
Comune NOVARA

Provincia NOVARA

Committente VIOLA S.r.l.

Oggetto **Edificio commerciale in Comune di
NOVARA, via XXV Aprile: RELAZIONE
GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Data 04 giugno 2021

Responsabile dott. geol. Marco Daguati



Operatori dott.ssa Carol Marceca
dott. geol. Daniele Gerosa

studio geologico e geotecnico
studio sismico

Direttore Tecnico Ing. Laura Pezzoni

INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria	5
1.3 Pericolosità idraulica	5
1.4 Inquadramento sismico.....	6
ALLEGATI 1 - 2	6
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	9
2.1 Indagine geofisica con la metodologia MASW: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata.....	9
2.2 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18	14
2.3 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	15
2.4 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	17
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	19
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi	19
3.2 Modello geotecnico di riferimento	25
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione	27
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive	34
ALLEGATO 3 – Ubicazione delle indagini e sezioni geotecniche	35
ALLEGATO 4 – Prove penetrometriche	36

PREMESSA

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

Dato lo scopo del presente lavoro, che prevede la ricostruzione geologica e geotecnica della porzione più superficiale di sottosuolo, sono state eseguite una serie di prove penetrometriche programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977); per la definizione dell'azione sismica di progetto, inoltre, è stata eseguita una prova geofisica tipo "MASW".

Nella figura seguente è indicata l'area di intervento, ubicata ai margini orientali della Città di Novara, lungo via XXV Aprile.



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

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area in esame si inserisce ai margini meridionali dell'alta pianura novarese, dove affiorano depositi continentali di natura fluviale e fluvioglaciale che, in questa zona, sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi. Per una corretta individuazione delle unità affioranti, in *Figura 2* si riproduce uno stralcio della "Carta Geologica d'Italia" - Foglio 44 "Novara"), dalla quale si evince come l'area d'intervento si sviluppi sui depositi del *Fluviale Würm*, datati al *Pleistocene superiore*.

Secondo quanto indicato nello studio geologico del PRGC (*Allegato 1* e *Allegato 2*), il substrato è costituito da depositi sabbioso-ghiaiosi con locali lenti limose.

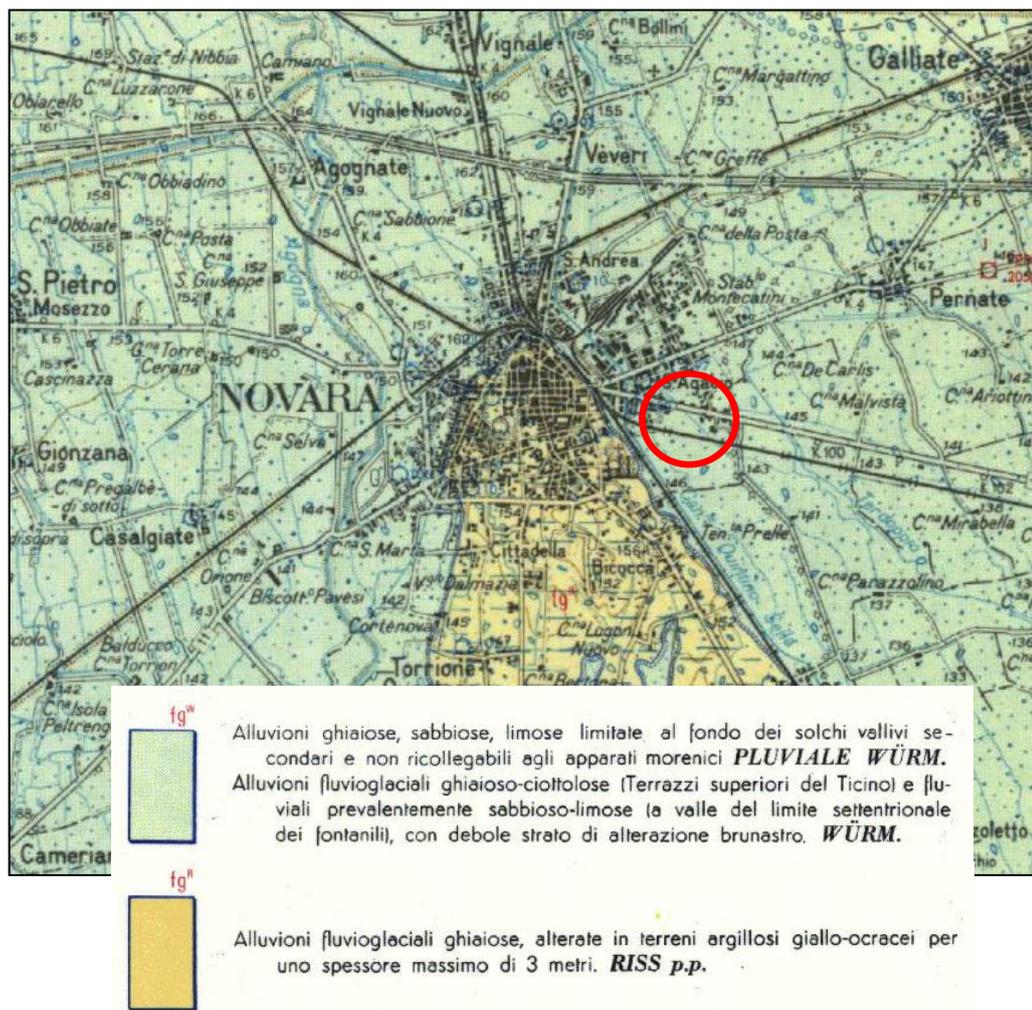


Figura 2 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia, Foglio n. 44 "Novara".

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nel settore di pianura analizzato il sottosuolo è costituito da un materasso alluvionale di natura prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, in cui i corpi acquiferi sono alternati a successioni impermeabili formando un sistema acquifero di tipo “multifalda”.

Durante le indagini in sito è stata rilevata acqua sotterranea alla profondità di ca. 4.5 m, in sostanziale accordo con lo studio geologico del P.R.G. che descrive, sulla verticale dell’area, un livello piezometrico pari a ca. 5-6 m di profondità e una direzione di flusso della falda verso SE (*Allegato 2*).

1.3 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni “PGRA” (in *Figura 3* uno stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica”) non segnala alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

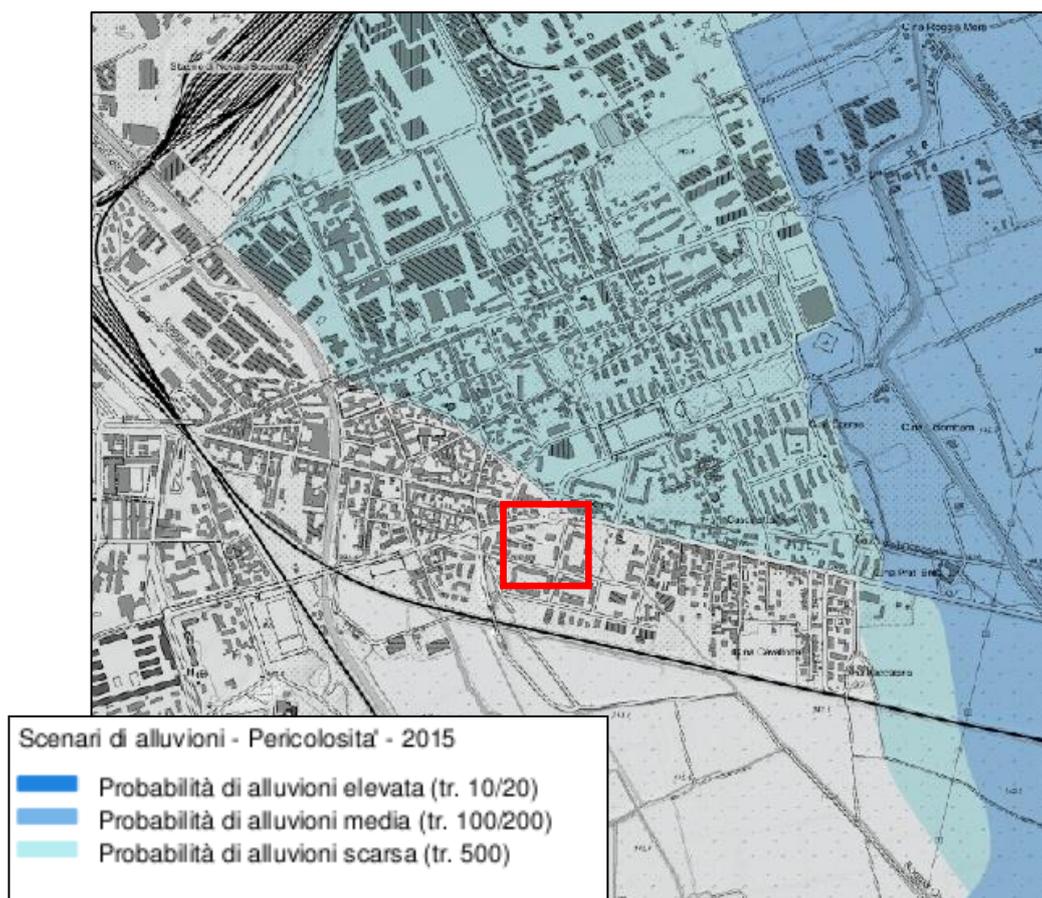


Figura 3 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po

1.4 Inquadramento sismico

Per quanto concerne le caratteristiche sismiche, secondo la D.g.r. 30 dicembre 2019, n. 6-887 della Regione Piemonte, il Comune di Novara appartiene alla **zona sismica 4** (Figura 4).

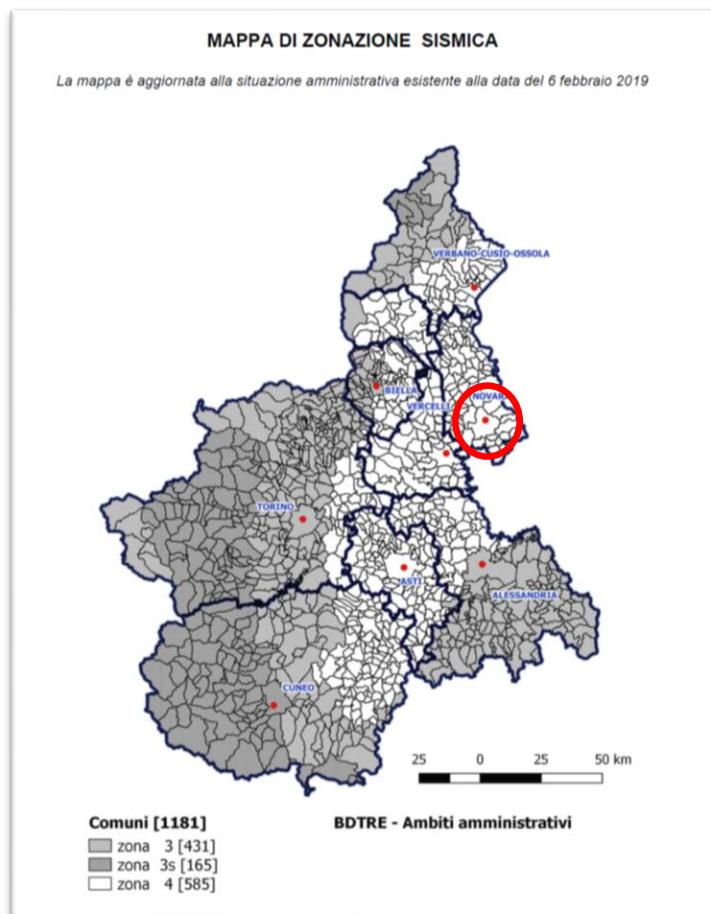


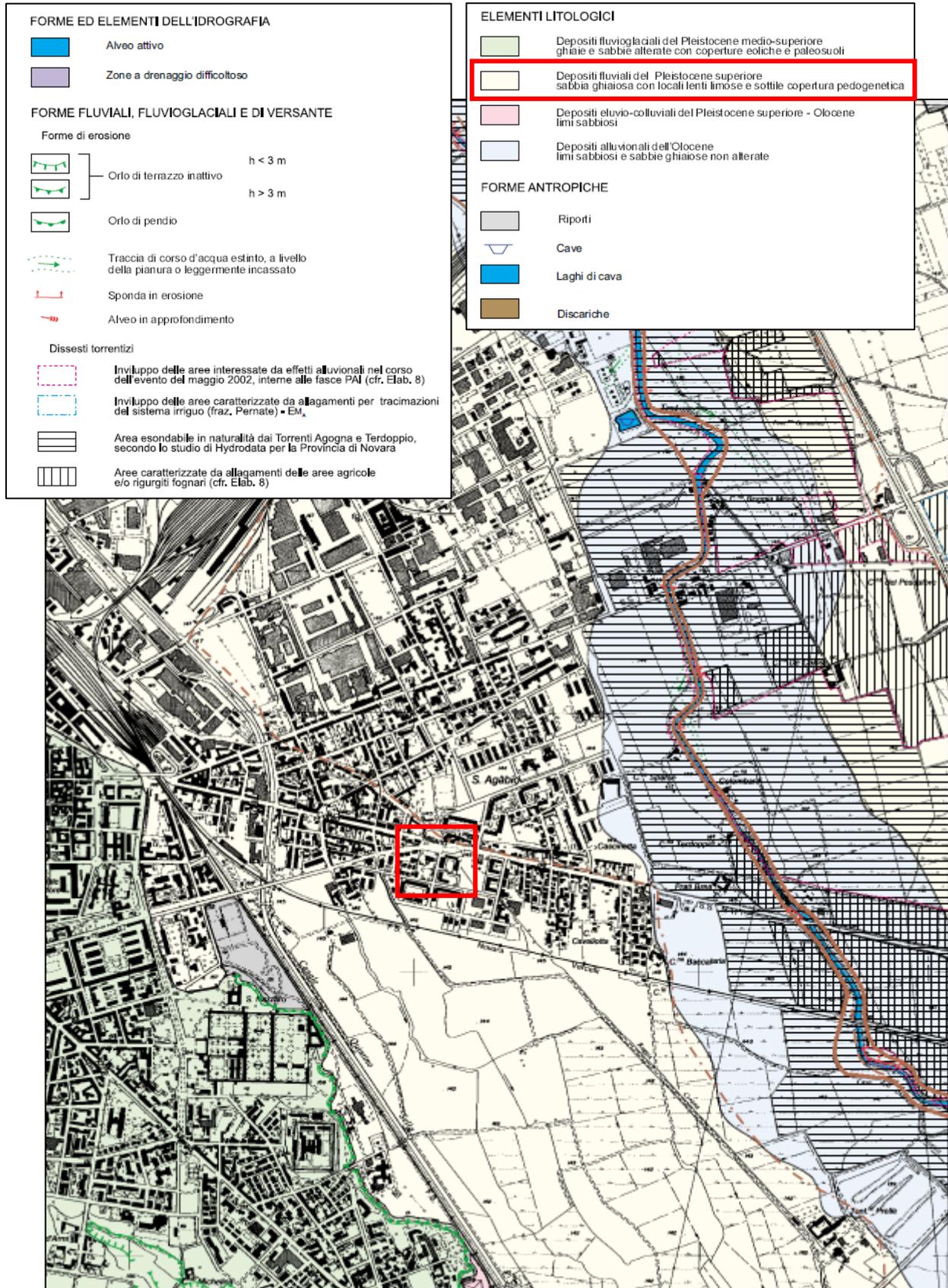
Figura 4 - Classificazione sismica dei comuni del Piemonte (D.g.r. 30 dicembre 2019, n. 6-887).

ALLEGATI 1 - 2

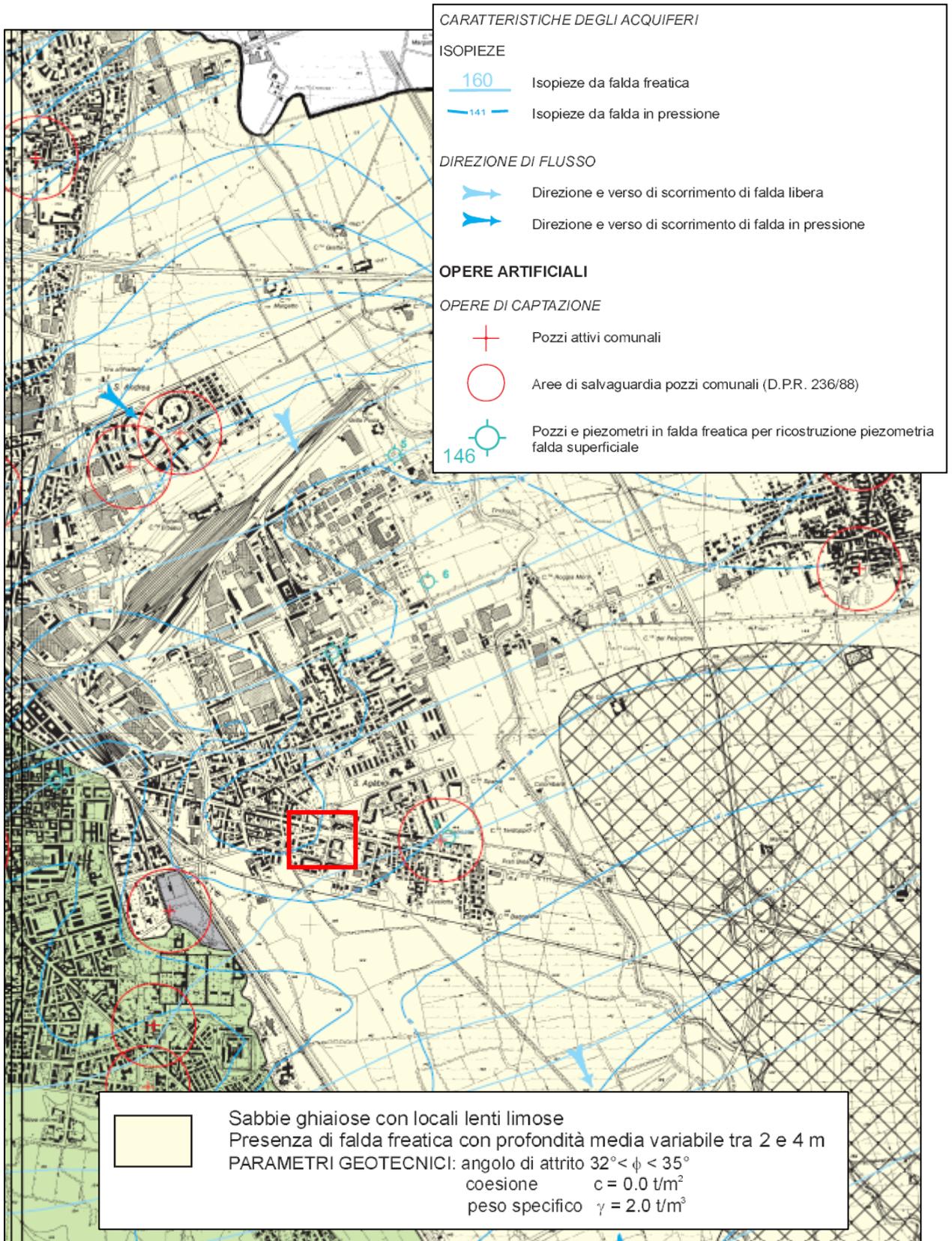
Stralci tratti dalla "Variante generale del Piano Regolatore Generale Comunale" di Novara (2007):

- Allegato 1: Geomorfologica e dei dissesti
- Allegato 2: Geoidrologica

Allegato 1 – Carta geomorfologica e dei dissesti



Allegato 2 – Carta geoidrologica



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

L'obiettivo del presente studio è stato quello di definire la categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18, al fine di determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di alterare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base – amplificazioni locali).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

<i>n°</i>	<i>Strumentazione</i>	<i>Caratteristiche</i>
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS “GEODE” a 24 bit
24	Geofoni verticali	“Geospace” con $f_0= 4.5$ Hz
1	Cavo sismico	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico



Figura 1: Vista dello stendimento MASW effettuato.

Elaborazione dati

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

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

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

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

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

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

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

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

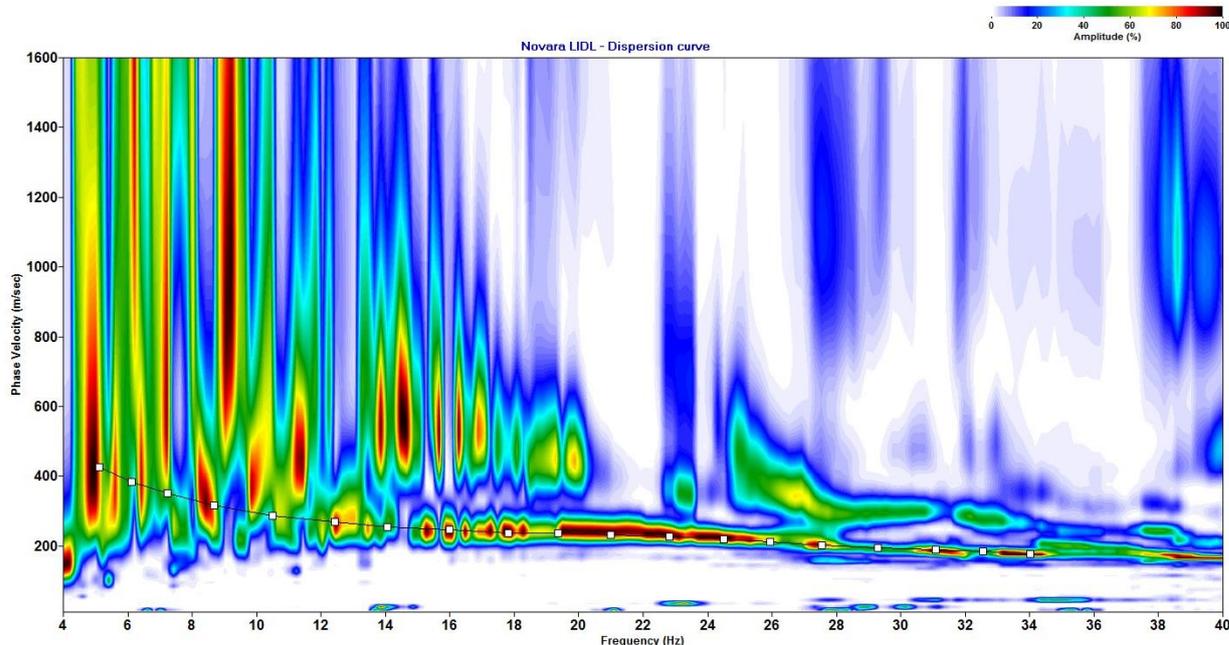
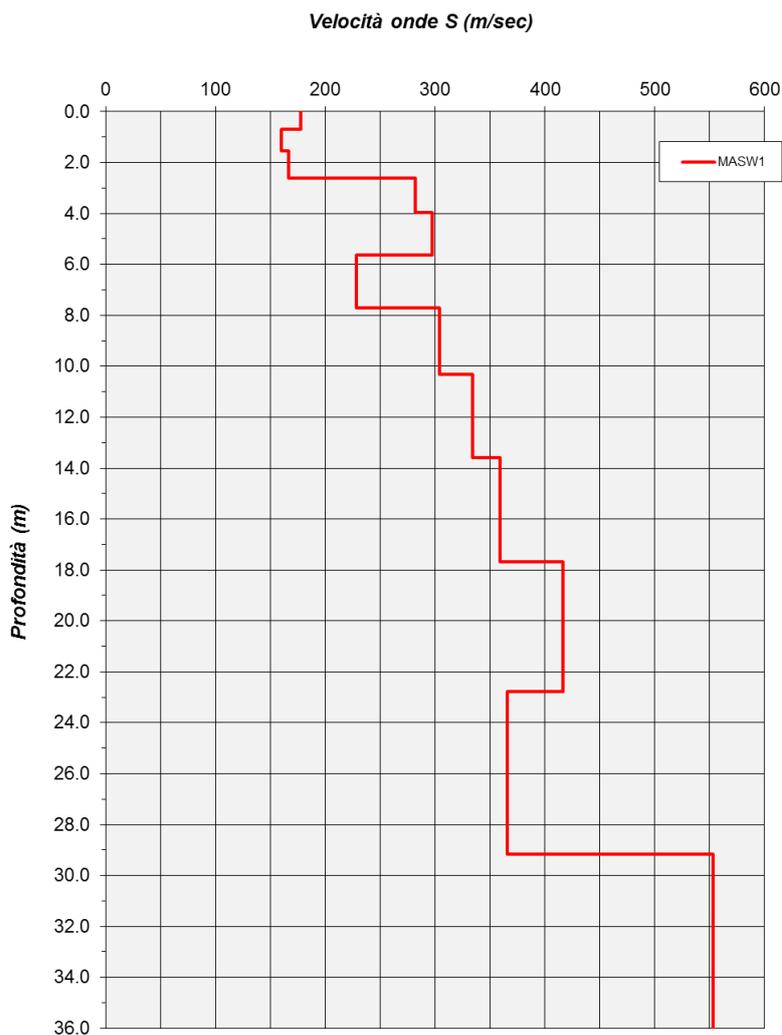


Figura 2: Spettro bidimensionale c-f e picking della curva di dispersione utilizzata per la procedura di inversione.

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

MASW 1			
Strato	Spessore [m]	Vs [m/s]	Profondità
1	0.7	178	0.7
2	0.9	160	1.5
3	1.1	167	2.6
4	1.3	282	3.9
5	1.7	298	5.6
6	2.1	228	7.7
7	2.6	304	10.3
8	3.3	334	13.6
9	4.1	359	17.7
10	5.1	417	22.8
11	6.4	365	29.2
12	6.9	553	36.0

Tabella 1: Modello sismico monodimensionale.



2.2 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18

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

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

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

Poiché il bedrock sismico è posto oltre 30 m dal piano fondazionale, ai sensi delle NTC18 il valore di $V_{S,eq}$ coincide con il valore di $V_{S,30}$ (si è assunta come quota di calcolo [q.r.] il piano di esecuzione dello stendimento sismico):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{S,eq} = V_{S,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
1.0 m	326	C
1.5 m	334	C
2.0 m	342	C

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

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

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

2.3 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

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

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

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

- Zona sismica = **4** (d.g.r. n.65-7656 del 21 maggio 2014 – figura 4);
- Vita nominale della struttura: **$V_N = 50$ anni**;
- **Classe d'uso = III**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = 75$ anni** ($C_U = 1.5$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di

accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.445195 - Long 8.643325]):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.174	2.506	0.1679
SLD	63%	75	0.214	2.552	0.1822
SLV	10%	712	0.410	2.645	0.2947
SLC	5%	1462	0.482	2.704	0.3163

- **Categoria di sottosuolo = C, categoria topografica = T1** ($S_T=1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_s	C_C	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.50	1.89	1.50	0.11	0.32	1.67
SLD	1.50	1.84	1.50	0.11	0.34	1.69
SLV	1.50	1.57	1.50	0.15	0.46	1.76
SLC	1.50	1.54	1.50	0.16	0.49	1.79

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

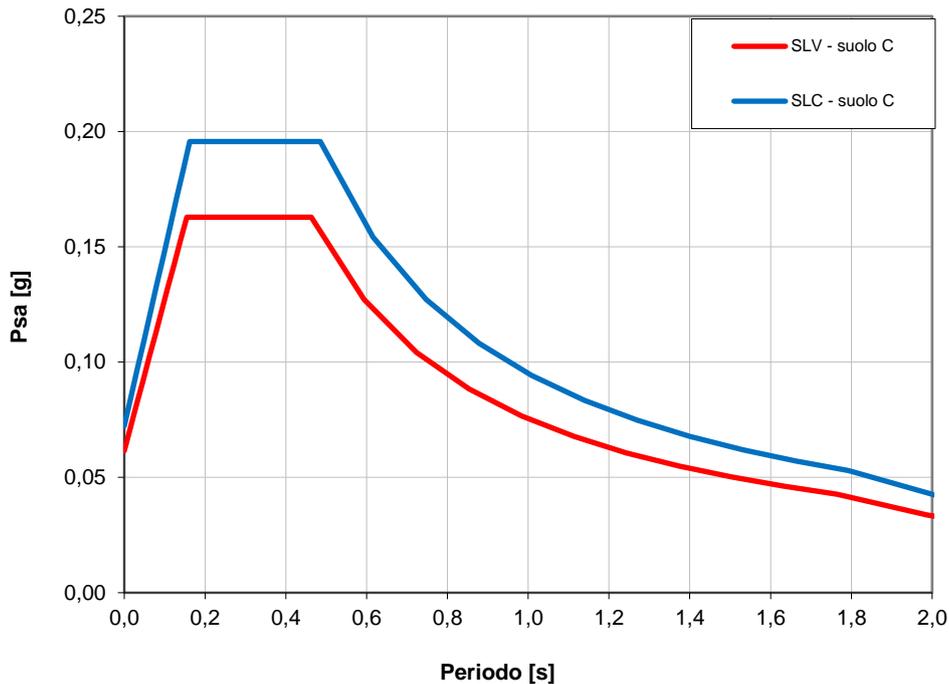


Figura 3: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

2.4 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

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

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

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

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

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

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

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.062g$ ($a_{max} = a_g * S$ – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_W = 6.14$ (zona sismogenetica più vicina è la 911 denominata “*Tortona-Bobbio*”);
- ✓ Falda di calcolo = 4.5 m da piano campagna

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

PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

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

- 3 prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT), eseguite per meglio definire le caratteristiche geotecniche dei depositi più superficiali, le quali hanno raggiunto il rifiuto strumentale ad una profondità massima di ca. 4.5 m da piano campagna;
- 4 prove eseguite con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH) spinte ad una profondità massima di ca. 14.5 m da piano campagna, 3 delle quali realizzate sulla stessa verticale delle CPT a partire dalla quota del loro rifiuto strumentale.

L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 3*.

Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT)

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

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

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

Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

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

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

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

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/R_l è stato possibile risalire con una certa approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Begemann (1965); in particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/RI	Litologia
$q_c/f_s < 15$	Torba o argilla organica
$15 < q_c/f_s < 30$	Limo o argilla inorganica
$30 < q_c/f_s < 60$	Limo sabbioso o sabbia limosa
$q_c/f_s > 60$	Sabbia pulita o sabbia e ghiaia

Tuttavia, va ricordato che tali correlazioni assumono maggior attendibilità per terreni immersi in falda e che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici affidabili, 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 dell'angolo di attrito interno (ϕ) e del 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 ϕ

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

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

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

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

DENSITÀ RELATIVA DR.

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

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

$$D_r = 34.36 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{12,3 \cdot \sigma'_v{}^{0,7}} \right)$$

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

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

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

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

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

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

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

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

Prove penetrometriche dinamiche (SCPT)

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

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

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

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (N_{spt}), i valori di N_p misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate.

Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi N_{spt} (normalizzati al 60%) e i dati N_p (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

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

In cui

C=1.5-2.0 Terreni con ghiaie

C=2.0-2.8 Terreni sabbiosi

C=2.8-4.0 Argille +/- limose

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

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

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

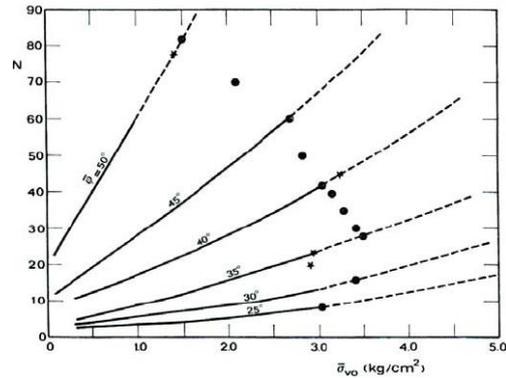
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

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

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

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

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



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

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

DENSITÀ RELATIVA DR.

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

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

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

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

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

BOWLES: Definisce il valore del modulo di Young per la litologia prevalentemente ghiaioso-sabbiosa

$$(E(\text{MPa})) = 1.2 \cdot (N)_{60+6}$$

3.2 Modello geotecnico di riferimento

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

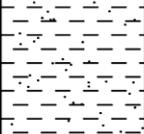
- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche sovrapposte che presentano caratteristiche differenti;
- 2) durante l'esecuzione delle prove in sito è stata rilevata acqua sotterranea alla profondità di 4.7 m dal piano campagna (non sono note le possibili oscillazioni piezometriche).

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

Unità A	Sotto l'orizzonte di riporto (0.5-0.7 m di spessore) affiora l'unità A, caratterizzata da una matrice limosa e/o limoso-sabbiosa di scarse proprietà geotecniche. Nonostante il deposito possa (almeno localmente) assumere un comportamento coesivo o semi-coesivo, in via cautelativa e ai fini della determinazione delle reazioni geotecniche in termini di SLU GEO, è stato trascurato qualsiasi contributo della coesione nella resistenza al taglio, ritenendo come rappresentativo un angolo d'attrito $\Phi=22-23^\circ$ e un modulo di deformazione $E=30-40 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	Si tratta di un orizzonte incoerente (sabbia e limo in prevalenza) di transizione sulla unità C, poco addensato e di modeste proprietà geotecniche, per il quale sono stati calcolati un angolo d'attrito $\Phi=23-25^\circ$ e un modulo di deformazione $E=70-90 \text{ kg/cm}^2$. Si precisa che lo spessore del deposito varia arealmente da un massimo rilevato pari a ca. 1.5 m (P1 e P4) sino a scomparire in corrispondenza della prova penetrometrica n. 3
Unità C	Alla base dell'unità B o a diretto contatto con l'unità C (come innanzi descritto), si riconosce un deposito granulare (sabbia e ghiaia) mediamente addensato e di buone caratteristiche geotecniche ($\Phi=30-32^\circ$; $E=200-250 \text{ kg/cm}^2$).

La seguente immagine riassume sinteticamente il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione (rilevato in corrispondenza della verticale P2).

Profondità della falda da pc (m): 4.7 m

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	Descrizione	Modulo edometrico coesivi (kg/cmq)	Modulo di Young (kg/cmq)	Peso di volume naturale (t/mc)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Angolo di attrito (°)
0.60		Unità R: Riporto	nc	nc	1.6	nc	nc
2.20		Unità A: Limo/Limo sabbioso	nc	30	1.8	nc	22
3.00		Unità B: Sabbia limosa	nc	70	1.8	nc	24
14.50		Unità C: Sabbia ghiaiosa	nc	220	1.8	nc	31

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

Nel corso della verifica di cui al presente studio è stata calcolata la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 17.01.2018.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si definisce come **stato limite ultimo** (SLU) la condizione oltre la quale si verifica 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.

IPOTESI D'INTERVENTO

Il progetto prevede la demolizione delle strutture esistenti e il riempimento nella porzione NW di un volume interrato ca. 2.5-3 m rispetto al piano campagna (*Allegato 3 e figura seguente*).



Il nuovo edificio si svilupperà completamente fuori terra a partire da una quota prossima a quella stradale.

Considerando l'articolazione topografica e la disomogenea distribuzione latero-verticale dei depositi più superficiali, in questa fase di progettazione preliminare, sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata valutata la risposta geotecnica nelle seguenti ipotesi progettuali:

- **IPOTESI 1:** struttura di fondazione a plinto con eccentricità nulla posato entro l'Unità A e un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m.

Ne consegue che il sedime del nuovo fabbricato sarà sviluppato in parte sui terreni naturali e in parte sui materiali di riporto (aggregati naturali e/o riciclati) che verranno utilizzati per colmare l'interrato esistente. A tale scopo dovrà essere posta particolare attenzione nella progettazione geotecnica dei riempimenti per evitare che per i diversi terreni di fondazione si manifestino comportamenti differenziali della struttura di progetto, omogeneizzando l'intero sedime del futuro fabbricato.

- **IPOTESI 2:** struttura di fondazione a plinto con eccentricità nulla, posato entro l'Unità C (raggiunta direttamente mediante allungamento dei pilastri oppure attraverso interventi di bonifica geotecnica), con un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m.

Qualora si propendesse per quest'ultima soluzione, sarà compito della D.L. verificare che gli scavi di fondazione superino in profondità i depositi fini più superficiali (Unità A e Unità B, rilevate sino ad un massimo di ca. 3 m di profondità). Se la profondità di affioramento fosse eccessiva rispetto alle esigenze progettuali, si potrà ricorrere a circostanziati interventi di bonifica geotecnica, volti a rimuovere i terreni indesiderati e a riportare, sino alla quota di imposta delle fondazioni, materiali granulari debitamente addensati e di adeguate caratteristiche geotecniche, con l'accortezza di uniformare l'intero sedime di fondazione.

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

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

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

dove

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

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

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

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

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

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 2**, costituito dalla combinazione $A1+MI+R3$.

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

$$R_d/E_d \geq 1$$

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

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

IPOTESI 1

Tipologia di fondazione = **plinto a base quadrata con eccentricità nulla**
Incastro minimo della fondazione nei terreni (D) = 1.0 m
Terreni di fondazione = **Unità A**

Approccio 2 (A1+M1+R3)

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

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

IPOTESI 1 - PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	2,53	248,11	2,3	1,10	107,87	44,00	431,49
300	300	3,52	345,19	2,3	1,53	150,08	137,74	1350,76
400	400	5,15	505,04	2,3	2,24	219,58	358,26	3513,34

IPOTESI 2

Tipologia di fondazione = **plinto a base quadrata con eccentricità nulla**
Incastro minimo della fondazione nei terreni (D) = 1.0 m
Terreni di fondazione = **Unità C (naturale o post bonifica geotecnica)**

Approccio 2 (A1+M1+R3)

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

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

IPOTESI 2 - PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	6,80	666,85	2,3	2,96	289,94	118,26	1159,74
300	300	7,73	758,05	2,3	3,36	329,59	302,48	2966,30
400	400	8,62	845,33	2,3	3,75	367,54	599,65	5880,58

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

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "Settle 3" di Rocscience, 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						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	1,10	107,87	44,00	431,49	37-39
300	300	1,53	150,08	137,74	1350,76	70-75
400	400	2,24	219,58	358,26	3513,34	120-130

IPOTESI 2 - PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	2,96	289,94	118,26	1159,74	21-23
300	300	3,36	329,59	302,48	2966,30	35-37
400	400	3,75	367,54	599,65	5880,58	50-55

Dai risultati si evincono valori superiori ai limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30 mm) nel caso in cui si applicassero azioni (Ed) corrispondenti alle resistenze del terreno (Rd) calcolate come SLU GEO in approccio 2 (soprattutto nell'ipotesi 1, condizionati dalle scadenti caratteristiche geotecniche dei depositi più superficiali); riducendo i carichi in condizioni di SLE si potranno contenere i cedimenti entro valori più bassi.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche delle dimensioni della fondazione, nelle seguenti tabelle sono stati calcolati i cedimenti riducendo, in condizioni di SLE, i carichi al piede di ciascun plinto a partire da 160 ton (ipotesi di primo riferimento), mantenendo invariata la geometria della fondazione con lato B=4.0 m.

IPOTESI 1 - PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
400	400	1,20	117,68	192,00	1882,88	64-66
400	400	1,00	98,07	160,00	1569,06	52-54
400	400	0,80	78,45	128,00	1255,25	41-43

IPOTESI 2 - PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
400	400	1,20	117,68	192,00	1882,88	15-17
400	400	1,00	98,07	160,00	1569,06	12-14
400	400	0,80	78,45	128,00	1255,25	9-11

Nell'ipotesi 1, anche riducendo le pressioni al piede delle fondazioni in condizioni di SLE, si ottengono cedimenti assoluti sensibilmente alti; in considerazione della disomogenea distribuzione areale delle unità A e B sotto il sedime del futuro edificio e visto che parte delle fondazioni coincideranno con il volume interrato (che andrà colmato con materiale di riporto) si ritiene che la soluzione ottimale sia l'ipotesi 2.

Va comunque ricordato come per la determinazione degli SLE in termini 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.

RIEMPIMENTO DEL VOLUME INTERRATO

Per quanto riguarda il sedime attualmente occupato dai volumi interrati, si consiglia la demolizione di tutte le strutture di fondazione e delle pavimentazioni esistenti per evitare comportamenti differenziali tra vari settori dell'edificio di progetto e, soprattutto, consentire la corretta esecuzione delle opere di fondazione. La demolizione delle strutture interrate (muri e pavimentazioni) eviterà anche che l'infiltrazione di acqua superficiale possa generare

la saturazione dei terreni di riempimento e/o dei sottostanti terreni naturali, provocando un peggioramento delle loro caratteristiche geotecniche.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella progettazione geotecnica dei riempimenti, omogeneizzando le porzioni di edificio ricadenti sul volume di riempimento con quelle esterne, per evitare qualsiasi comportamento differenziale sia delle strutture di fondazione, sia dei cassonetti delle pavimentazioni esterne ed interne all'edificio.

Tra il terreno naturale e il materiale di riempimento è consigliata la stesura di un geotessuto, per separare i due strati (naturali e artificiali) di caratteristiche e comportamenti fra loro differenti.

3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

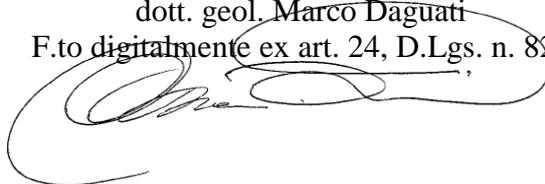
Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno, e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Nel caso di carichi eccentrici agenti sulla fondazione, dovrà essere debitamente valutata la riduzione delle prestazioni geotecniche che da essi può derivare.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi della normativa vigente), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
4. Il progetto prevede la demolizione degli edifici esistenti che presentano, nella porzione NW, un'area cortilizia e un volume interrato a ca. 2.5-3 m di profondità. Il nuovo edificio, al contrario, si svilupperà completamente fuori terra a partire da una quota prossima a quella stradale. Pertanto, a causa dell'articolazione topografica e geotecnica dei depositi fini più superficiali, la soluzione ottimale potrebbe essere quella di impostare le fondazioni entro i depositi sabbioso-ghiaiosi affioranti a circa 3 m di profondità (*unità C*) per l'intero edificio, approfondendo lo scavo laddove necessario e/o riportandosi in quota per la posa delle fondazioni. Per il riporto si potrà ricorrere ad aggregati naturali o riciclati oppure a spessori di magrone (previa valutazione strutturale).

Codogno, 04.06.2021

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.

dott. geol. Marco Daguati
F.to digitalmente ex art. 24, D.Lgs. n. 82/05



ALLEGATO 3 – Ubicazione delle indagini e sezioni geotecniche



Prove penetrometriche e relativa numerazione



ALLEGATO 4 – Prove penetrometriche
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Verticale d'indagine P. 1



Verticale d'indagine P. 2



Verticale d'indagine P. 3



Verticale d'indagine P. 4

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA MECCANICA (CPT)

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

CPT P.1			CPT P.2			CPT P.4			Unità geotecniche
Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	
m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	
0,2	-		0,2	-		0,2	-		Unità R
0,4	35	48	0,4	32	54	0,4	30	39	
0,6	28	48	0,6	18	30	0,6	105	173	
0,8	16	24	0,8	15	28	0,8	33	61	
1,0	9	20	1,0	10	22	1,0	28	40	
1,2	14	27	1,2	15	29	1,2	11	18	Unità A
1,4	44	74	1,4	14	24	1,4	13	21	Unità B
1,6	52	81	1,6	17	28	1,6	45	72	
1,8	47	72	1,8	21	35	1,8	22	32	
2,0	19	40	2,0	13	25	2,0	18	38	
2,2	20	34	2,2	13	22	2,2	23	38	
2,4	25	43	2,4	19	31	2,4	28	46	
2,6	54	84	2,6	47	65	2,6	23	36	
2,8	44	76	2,8	40	63	2,8	28	44	
3,0	106	123	3,0	43	73	3,0	39	52	
3,2	84	107	3,2	100	135	3,2	68	103	
3,4	80	127	3,4	140	193	3,4	81	105	Unità C
3,6	207	323	3,6	121	168	3,6	112	140	
3,8	198	281	3,8	328	476	3,8	202	295	
4,0	226	281	4,0	388	533	4,0	380	501	
4,2	280	377	4,2	402	585	4,2	359	401	
4,4	401	619	4,4	Rif.	-	4,4	Rif.	-	
4,6	Rif.	-	4,6			4,6			

PROFILI PENETROMETRICI

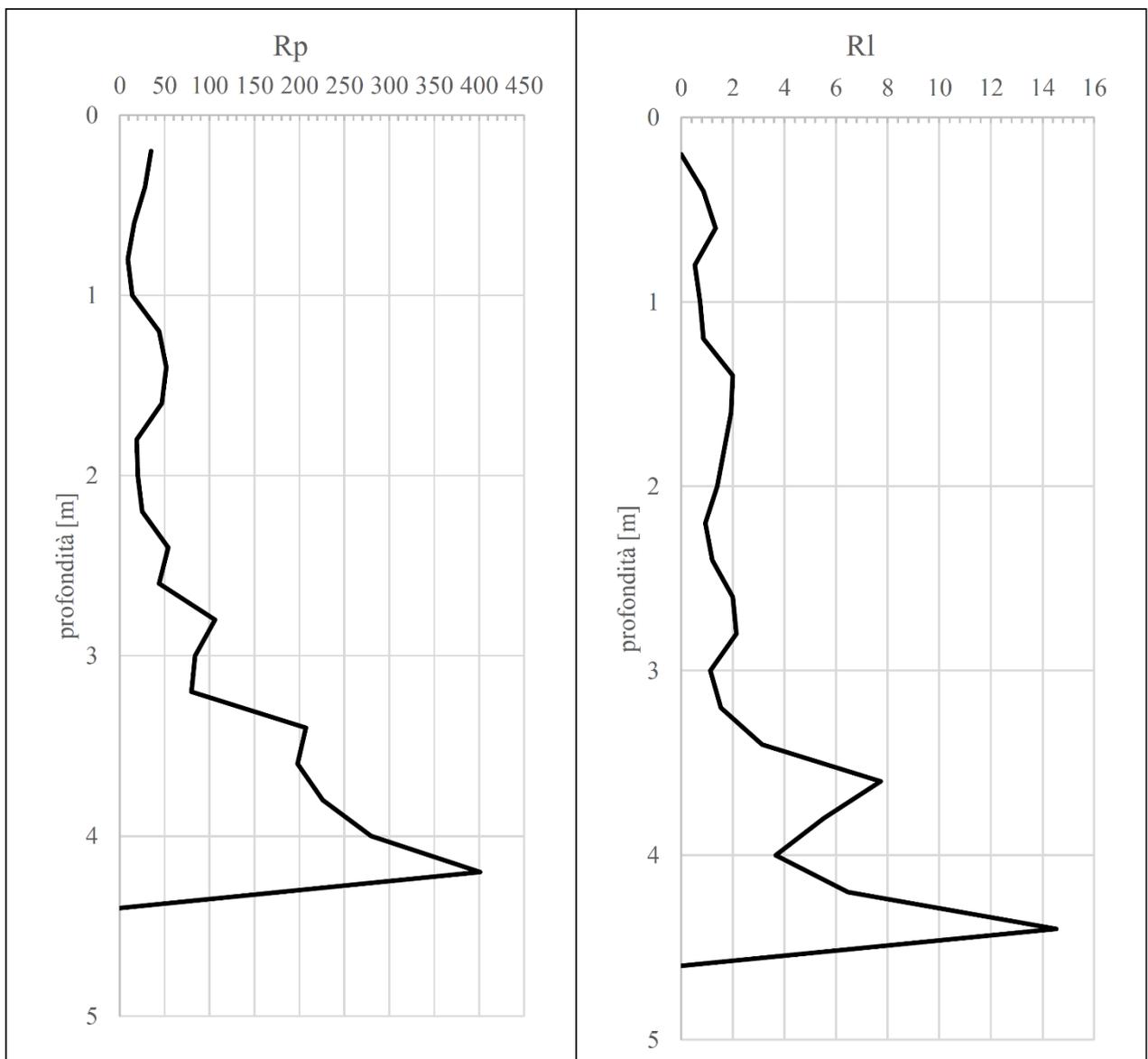


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P1	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

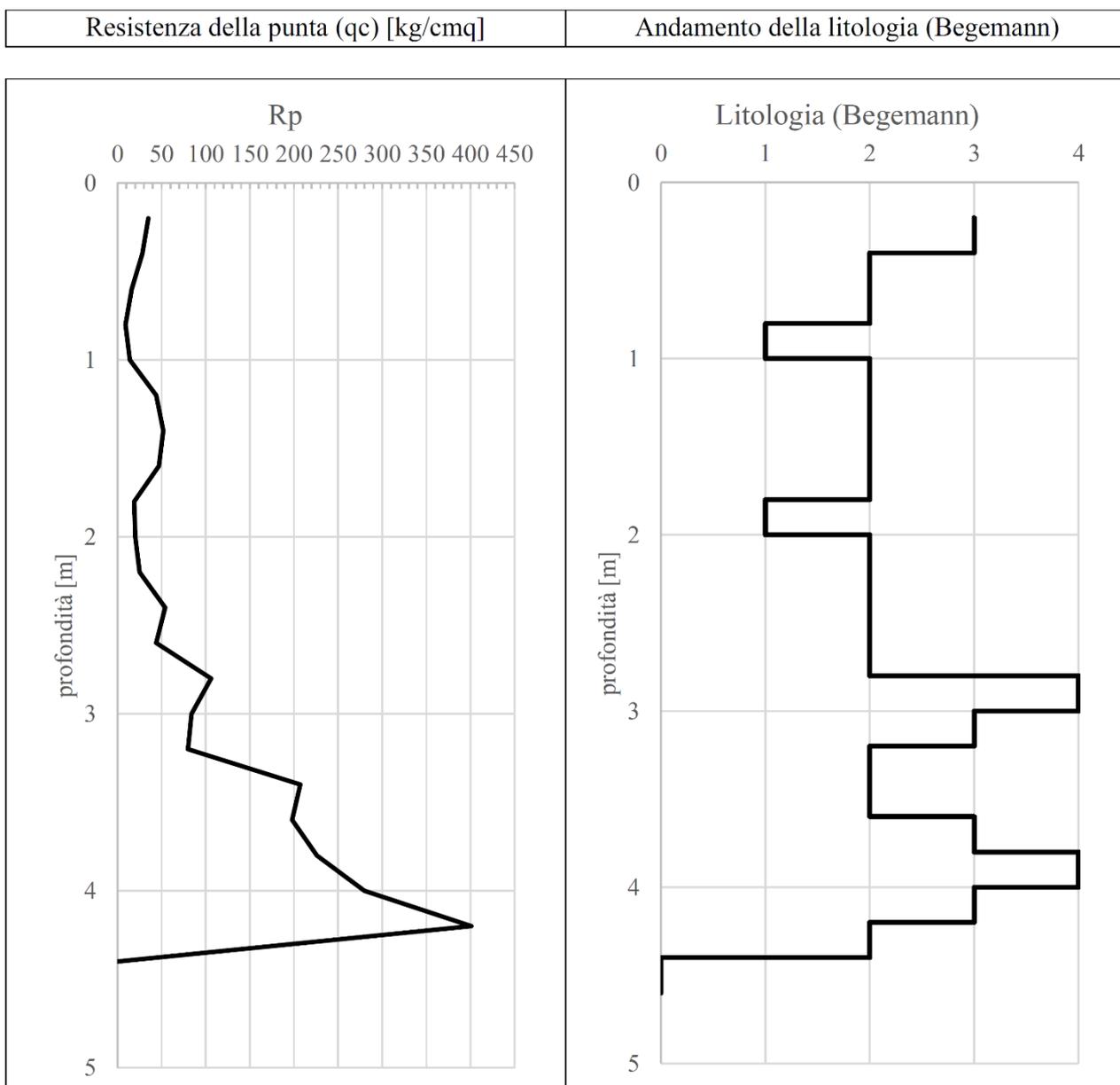
Grafico della prova

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P1	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico resistenza alla punta - litologia

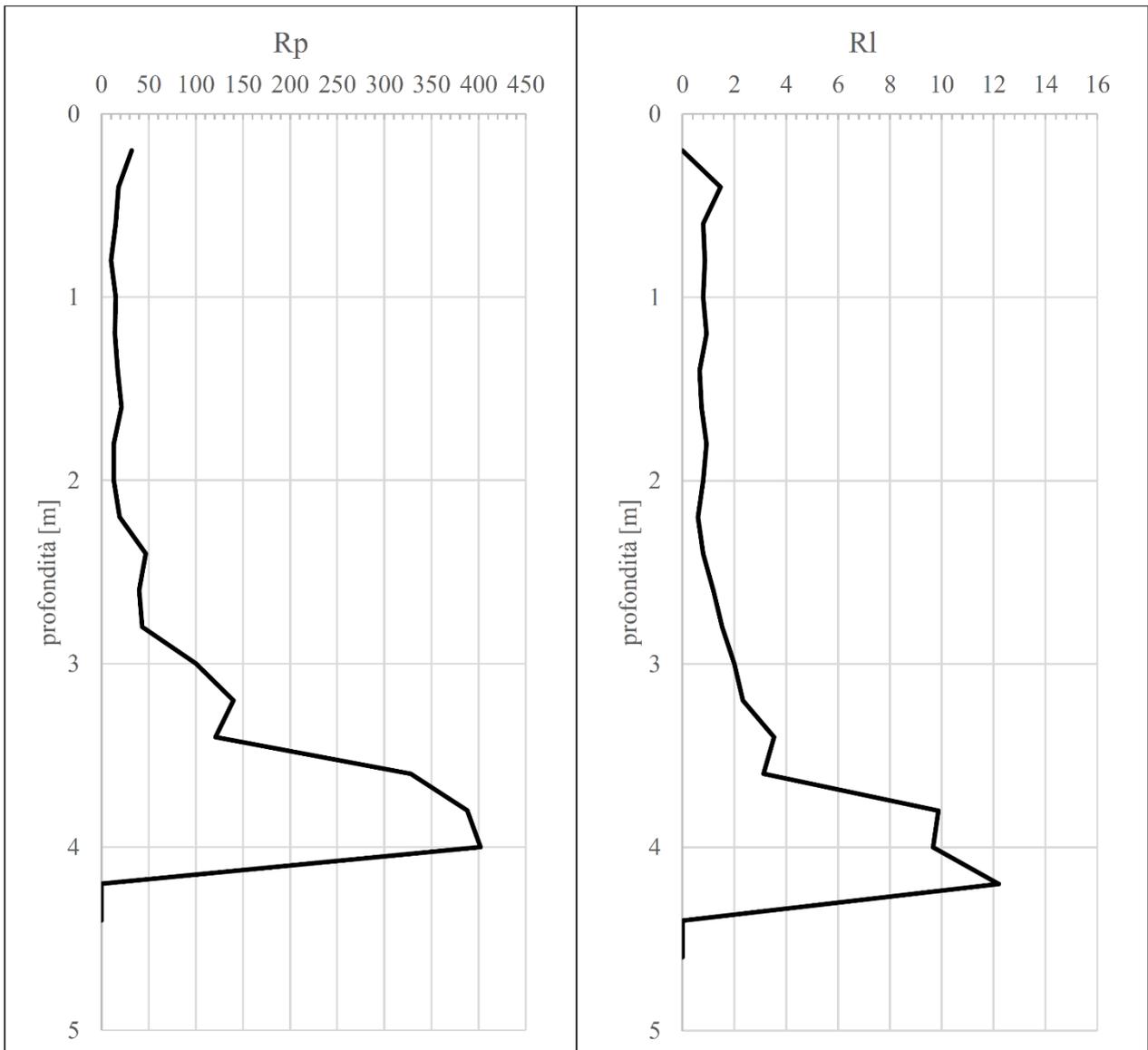


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P2	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

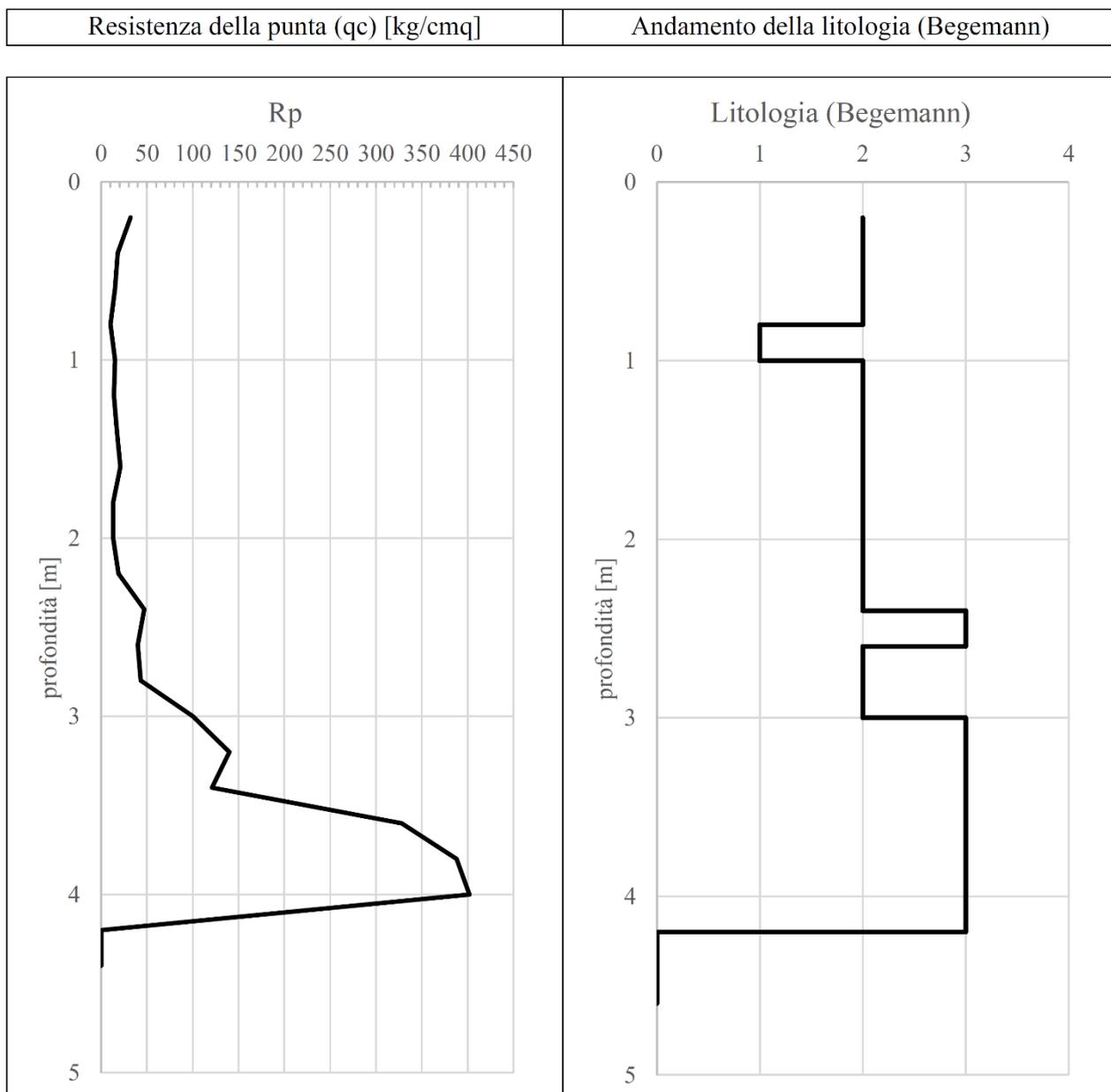
Grafico della prova

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P2	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

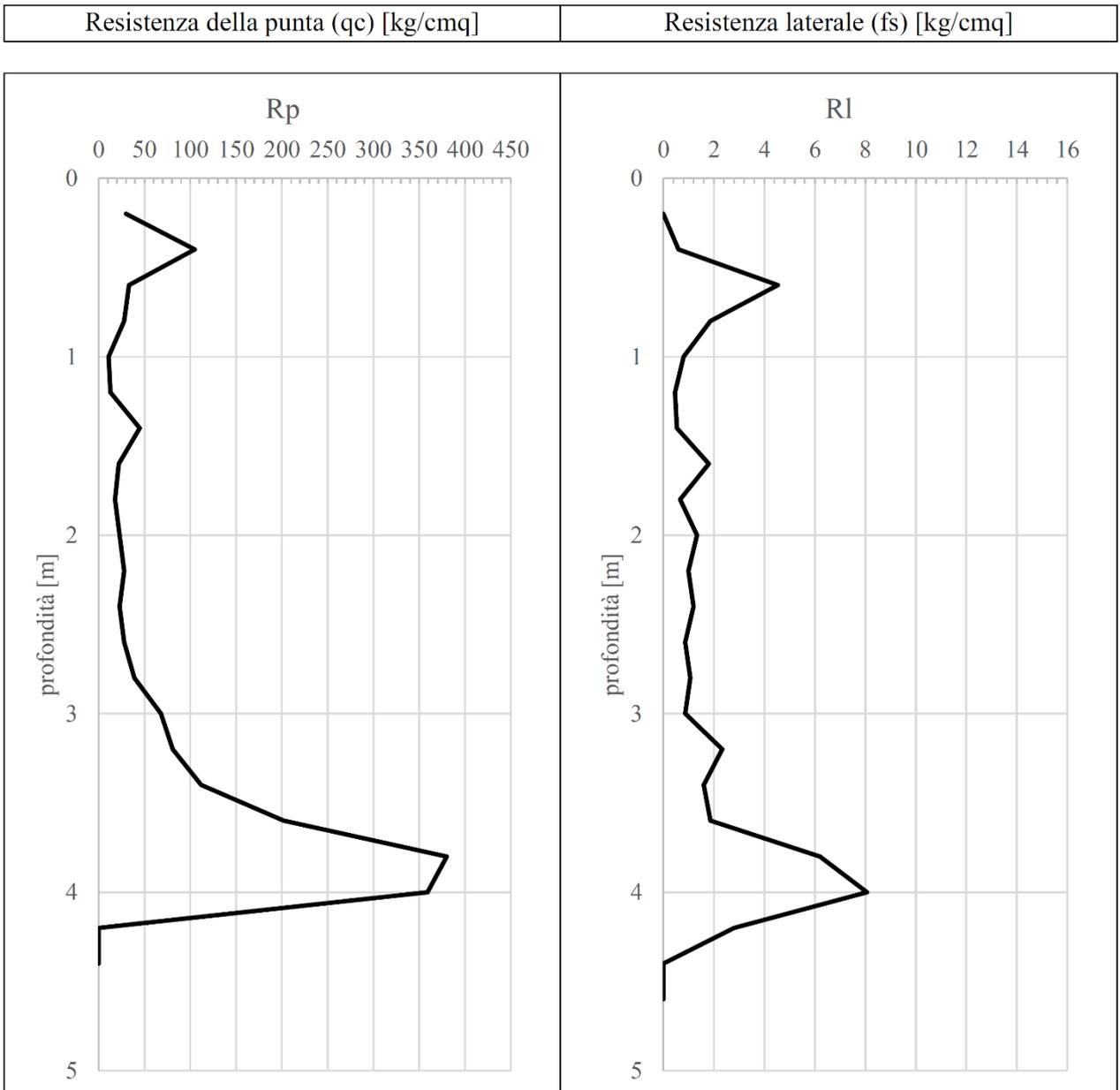
Grafico resistenza alla punta - litologia



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

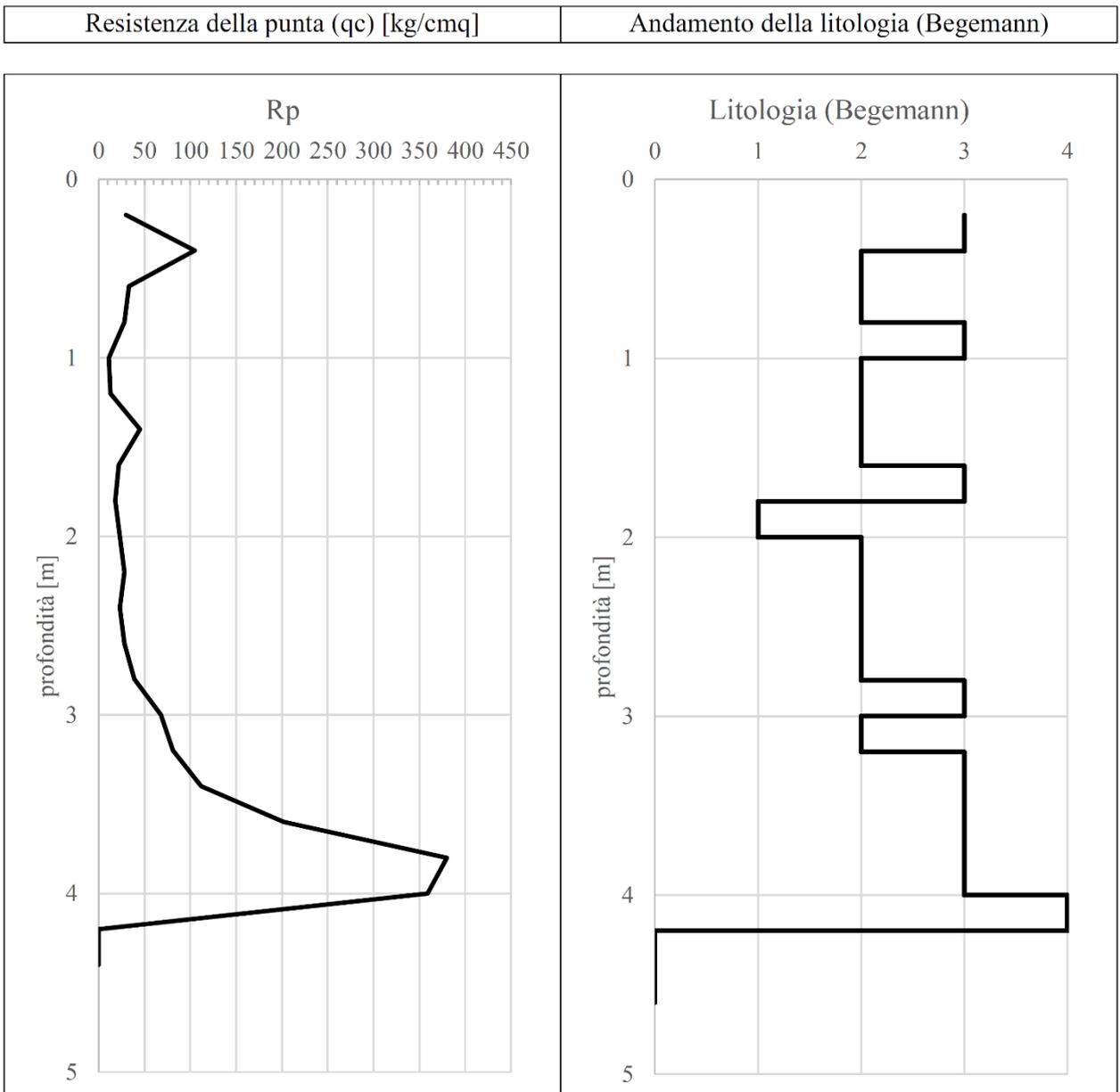
Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P4	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico della prova



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P4	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico resistenza alla punta - litologia



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPERPESANTI (DPSH)

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

DPSH P.1		DPSH P.2		DPSH P.3		DPSH P.4		Unità geotecniche
Prof. (m)	Nscpt	Prof.	Nscpt	Prof. (m)	Nscpt	Prof.	Nscpt	
0,3	CPT	0,3	CPT	0,3	31	0,3	CPT	Unità R
0,6		0,6		10	0,6			
0,9		0,9		3	0,9			
1,2		1,2		1	1,2			
1,5		1,5		2	1,5			
1,8		1,8		2	1,8			
2,1		2,1		1	2,1			
2,4		2,4		2	2,4			
2,7		2,7		16	2,7			
3,0		3,0		34	3,0			
3,3		3,3		25	3,3			
3,6		3,6		30	3,6			
3,9		3,9		29	3,9			
4,2		4,2		24	4,2			
4,5		28		4,5	30	4,5		30
4,8	25	4,8	38	4,8	13	4,8	35	
5,1	15	5,1	23	5,1	23	5,1	50	
5,4	17	5,4	21	5,4	33	5,4	rifiuto	
5,7	18	5,7	19	5,7	24	5,7		
6,0	24	6,0	18	6,0	17	6,0		
6,3	32	6,3	17	6,3	30	6,3		
6,6	29	6,6	29	6,6	31	6,6		
6,9	30	6,9	32	6,9	31	6,9		
7,2	32	7,2	30	7,2	31	7,2		
7,5	28	7,5	27	7,5	28	7,5		
7,8	18	7,8	26	7,8	20	7,8		
8,1	19	8,1	23	8,1	17	8,1		
8,4	15	8,4	21	8,4	23	8,4		
8,7	21	8,7	19	8,7	20	8,7		
9,0	19	9,0	15	9,0	17	9,0		
9,3	22	9,3	23	9,3	20	9,3		
9,6	25	9,6	25	9,6	23	9,6		
9,9	35	9,9	28	9,9	33	9,9		
10,2	27	10,2	26	10,2	28	10,2		
10,5	25	10,5	24	10,5	23	10,5		
10,8	19	10,8	15	10,8	16	10,8		

Viola S.r.l.
Via XXV Aprile – Novara (NO)

11,1	20	11,1	17	11,1	20	11,1		
11,4	21	11,4	22	11,4	24	11,4		
11,7	25	11,7	23	11,7	25	11,7		
12,0	21	12,0	17	12,0	22	12,0		
12,3	21	12,3	22	12,3	23	12,3		
12,6	35	12,6	19	12,6	17	12,6		
12,9	36	12,9	25	12,9	30	12,9		
13,2	44	13,2	29	13,2	43	13,2		
13,5	50	13,5	32	13,5	37	13,5		
13,8		13,8	29	13,8	29	13,8		
14,1		14,1	28	14,1	29	14,1		
14,4		14,4	32	14,4	34	14,4		
14,7		14,7		14,7		14,7		

PROFILI PENETROMETRICI

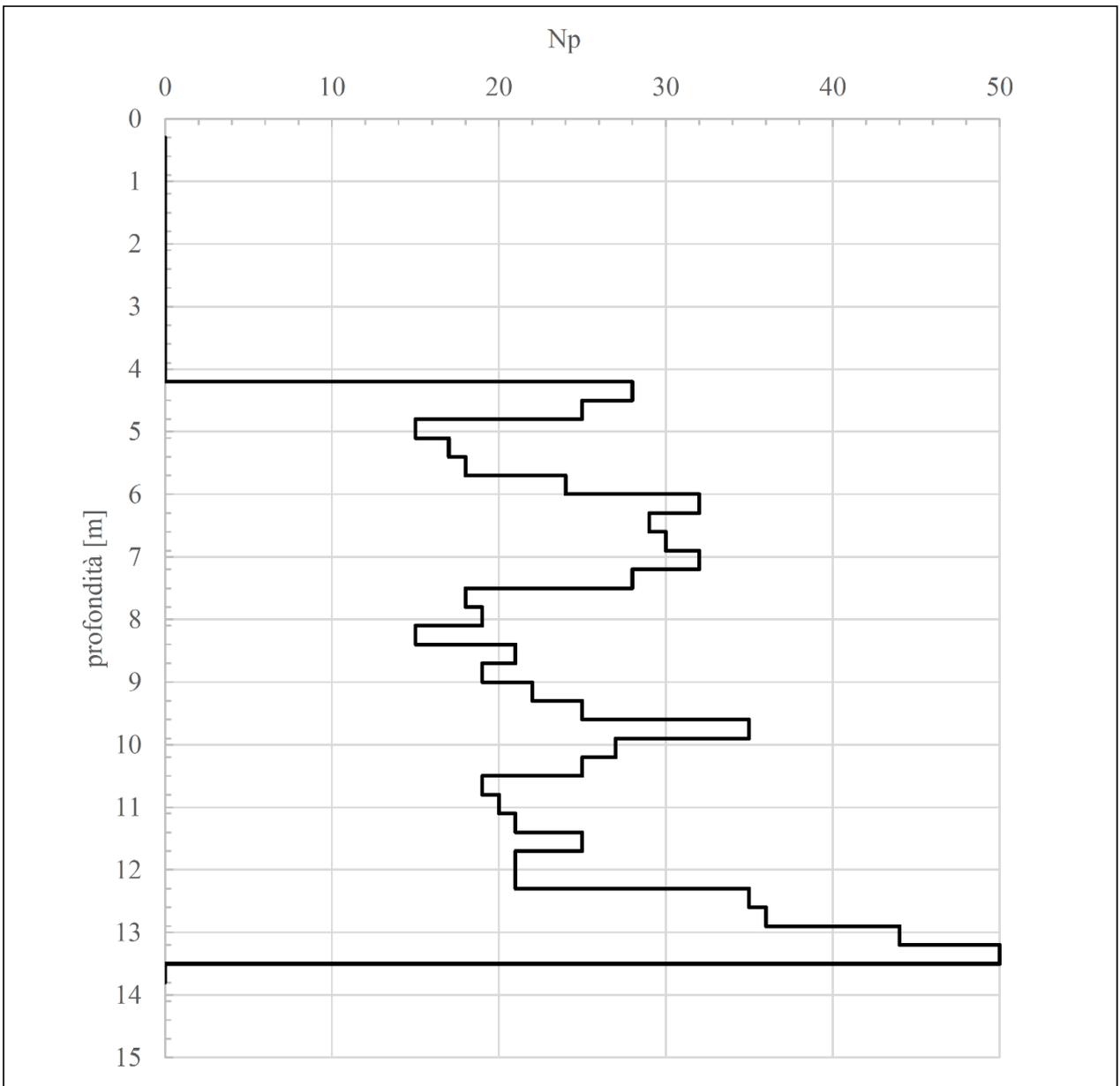


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P1	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico della prova

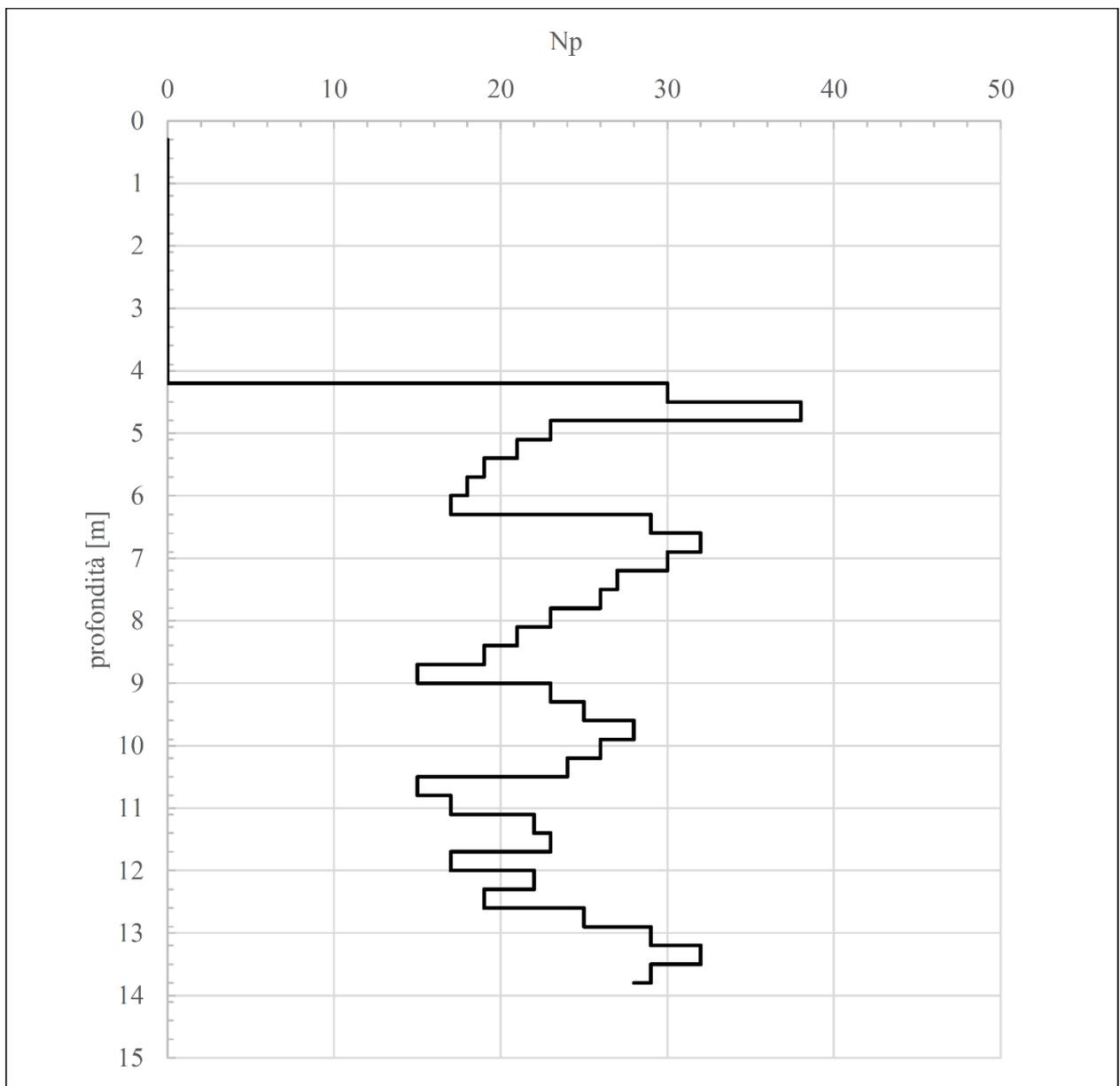
Numero colpi punta



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P2	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico della prova

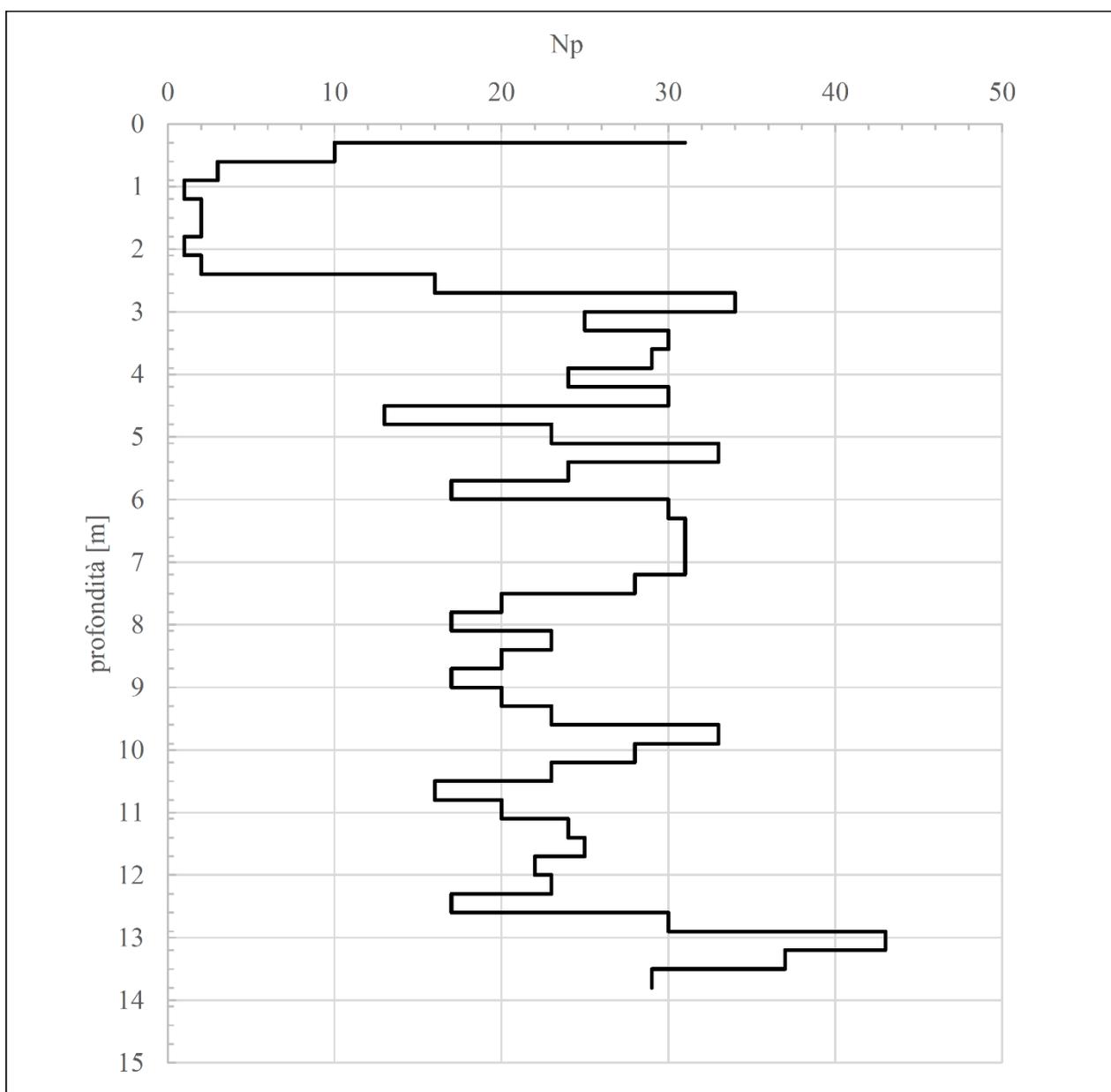
Numero colpi punta



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P3	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico della prova

Numero colpi punta



Committente: VIOLA S.r.l.	
Prova: P4	
Località: Novara	
Data: 05/05/2021	Attrezzatura: Pagani TG 63-200
Profondità della falda da p.c. (m): 4.70 m	

Grafico della prova

Numero colpi punta

