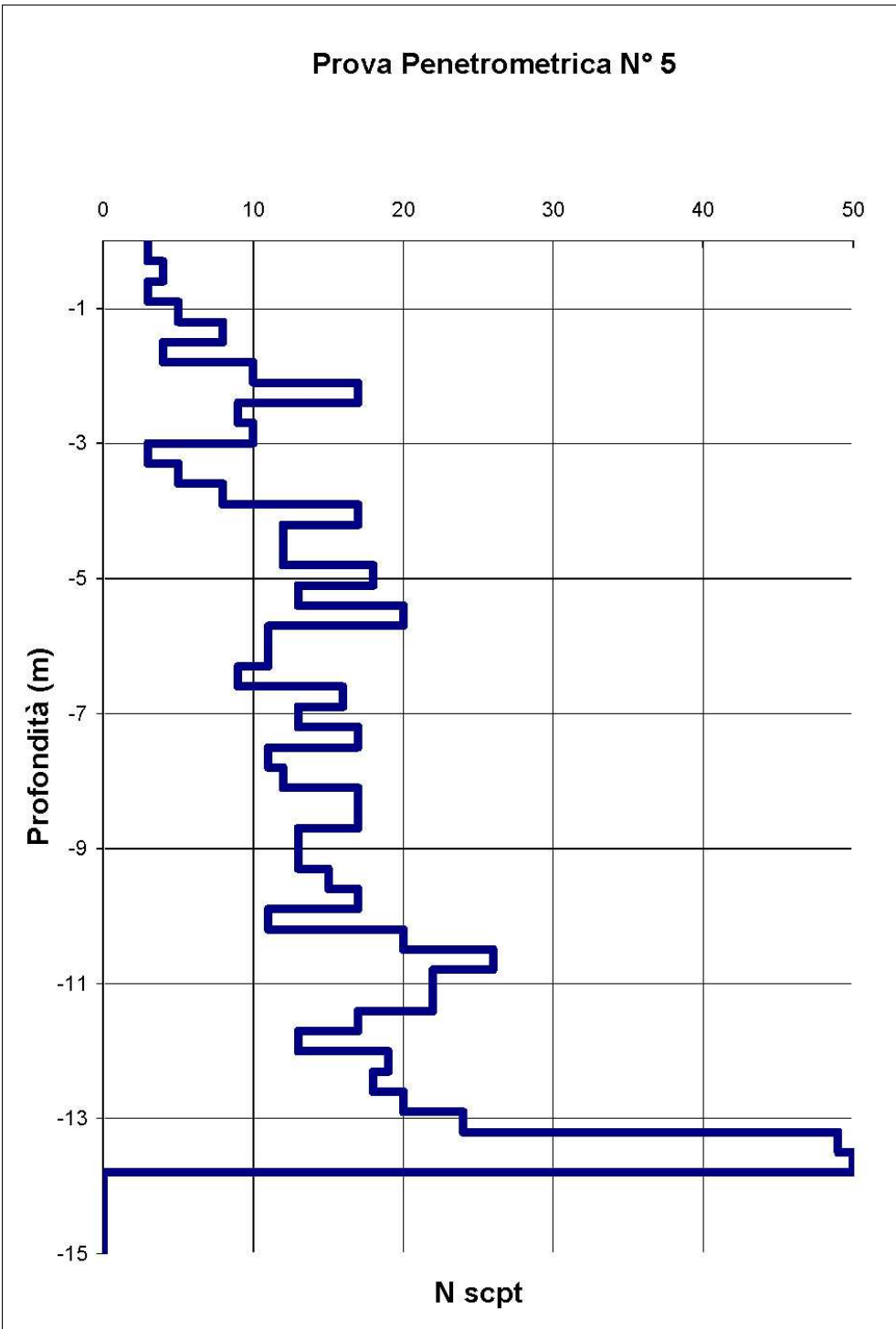


### Prova Penetrometrica N° 3

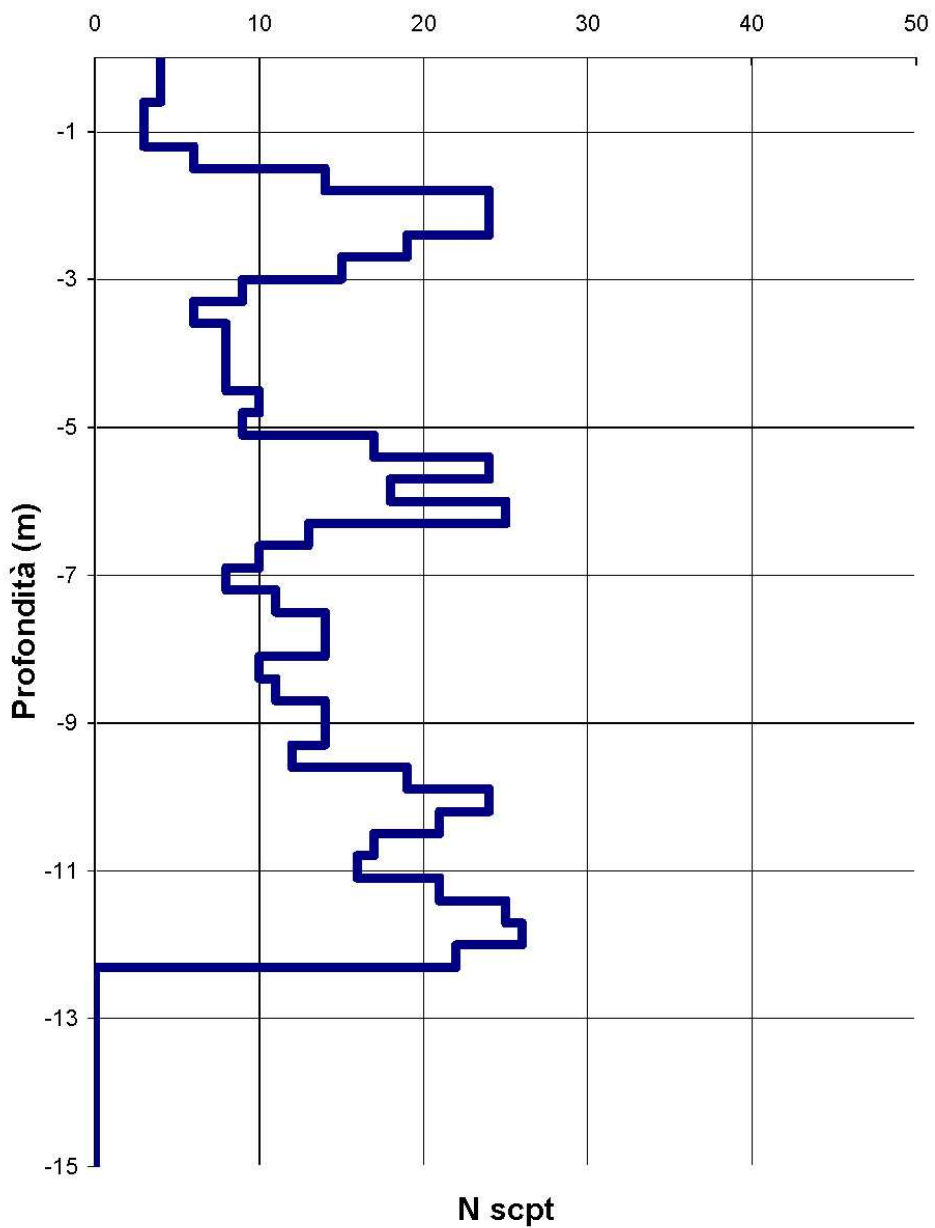


### Prova Penetrometrica N° 4



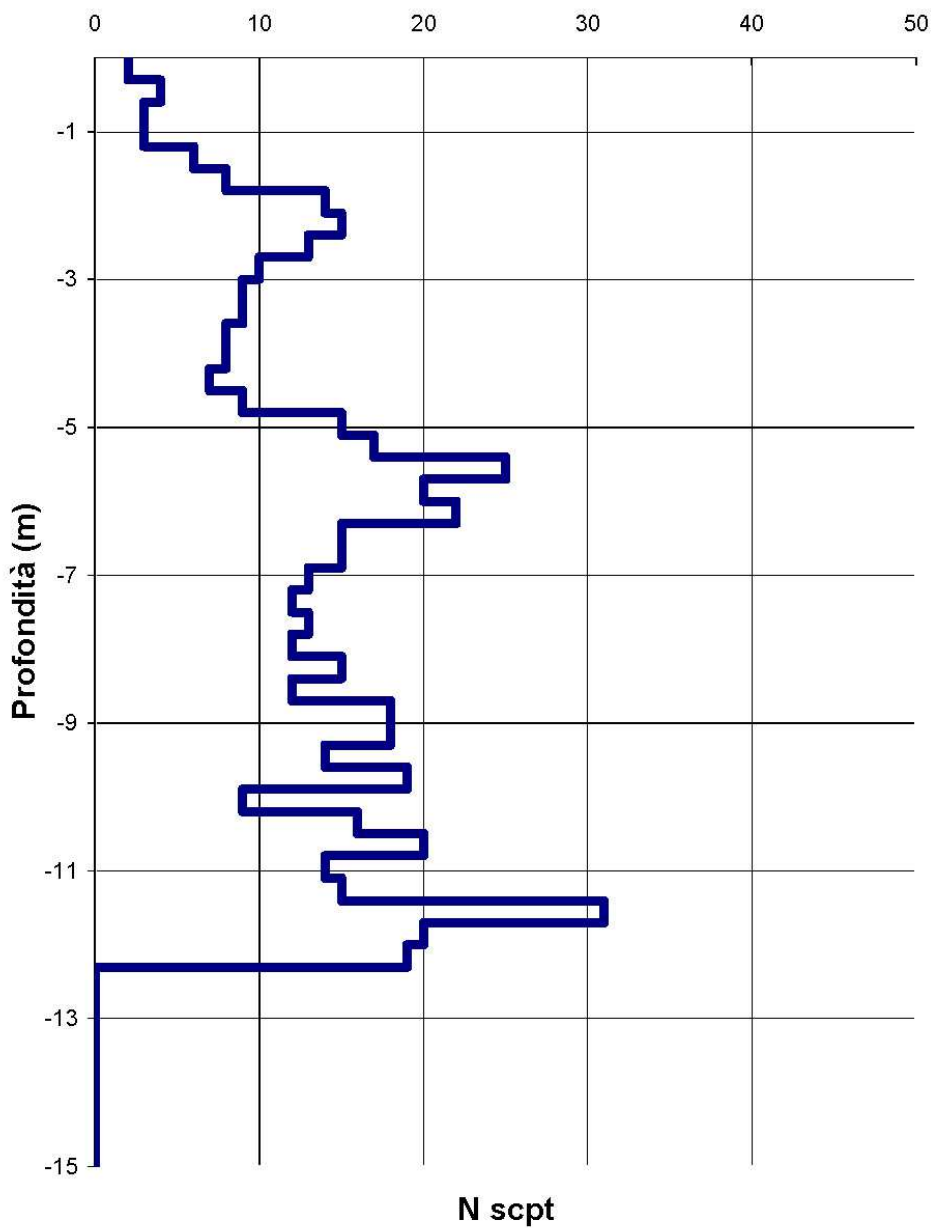


### Prova Penetrometrica N° 6





### Prova Penetrometrica N° 7



## 2.2. Prova MASW a 24 geofoni

Per la ricostruzione del modello geofisico del sottosuolo è stata eseguita un'indagine sismica superficiale con il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW.

Il metodo MASW (*Multi-Channel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza dei geofoni posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante è dato dalle onde di Rayleigh che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione.

Il metodo MASW è di tipo attivo poiché le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite mazza battente e misurate da uno stendimento lineare di sensori (geofoni). La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

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

La prospezione sismica è stata interpretata mediante il software SWAN (GeoStudi Astier S.r.l., 2007). L'utilizzo di questo software consente di preprocessare i dati grezzi acquisiti epurandoli da eventuali disturbi. Successivamente, partendo dal sismogramma medio di sito, sono calcolati gli spettri FK (Frequenza-Numero d'onda) e FV (Frequenza-Velocità). La distribuzione dei picchi evidenziati dagli spettri viene ulteriormente analizzata per ricavare la curva di dispersione sperimentale che viene confrontata con quella teorica. Una volta trovata un'interpolazione tra le due curve il programma esegue l'inversione per ricostruire il profilo delle  $V_s$  con la profondità. Il profilo così ottenuto può essere ulteriormente modificato per aumentare il grado di interpolazione tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

L'acquisizione è stata realizzata tramite la stesa di un cavo sismico lungo 46 metri, posizionando i 24 geofoni con un passo di due metri l'uno dall'altro. Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello ECHO 24/2002 prodotto dalla ditta Ambrogeo S.r.l.. Sono stati utilizzati 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz. L'energizzazione del terreno è stata ottenuta impiegando una mazza del peso di 8 kg. Durante la fase di acquisizione sono stati impostati diversi shots a diverse distanze dall'estremità dell'allineamento sismico per valutare la stabilità della curva di dispersione sperimentale apparente. Sono state quindi calcolate le velocità di taglio del sottosuolo sintetizzando il modello del terreno in sette unità sismiche.

	<b><math>V_s</math> [m/s]</b>	<b>Spessore [m]</b>	<b>Profondità [m]</b>
LIVELLO 1	139	1,26	0,00
LIVELLO 2	174	1,49	1,26
LIVELLO 3	225	2,80	2,75
LIVELLO 4	276	4,75	5,55
LIVELLO 5	423	9,37	10,31

LIVELLO 6	564	17,17	19,68
LIVELLO 7	676	Indef.	36,85

**Stratigrafia sismica – prova MASW 6m.**

	Vs [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]
LIVELLO 1	141	1,17	0,00
LIVELLO 2	181	1,35	1,17
LIVELLO 3	231	2,60	2,51
LIVELLO 4	271	4,40	5,12
LIVELLO 5	392	9,62	9,52
LIVELLO 6	502	15,81	18,14
LIVELLO 7	703	Indef.	33,95

**Stratigrafia sismica – prova MASW 12m.**

Le N.T.C. 2018 hanno introdotto il parametro  $V_{s,eq}$  (valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, in m/s), definito dall'espressione:

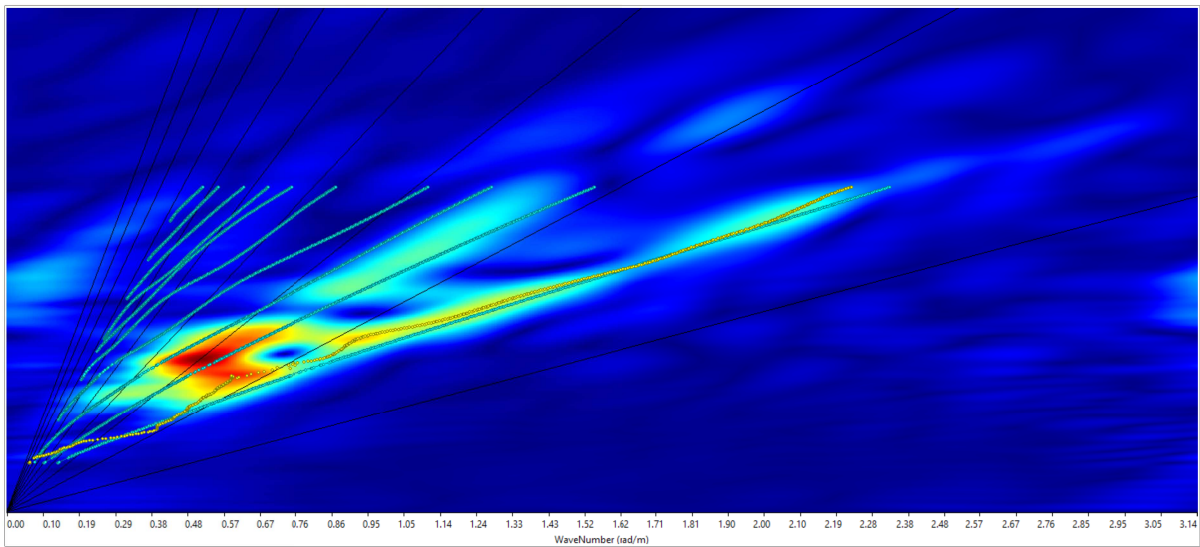
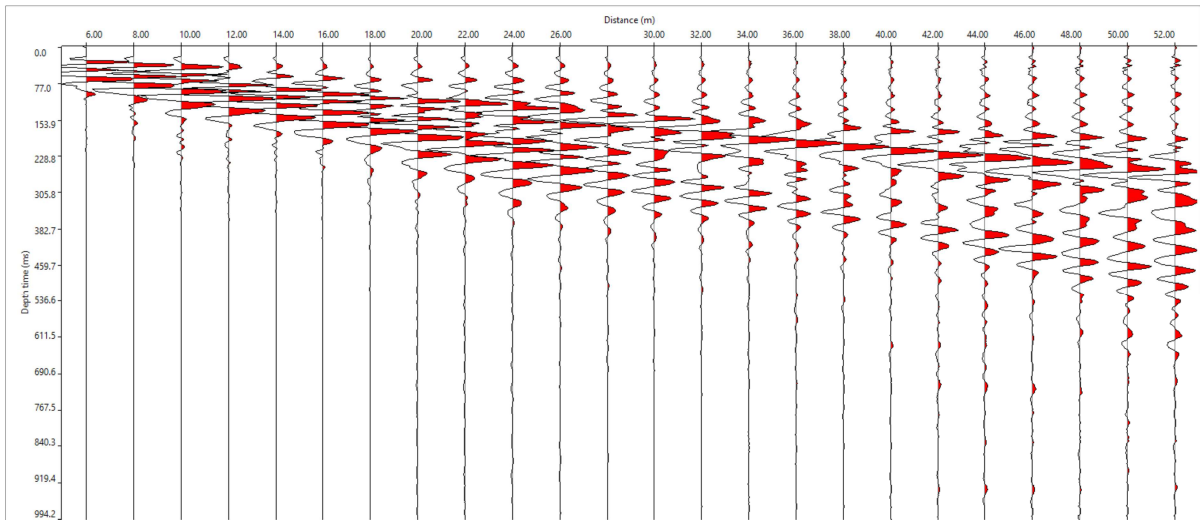
$$V_{s,eq} (m/s) = H / \sum h_i / V_i$$

dove:

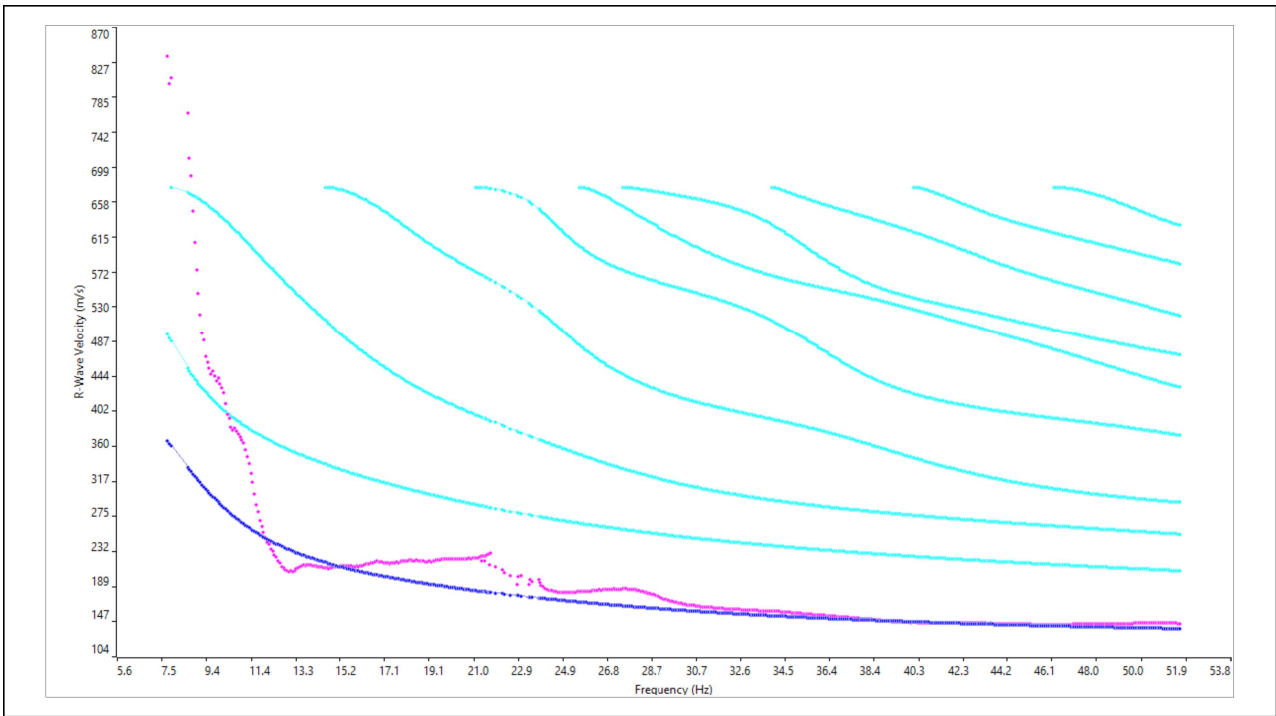
- ✓  $h_i$  = spessore in metri dello strato i-esimo,
- ✓  $V_i$  = velocità dell'onda di taglio nello strato i-esimo,
- ✓  $H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per la prova in oggetto, i depositi hanno profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, pertanto la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H = 30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

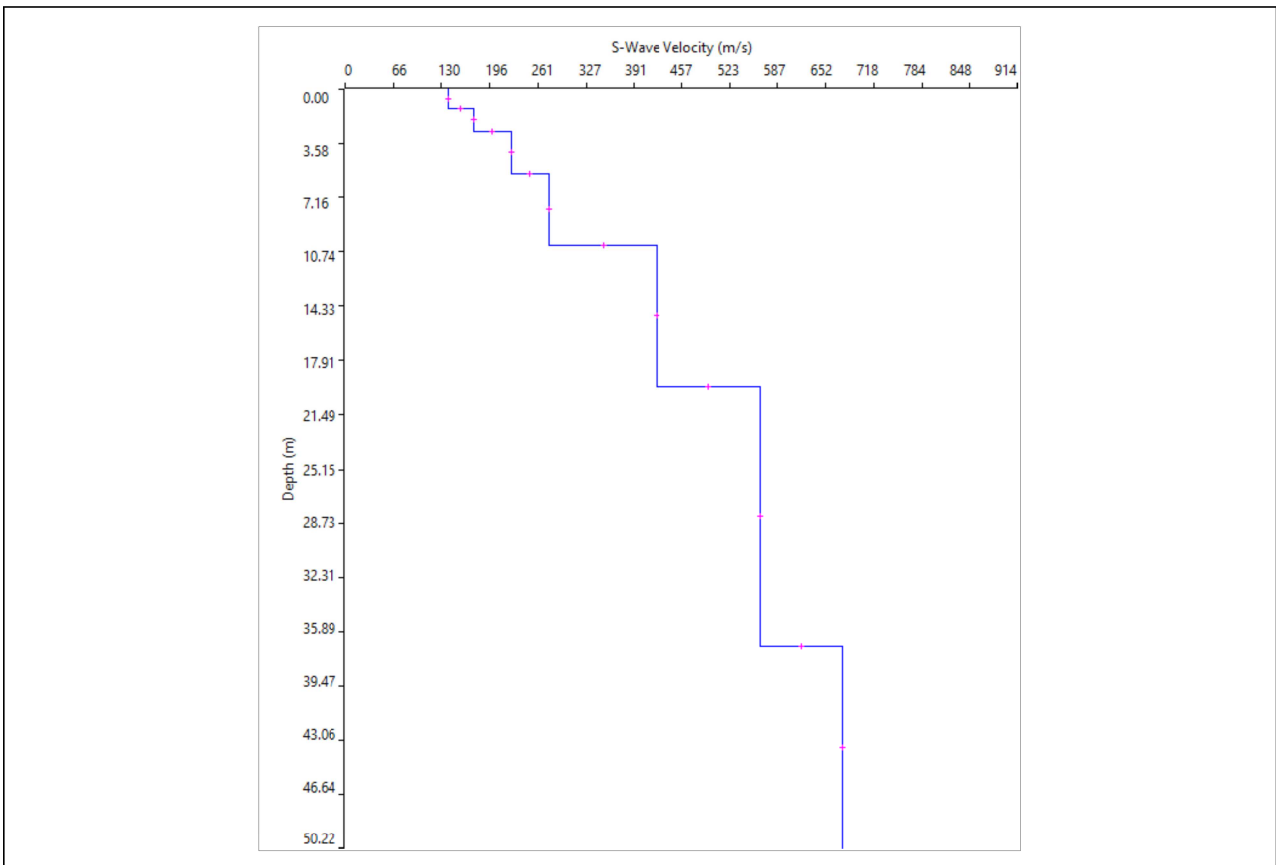
Dallo sviluppo del calcolo si ottiene un valore di  $V_s$  pari a 342 m/s – 338 m/s.



**Energizzazione 6 m: sismogramma medio e spettro frequenza-velocità.**

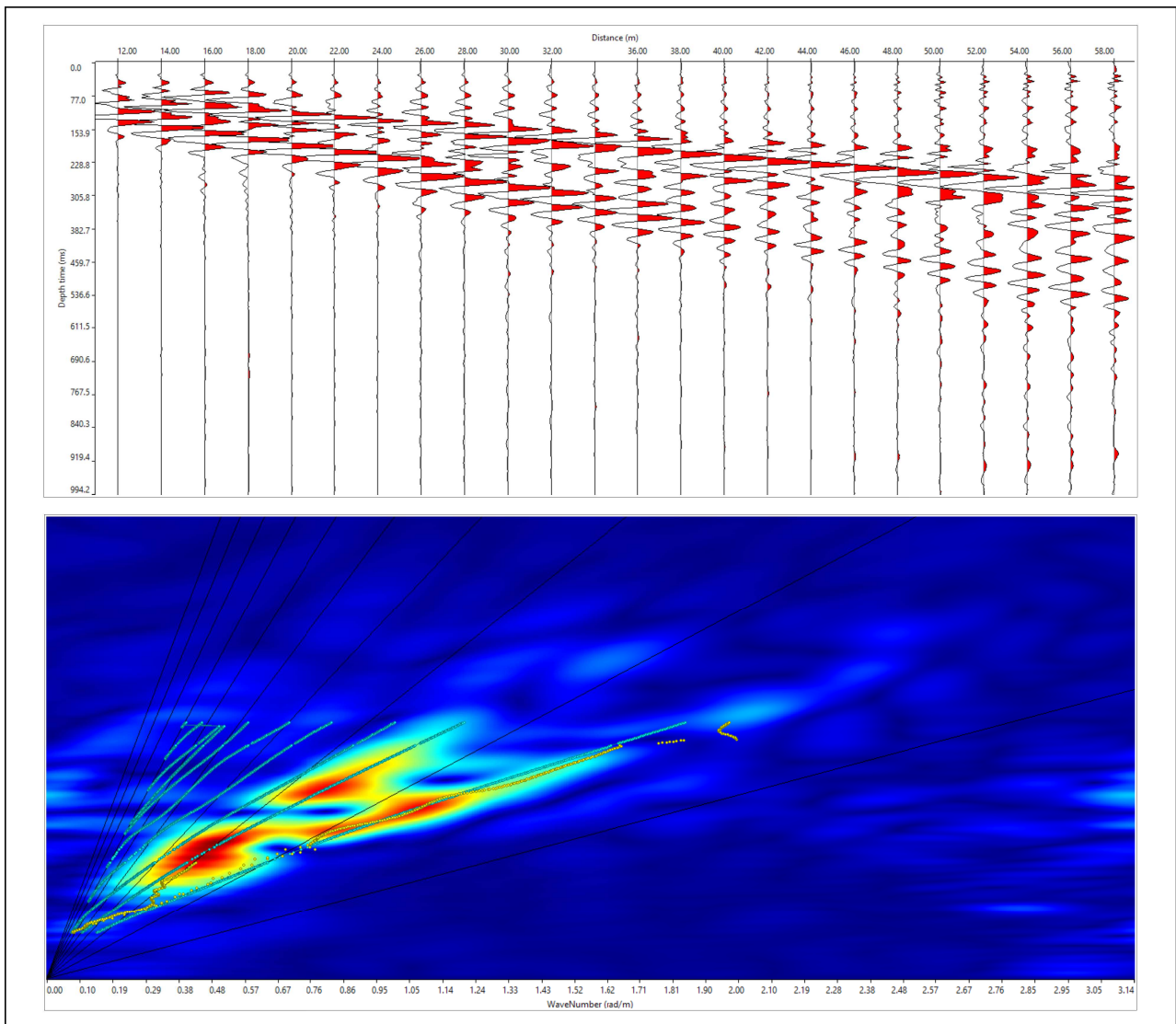


Energizzazione 6 m: curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu).

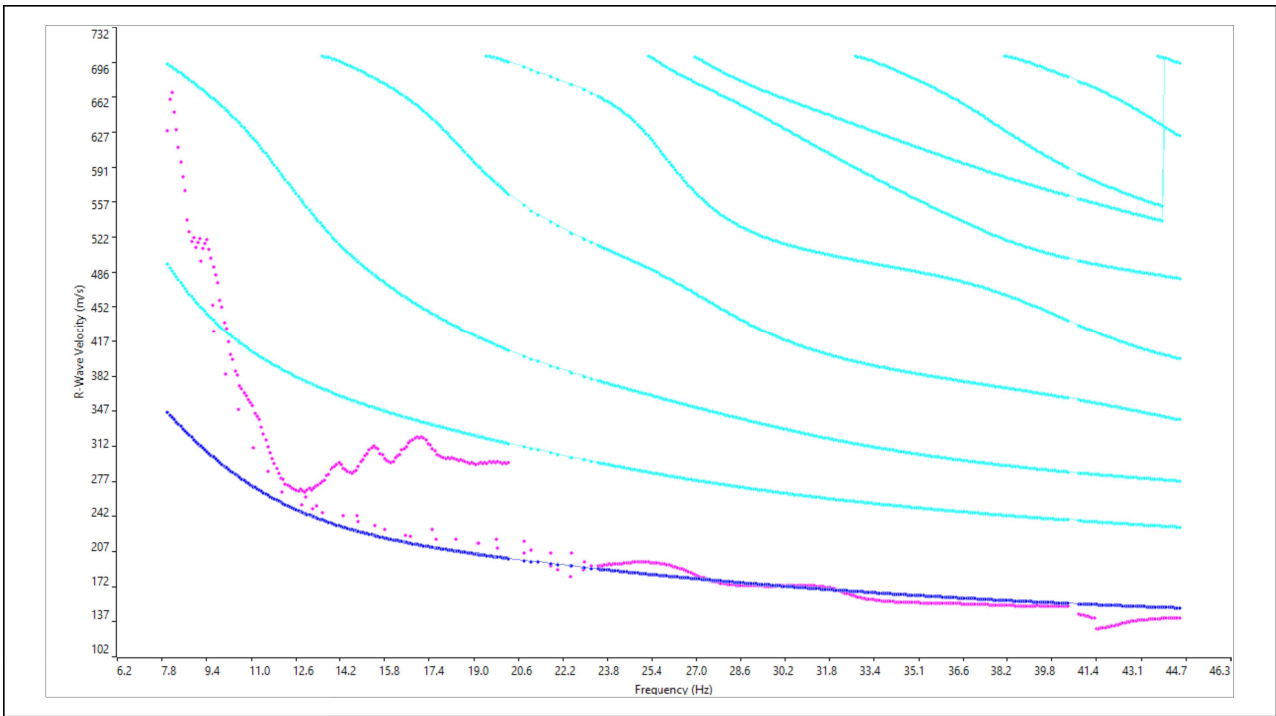


Energizzazione 6 m: distribuzione Vs.

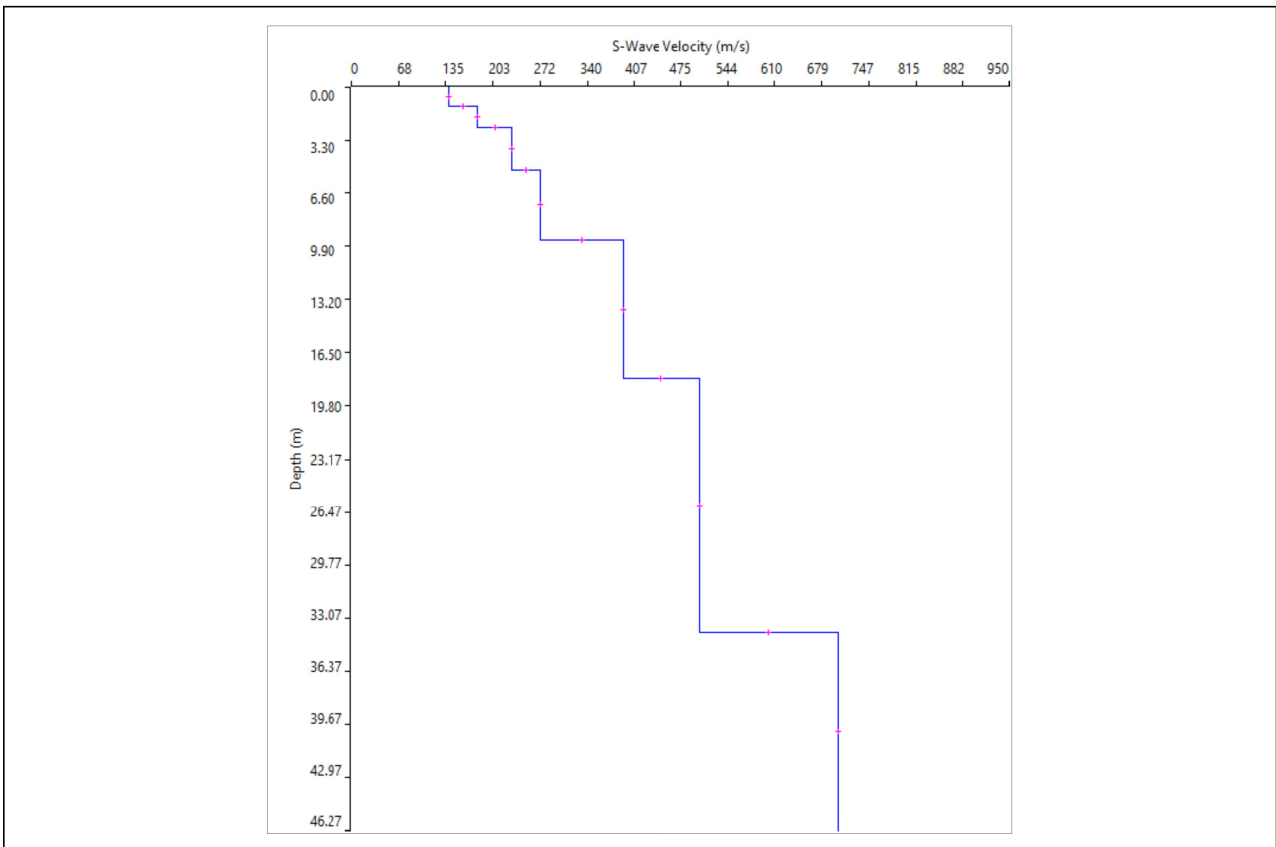




**Energizzazione 12 m: sismogramma medio e spettro frequenza-velocità.**



**Energizzazione 12 m: curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu).**



**Energizzazione 12 m: distribuzione Vs.**

### 3. ANALISI DEGLI ASPETTI GEOTECNICI

#### 3.1. Modello Geotecnico

Nel presente capitolo si ricostruisce e descrive il Modello Geotecnico, facendo riferimento al quadro legislativo vigente (v. §§ C6.2.2 e C7.2.2 della C.S.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019). Sulla base dell'interpretazione dei risultati acquisiti dalle indagini eseguite in sito, si è individuato il più appropriato modello geotecnico di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici a esso correlati, laddove per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato a fornire i dati necessari per le verifiche geotecniche.

Per “*volume geotecnico significativo di sottosuolo*”, si intende quella porzione di terreno che interagisce in modo apprezzabile con l'opera ed è delimitabile in base agli effetti meccanici e idraulici indotti dalla costruzione del manufatto; in altre parole, è quella porzione di sottosuolo che è influenzata dalla costruzione dell'opera e che, per contro, influenza il comportamento dell'opera stessa. Il volume significativo è quindi funzione dell'opera costruenda, dei carichi che verranno trasmessi al sottosuolo e delle caratteristiche fisico meccaniche e stratigrafiche del sottosuolo stesso. Esso deve quindi essere definito in ragione dell'opera e al contesto ambientale e territoriale in cui essa si inserisce: “*Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione*” (v. § 6.2.2 delle N.T.C. 2018).

I dati relativi al Modello Geologico di riferimento sono inseriti nella Relazione Geologica R1 + R3, ove si ricostruisce lo stato del territorio attraverso la descrizione delle condizioni morfologiche, litostratigrafiche e idrogeologiche dell'area.

#### 3.2. Caratterizzazione geotecnica

Nel presente paragrafo si fornisce una stima delle caratteristiche geotecniche dei terreni indagati, sulla base di quanto ricavato dall'esecuzione delle prove penetrometriche. L'analisi dei risultati delle prove SCPT svolte ha consentito di poter parametrizzare il sottosuolo in termini di proprietà indice, caratteristiche di consistenza e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali. In particolare dai valori medi di  $N_{30}$  = numero di colpi necessari per un avanzamento di 30 cm, si sono ricavati i corrispondenti valori di  $N_{SPT}$  (numero della *Standard Penetration Test*) attraverso le medie scaturite dalle correlazioni empirico-sperimentali maggiormente riconosciute in ambito tecnico-scientifico internazionale. Successivamente, da detto valore ( $N_{SPT}$ ), nonché da esperienze simili in terreni del tutto analoghi ed estrapolando opportunamente i risultati, si sono ricavati i valori dei parametri di resistenza degli strati di terreno interessati dalle indagini geognostiche. Relativamente all'interpretazione delle prove SCPT, si ricorda che la correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari), densità relativa  $D_R$  e  $N_{SPT}$  è espressa nella seguente tabella:

Nspt	Densità Relativa – $D_R$ [%]	Valutazione dello stato di addensamento
0 - 4	0 ÷ 20	sciolto
4 - 10	20 ÷ 40	poco addensato
10 - 30	40 ÷ 60	moderatamente addensato
30 - 50	60 ÷ 80	addensato
>50	80 ÷ 100	molto addensato

**Classificazione orientativa dello stato di compattezza dei terreni incoerenti e correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari) e densità relativa  $D_R$  [%].**

Utilizzando i risultati delle prove penetrometriche SCPT mediante la correlazione:

$$N(30) / NSPT = 0,6 \text{ (correlazione AGI, 1987)}$$

ovvero la correlazione tra il numero di colpi necessari per l'infissione di 30 cm della punta del penetrometro dinamico utilizzato N30 ed il corrispondente indice  $N_{SPT}$  della prova penetrometrica SPT, è stato possibile ricavare alcune proprietà specifiche dei terreni di fondazione come i valori di densità relativa e l'angolo di attrito interno.

Confrontando i diagrammi penetrometrici, nonché considerando la media delle varie resistenze con la profondità, la successione dei terreni attraversati può essere schematizzata nel seguente **modello geologico-geotecnico del sottosuolo**:

Strato	Prof. (m)	N	Dr (%)	Y (kN/mc)	Y' (kN/mc)	$\phi_m$ (°)	$\phi_k$ (°)	$\phi_d$ (°)	E (MPa)	Addensamento
A	0.00 – 1.80	6	27	18,0	18,6	26	21,7	17,7	195	poco addensato
B	1.80 – 4.50	15	45	18,0	18,6	29	24,2	19,8	301	moderatam. addensato
C	4.50 – prof.	25	55	18,0	18,6	34	28,4	23,4	376	moderatam. addensato

con:

- N = numero di colpi S.P.T.,
- Dr = densità relativa,
- Y = peso di volume naturale (mediato),
- Y' = peso di volume saturo,
- E = modulo elastico o di deformazione,
- $\phi_{medio}$  = valore deterministico dell'angolo di attrito interno,
- $\phi_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito, corrispondente al 5° percentile della media di cui alle N.T.C. 2018 (v. Paragrafo 6.2.2: "Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica"),
- $\phi_d$  = valore di progetto dell'angolo di attrito, determinato utilizzando i coefficienti riduttivi parziali indicati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il parametro  $\phi_m$  rappresenta un valore derivato (acquisito e elaborato) di angolo di attrito interno, mentre i parametri  $\phi_k$  e  $\phi_d$  sono stati calcolati nel seguente modo:

- considerando il 5° percentile della distribuzione della media di un totale di n. 7 dati (ovvero corrispondenti alle n. 7 prove S.C.P.T. eseguite),
- adottando un coefficiente di variazione COV pari al 10% (Baecher & Christian, 2003),
- considerando volumi di rottura piccoli e distribuzione normale  $\Phi$  (es. piccoli plinti, pali, situazioni di rottura locale).

Il comportamento geotecnico dei terreni è stato assunto di tipo incoerente, con cedimenti di tipo immediato senza componenti secondarie differite nel tempo; valutata la natura incoerente dei terreni, si è considerato un valore nullo di coesione.

Sulla base di quanto esposto, si pone in evidenza quanto segue:

- ✓ i valori caratteristici sono rappresentativi di una situazione di compensazione delle zone deboli e forti del terreno, laddove è prevista una struttura di fondazione rigida (p.to 6.2.2. della Circolare: "Valori caratteristici dei parametri geomeccanici"); tali valori non possono essere estesi a priori a fondazioni non rigide, a meno che lo spessore di influenza della fondazione non sia grande in relazione alla scala di fluttuazione dei parametri geomeccanici, come evidenziato nello stesso punto 6.2.2;
- ✓ il citato punto 6.2.2 recita: "Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori

*medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. [...] Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato”;*

- ✓ i parametri geotecnici definiti nel presente paragrafo e quelli caratteristici utilizzati dal Progettista strutturale per il calcolo delle strutture e la verifica delle fondazioni devono essere coerenti tra loro; la loro eventuale difformità dovrà essere giustificata e adeguatamente motivata dal Progettista strutturale, che se ne assume la responsabilità.

### 3.3. Carico limite di fondazioni su terreni

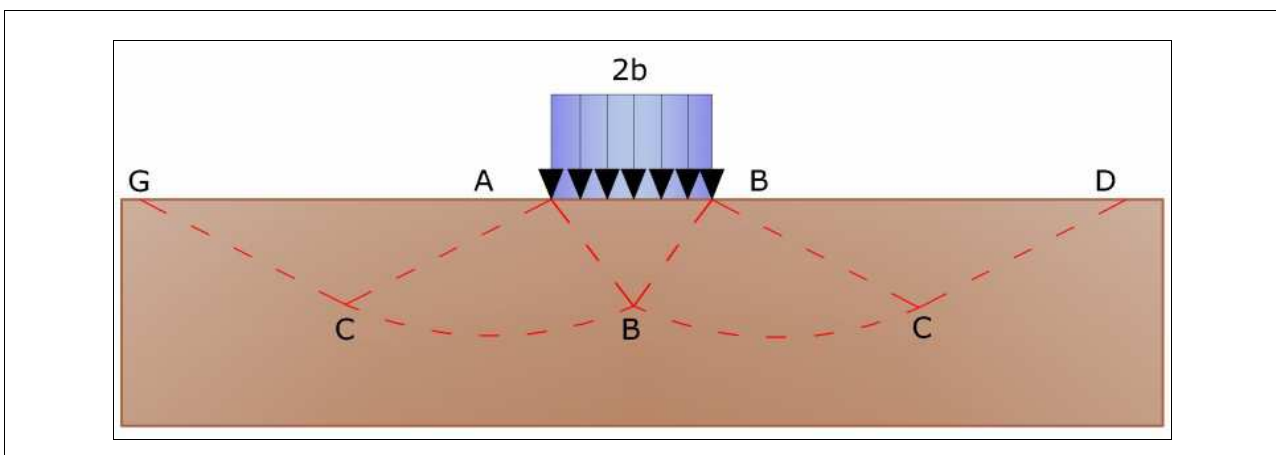
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- ✓ materiale privo di peso e quindi  $\gamma = 0$ ;
- ✓ comportamento rigido – plastico;
- ✓ resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$ ;
- ✓ carico uniforme, verticale e applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana);
- ✓ tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.



**Meccanismo di rottura di Prandtl.**

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $j$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\pi g \varphi \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per  $j=0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \varphi \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi. Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A' \gamma l + B' c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl.

### 3.4. Determinazione delle resistenze (Rd)

Le Norme Tecniche hanno portato a un allineamento del sistema normativo in fatto di costruzione antisismica al sistema dei codici europei, aggiornando le norme contenute nel D.M. del 16 gennaio 1996, abbandonando il metodo delle Tensioni Ammissibili e adottando il metodo degli Stati Limite.

Rispetto all'analisi alle Tensioni Ammissibili, che considerano solo il comportamento elastico, l'approccio sismico richiede l'esame del comportamento delle strutture soggette a sollecitazioni che comportano il superamento della fase elastica. La filosofia introdotta dalle nuove norme è legata pertanto ad un criterio prestazionale, ovvero il sistema edificio deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso in caso di eventi sismici.

In linea di principio il sistema deve garantire una prestazione "buona" per terremoti probabili, nel senso che devono essere soddisfatti requisiti più stringenti come per esempio assenza di danni strutturali e conservazione della funzionalità del sistema, che potrebbero identificarsi come "Stato Limite di Danno" (SLD); al contrario, per il terremoto poco probabile o severo, si richiede che il sistema garantisca una prestazione "sufficiente", nel senso che devono essere soddisfatti requisiti meno vincolanti, che potrebbero identificarsi come "Stato Limite Ultimo" (SLU), come per esempio collassi parziali o interruzioni temporanee della funzionalità del sistema.

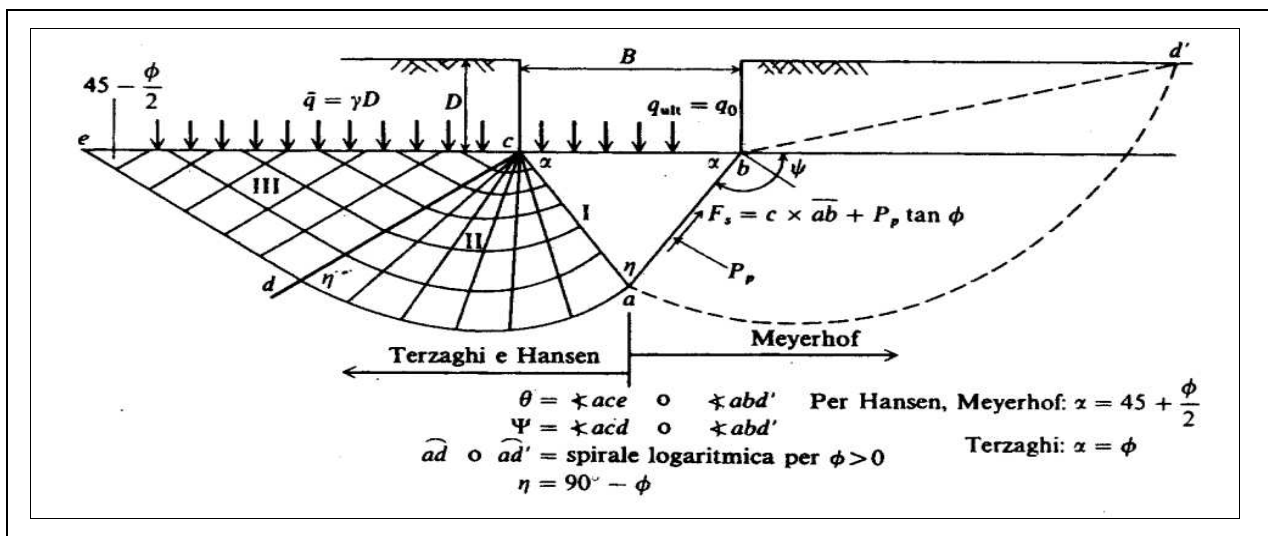
L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

Ai sensi dell'EC7 e delle NTC 2018, affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

ove  $Vd$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $Rd$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $Rd$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.



Cuneo di rottura tipico considerato per il calcolo della portanza.



**Per quanto riguarda le fondazioni, si è ipotizzato in via preliminare l'utilizzo di plinti quadrati larghi 2.0/3.0 m a una profondità fondazionale pari a -1.20/-1.50 m dal p.c. (sopra falda).**

Le fondazioni dirette compensate sono le fondazioni di un'opera il cui peso, fondazione inclusa, è approssimativamente uguale al peso complessivo del terreno scavato: quando il peso del terreno scavato è minore del peso dell'opera la fondazione è parzialmente compensata. Esse vengono impiegate soprattutto nei terreni di mediocre resistenza e alta compressibilità o con livello della falda prossimo al piano campagna, e vengono adottate per conseguire i seguenti obiettivi:

- ✓ conferire all'opera maggiore stabilità, aumentandone il coefficiente di sicurezza nei confronti della capacità portante;
- ✓ limitare i cedimenti totali e differenziali entro valori stabiliti come accettabili.

Per il calcolo della resistenza di progetto si è utilizzata la soluzione di Vesic (1975) in condizione drenata, con:

- ✓  $Q_{SLU} = R_d$  = resistenza di progetto (kg /cm<sup>2</sup>)
- ✓  $N_q, N_c, N_\gamma$  = fattori adimensionali di portanza in funzione dell'angolo d'attrito

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \varphi$$

L'elaborazione dei calcoli è avvenuta a mezzo di apposito software<sup>\*</sup>; si omettono per brevità di esposizione le formulazioni specifiche dei calcoli geotecnici.

Nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, il calcolo della resistenza di progetto è stato eseguito per  $\varphi_k = 21,7^\circ$  e, privilegiando i criteri più cautelativi, dal valore del carico limite di progetto si è introdotto il fattore correttivo  $YR = 2,3$ .

Nei confronti della stabilità globale, il calcolo della resistenza di progetto è stato eseguito per  $\varphi_d = 17,7^\circ$  e introducendo successivamente il fattore correttivo  $YR = 1,1$ .

B (m)	D (m)	COLLASSO PER CARICO LIMITE		STABILITÀ GLOBALE	
		$Q_{SLU} = R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$R_d / YR$ (YR = 2.3) (Kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_{SLU} = R_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$R_d / YR$ (YR = 1.1) (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	-1.50	1,32	0,57	1,09	0,99
3.00	-1.50	1,27	0,55	1,05	0,96
2.00	-1.20	1,10	0,48	0,90	0,82
3.00	-1.20	1,08	0,47	0,89	0,81

<sup>\*</sup> "LoadCap – GeoStru Software S.a.s.

In sede di stesura del Progetto Esecutivo, sarà compito del Progettista e/o Ing. strutturista responsabile decidere il dimensionamento più adatto delle fondazioni in base al carico strutturale esistente su ciascuna fondazione. Sulla base delle scelte progettuali effettuate e in particolare in merito alle condizioni di carico previste, tenuto conto che per la progettazione delle opere le NTC riguardano unicamente gli aspetti connessi alla sicurezza strutturale, il Progettista dovrà indicare i dati prestazionali dell'opera relativi alle azioni di progetto da considerare e necessari ai fini delle verifiche della sicurezza e delle prestazioni geotecniche, comprendenti nello specifico quantomeno:

- ✓ *peso proprio della struttura (carico permanente  $G1$ , in kN);*
- ✓ *peso proprio non strutturale (carico accidentale  $G2$ , in kN - es. pesi di impianti e macchinari, cose e oggetti disposti sulla struttura, ecc.);*
- ✓ *eventuali sovraccarichi ( $Q1$ ).*

Ad essi dovrà essere aggiunto il carico max. neve, che per l'area in oggetto è pari a 1,50 KN/m<sup>2</sup>, ove il valore espresso in KN/m<sup>2</sup> è equivalente all'altezza in metri (in Lombardia varia da 1 a 9,7 - valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.).

Conoscendo i su indicati carichi gravanti sulla fondazione, potrà essere calcolato il valore  $V_d$  di progetto dell'azione, quindi potranno eseguiti i calcoli di verifica geotecnica applicando gli opportuni coefficienti di riduzione, determinati in base al singolo approccio progettuale per ottenere il valore di progetto del parametro geotecnico considerato (come richiesto dalle NTC).

## 4. CONCLUSIONI

---

Dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle indagini penetrometriche e sismiche appositamente eseguite nel sito d'interesse (v. Capitolo 2), non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione. La prova MASW in particolare ha permesso di valutare i fenomeni di amplificazione sismica attraverso la procedura semplificata basata sulla definizione della categoria di sottosuolo C.

Dai risultati delle indagini penetrometriche sono state ricavate indicazioni circa le caratteristiche geomeccaniche dei terreni; considerando la media delle varie resistenze con la profondità, il livello litotecnico superficiale presenta un grado di addensamento basso. Al di sotto dei due metri di profondità le caratteristiche geotecniche dei terreni tendono a migliorare (grado di addensamento moderato).

Per quanto concerne la piezometria dell'area, in corso di esecuzione delle prove penetrometriche non è stata rilevata la presenza della falda freatica né la presenza di eventuali locali falde sospese sino alla profondità di -2.70 m rispetto all'attuale p.c. Le valutazioni condotte su scala stagionale e pluriennale portano tuttavia a ritenere che innalzamenti della falda siano prevedibili in relazione agli andamenti stagionali della stessa (falda risalente verso il p.c. nel periodo estivo) e/o in relazione ai dati storici. Il livello di soggiacenza risente infatti dell'andamento della piezometria regionale, ma soprattutto (in tempi brevi) dell'infiltrazione superficiale in caso di precipitazioni. Viste le condizioni idrogeologiche al contorno, si prevede che la soggiacenza minima nell'area statisticamente raggiungibile sia pari a circa -2.00 m. Per non interferire con il livello freatico, si consiglia di impostare il piano delle fondazioni al di fuori del campo di variazione significativa del contenuto d'acqua del terreno, ovvero cautelativamente ad una quota non inferiore a -1.50 m dall'attuale p.c. In ogni caso, laddove sul sedime previsto dagli interventi (es. piano interrato) vi sia un'interazione diretta tra il deflusso idrico sotterraneo e il settore di sottosuolo interessato dai cunei di rottura e dai bulbi di pressione generabili inferiormente alle fondazioni, si raccomandano le seguenti precauzioni minime alle quali ottemperare (fatto salvo quanto previsto dalla legislazione vigente):

- ✓ posizionamento di un manto impermeabile prima dei getti orizzontali e utilizzo di una platea impermeabilizzata in cemento armato al fine di garantire i necessari requisiti di impermeabilizzazione (una struttura in calcestruzzo non impermeabilizzata può assorbire acqua dalla frangia capillare a diretto contatto e deteriorarsi anche gravemente);
- ✓ eventuale possibilità di messa in opera di sistemi di abbattimento del livello piezometrico con specifiche opere di aggotamento (es. pozzi piezometrici dotati di pompe ad immersione o sistema a rete tipo "well-point") fino ad una quota inferiore al fondo dello scavo, adeguatamente dimensionate anche tenendo conto dell'interferenza con eventuali strutture poste nelle immediate vicinanze.

Ad oggi non sono ancora disponibili informazioni tecniche di natura strutturale; una volta definite le informazioni elencate al Paragrafo 3.4. (imposta effettiva delle fondazioni, tipologia fondazionale ipotizzata, carichi allo SLU e allo SLE), sarà necessario effettuare tutte le verifiche richieste dalla normativa vigente, che dovranno essere finalizzate al corretto dimensionamento delle fondazioni. Allo stato attuale, si ritiene che il progettista delle strutture possa fare ampio ed esaustivo riferimento, per le relative verifiche di calcolo, ai modelli geotecnici del sottosuolo e relativi parametri geotecnici precedentemente indicati e proposti.

Sulla base di eventuali scelte progettuali diverse rispetto a quelle qui richiamate, in particolare in merito alla profondità e alla tipologia di fondazione, il valore della massima pressione ammissibile dovrà essere verificato. In sede di esecuzione lavori, allo scopo di accertare l'effettiva presenza dei terreni descritti, si raccomanda la visione critica dei litotipi presenti.

Nel testo della relazione (v. §§ precedenti) sono inseriti gli ulteriori dettagli relativi a quanto sopra indicato. Stante quanto esposto, valutato il quadro progettuale ricostruito in base a quanto fornito ad oggi dal Committente, non si segnalano fattori ostativi alla realizzazione del progetto e si ritiene assicurata la compatibilità dell'area con la tipologia delle opere previste.

In fase di realizzazione degli interventi, fatte salve le ulteriori prescrizioni fornite dalla legislazione vigente in materia e dalle norme tecniche di settore, si forniscono le seguenti raccomandazioni:

- ✓ durante la fase di realizzazione delle opere si dovrà avere sempre cura di verificare che le ipotesi di progetto corrispondano effettivamente a quelle realizzate nel corso degli interventi;
- ✓ le aree dei previsti interventi dovranno essere completamente scoticate, asportando tutto il materiale superficiale (terreno humifero, radici, livelli limosi superficiali ed eventuali materiali di risulta riportati). Il terreno di coltura potrà essere successivamente riutilizzato, in spessori decimetrici, per la finitura delle aree previste a verde;
- ✓ sarà cura dell'Impresa e della D.L., in caso di varianti in corso d'opera, l'adozione di soluzioni tecniche comunque a favore della sicurezza; sarà compito del Progettista effettuare le dovute valutazioni e richiedere eventuali approfondimenti di indagine;
- ✓ in relazione agli aspetti sismici, qualunque intervento dovrà essere progettato nel rispetto delle leggi statali e regionali vigenti in materia, di quanto richiesto dai locali regolamenti e norme tecniche, nonché dal D.M. 17.01.2018 e dalla classificazione sismica del territorio comunale.

## **APPENDICE 1**

### **MODULISTICA REGIONALE UNIFICATA SISMICA: MODULO 10 - ASSEVERAZIONE**



DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.2 NTC 2018

Il sottoscritto Dott. Geolor Andrea Brambati
iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia incaricato in
data 29/10/2019 da Immobiliare Maristella S.r.l.
per conto di di redigere la relazione
geotecnica relativa al seguente intervento Piano Urbanistico Attuativo ai sensi degli artt.
12 e 14 della L.R. n.12 dell'11 marzo 2005 e s.m.i. relativo all'Ambito di Trasformazione
ATU 7 - Mezzate
eseguito in Comune di Peschiera Borromeo Località Mezzate
indirizzo Via Galvani n° CAP 20068
Comune Catastale G488 Foglio n. 38 Mappale o Particella 273, 279, 294

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

- A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma del Geologo Andrea Brambati
B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo
C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:
1. gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:
[ ] analisi di risposta sismica locale
[X] procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
o A o B x C o D o E



2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

analisi di risposta sismica locale

procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):

T1

T2

T3

T4

D. di aver adeguatamente tenuto in considerazione i risultati della verifica di sicurezza del terreno di fondazione nei confronti della liquefazione

E. di aver individuato i seguenti parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione:

peso dell'unità di volume: ..... 18 kN/mc .....

angolo di resistenza al taglio: ..... 21,7° .....

coesione efficace: ..... .....

coesione non drenata: ..... .....

F. di avere redatto la presente relazione conformemente a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17-01-2018

### ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti e delle relative istruzioni applicative.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE 2016/679 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Luogo Milano, data 18/11/2019

L'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

\_\_\_\_\_  
(timbro e firma)



*Andrea Brambati*