

---

**Comune** OSSAGO LODIGIANO

**Provincia** LODI

**Committente** Soc. Agr. FRANCIOSI Massimo & Carlo s.s.

**Oggetto** **Progetto di nuove strutture aziendali in Comune di OSSAGO LODIGIANO (Loc. Ceppeda): RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

**Data** 30 luglio 2020

dott. geol. Marco Daguati



## **INDICE**

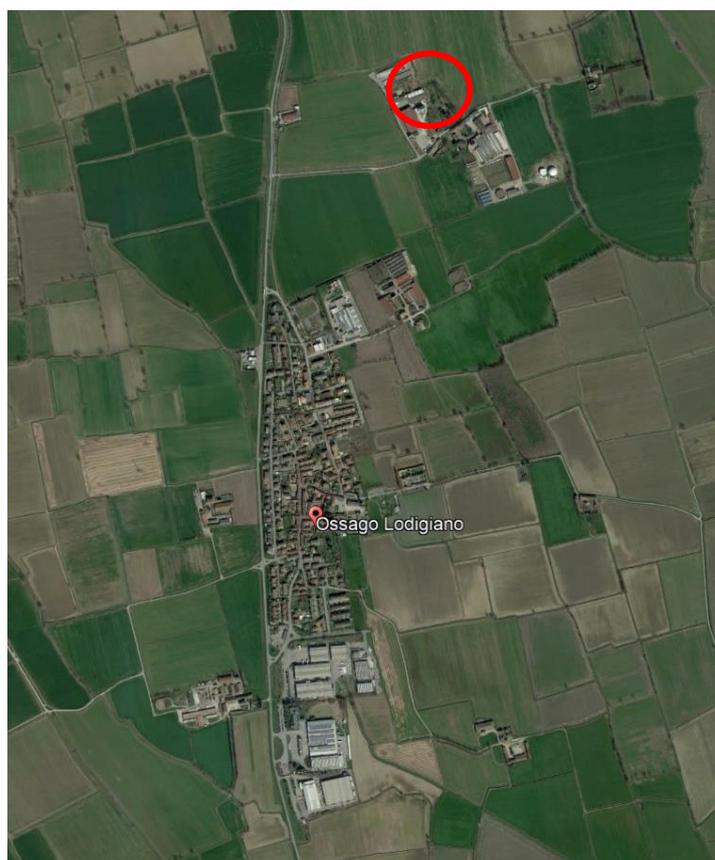
PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO .....	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico .....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria .....	5
1.3 Inquadramento sismico.....	5
1.4 Pericolosità idraulica .....	5
1.5 Vincoli e fattibilità geologica .....	6
ALLEGATI 1 - 4 .....	6
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	11
2.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi .....	11
2.2 Modello geotecnico di riferimento .....	14
2.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione.....	16
2.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive.....	19
ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini .....	21
ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche .....	22

## **PREMESSA**

In seno al progetto di nuove strutture aziendali (silos a trincea) in Comune di Ossago Lodigiano, la scrivente Società ha ricevuto l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

L'indagine geognostica si è avvalsa di due 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 definire l'azione sismica di progetto sono stati utilizzati i risultati di un'indagine geofisica eseguita nel maggio 2020 (dalla scrivente Società) nella medesima area di studio, alla quale si rimanda per ogni dettaglio esecutivo.

L'area di indagine è ubicata a nord del centro abitato di Ossago Lodigiano, in Località Ceppeda, come indicato nella seguente immagine.



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

## PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

### 1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

In un intorno significativo dell'area in esame affiorano unicamente depositi continentali di origine fluviale e fluvio-glaciale, i quali raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

Per una corretta individuazione delle unità affioranti, si riporta (Figura 2) uno stralcio della Carta Geologica d'Italia (Foglio 60 "Piacenza"): l'area d'intervento si presenta come una superficie sub-pianeggiante ad una quota di circa 70 m s.l.m., modellata nei terreni del *Fluvioglaciale Würm (Pleistocene superiore)*; si tratta di depositi di natura prevalentemente sabbiosa con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi che costituiscono il substrato di un piano debolmente immergente verso sud, noto in letteratura come "Livello fondamentale della Pianura".

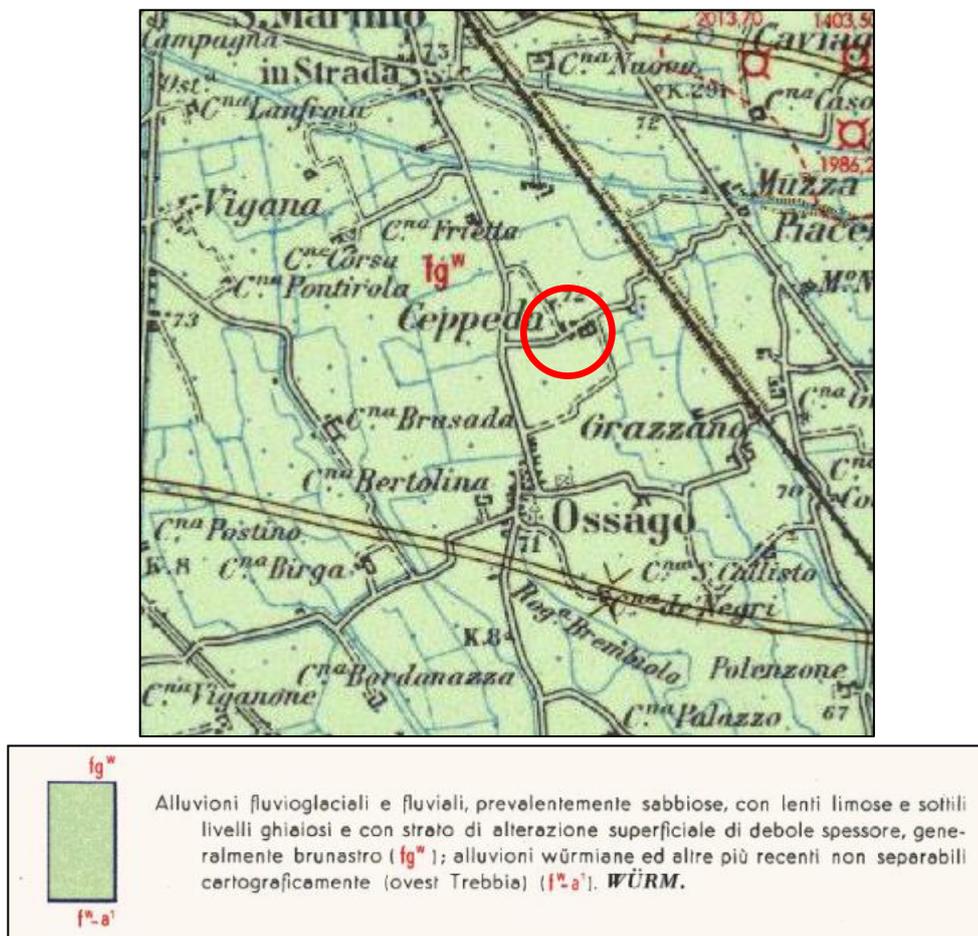


Figura 2 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), Foglio n. 60 "Piacenza".

## 1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell'ambito del settore di pianura analizzato, il sottosuolo è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi, di natura prevalentemente sabbiosa, si alternano a depositi impermeabili, definendo un complesso acquifero di tipo “multifalda”.

Per quanto riguarda il deflusso idrico sotterraneo della falda superficiale, esso presenta una generale direzione orientata verso SE, mentre la soggiacenza si attesta a ca. 1-2 m da piano campagna (*Allegato 2*).

## 1.3 Inquadramento sismico

La D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia classifica il Comune di Ossago Lodigiano in **zona sismica 3** (*Figura 3*).

Le informazioni geofisiche disponibili (stendimento MASW eseguito nel maggio 2020 dalla scrivente Società nella medesima area di studio) definiscono una **categoria di sottosuolo C**, una **categoria topografica T1** e l'assenza di rischio in relazione a possibili fenomeni di liquefazione.

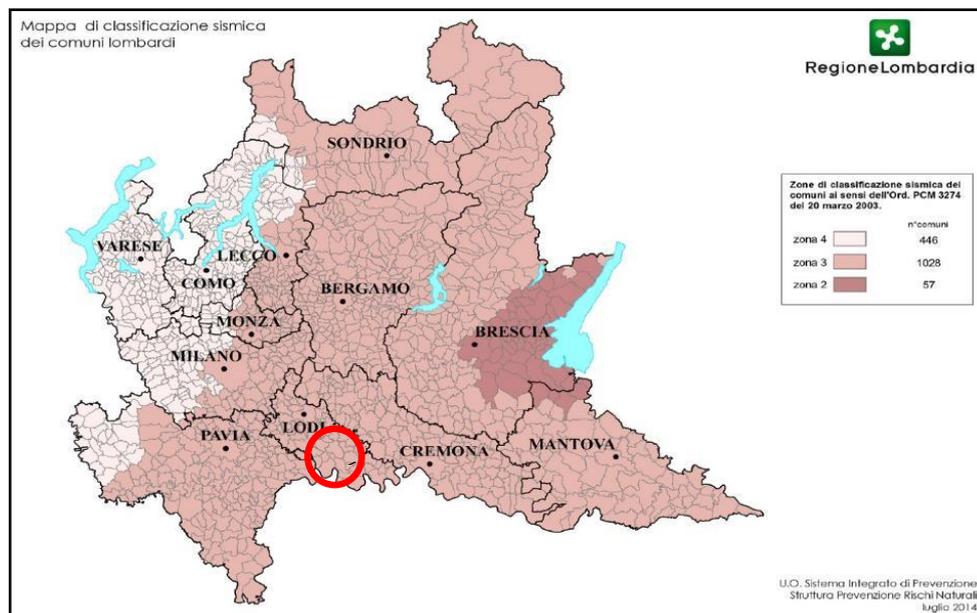


Figura 3: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

## 1.4 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni “PGRA” (in *figura 4* uno stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica”) non segnala alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

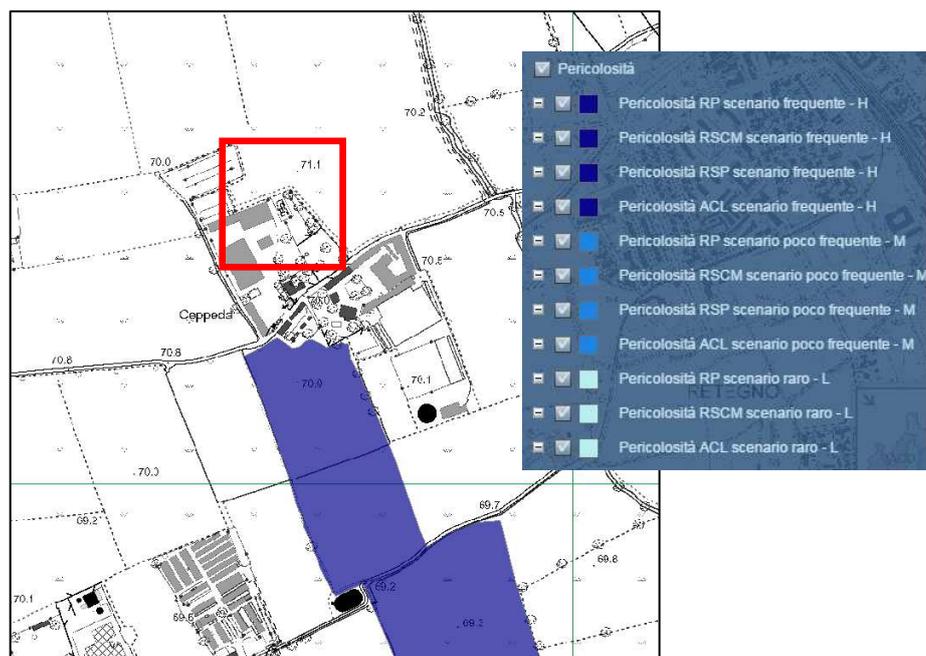


Figura 4 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

## 1.5 Vincoli e fattibilità geologica

L’area di intervento non è interessata da alcun vincolo di natura geologica (*Allegato 3*).

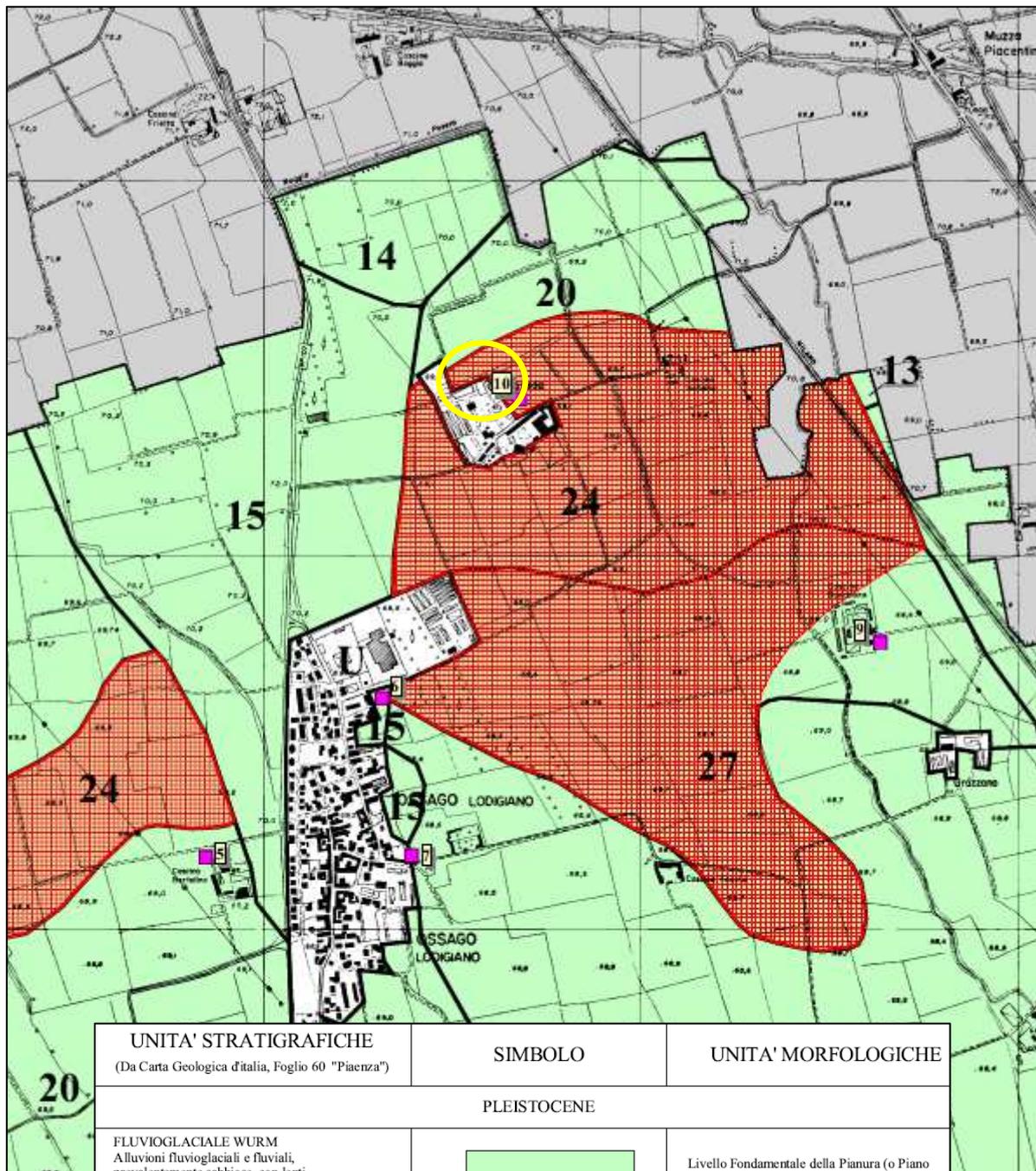
Sulla base di quanto riportato dalla Carta di fattibilità geologica del P.G.T. (*Allegato 4*), l’area è azionata in *Classe 3*, ovvero “Fattibilità con consistenti limitazioni - sottoclasse 3A” per vulnerabilità intrinseca del primo acquifero.

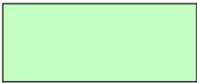
## ALLEGATI 1 - 4

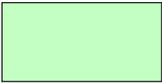
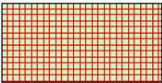
(Tratti da: “Comune di Ossago Lodigiano – Studio della componente geologica, idrogeologica e sismica del territorio comunale”, anno 2006)

- Allegato 1: Carta geomorfologica, geologica e di prima caratterizzazione litotecnica
- Allegato 2: Carta idrogeologica
- Allegato 3: Carta dei vincoli geologici
- Allegato 4: Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano

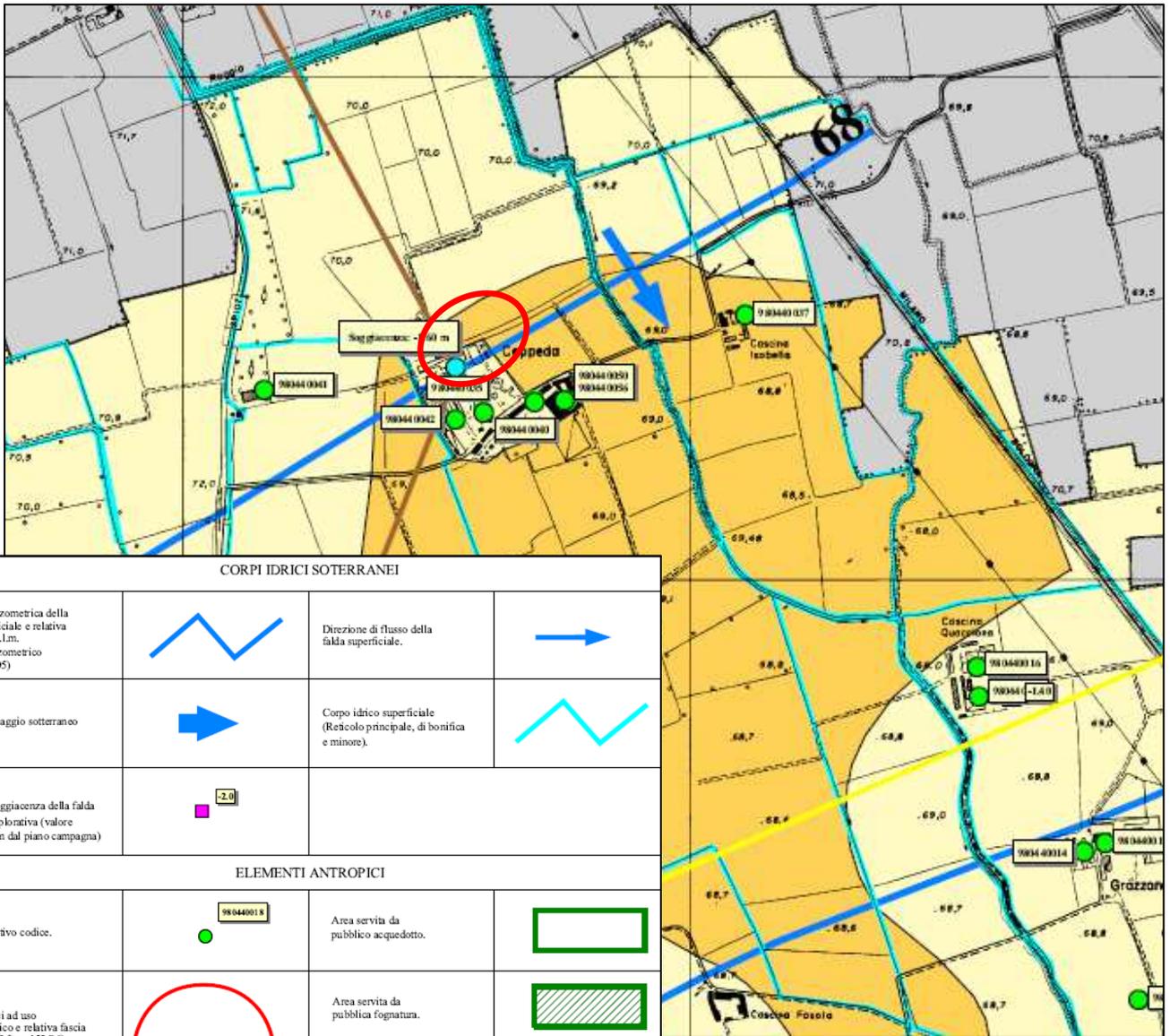
## Allegato 1 – Carta geomorfologica, geologica e di prima caratterizzazione litotecnica



UNITA' STRATIGRAFICHE (Da Carta Geologica d'Italia, Foglio 60 "Pianza")	SIMBOLO	UNITA' MORFOLOGICHE
PLEISTOCENE		
FLUVIOGLACIALE WURM Alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, prevalentemente sabbiose, con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi e con strato di alterazione superficiale di debole spessore, generalmente brunastro.		Livello Fondamentale della Pianura (o Piano Generale Terrazzato), sviluppato a valle della linea delle risorgive.

CARTA DI PRIMA CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEI TERRENI PIU' SUPERFICIALI		
SIMBOLO	DESCRIZIONE	CLASSIFICAZIONE U.S.C.S.
	Depositi prevalentemente sabbiosi con frazione limosa frequentemente sviluppata soprattutto nei primi metri; sono ricorrenti coperture di natura limosa o, piu' raramente, argillosa, di spessore generalmente contenuto entro 2 m.	SW, SM con coperture ML, CL
	Terreni argillosi, limo-argillosi o limoso-sabbiosi di spessore metrico (di varia consistenza e plasticita'), seguiti a profondita' di alcuni metri da depositi sabbiosi, generalmente saturi.	Coperture metriche di ML, CL su un substrato tipo SM, SW

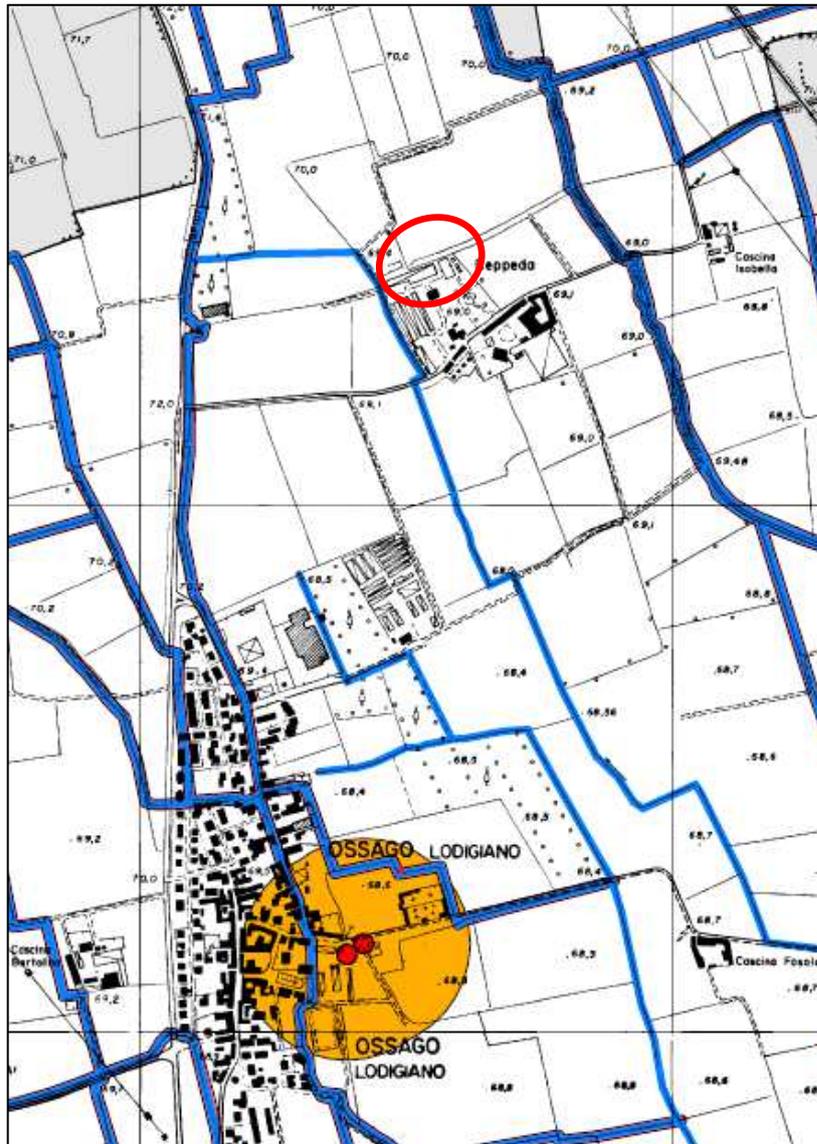
Allegato 2 – Carta idrogeologica



CORPI IDRICI SOTERRANEI			
Linea isopiezometrica della falda superficiale e relativa quota in m s.l.m. (Rilievo piezometrico febbraio 2005)		Direzione di flusso della falda superficiale.	
Asse di drenaggio sotterraneo		Corpo idrico superficiale (Reticolo principale, di bonifica e minore).	
Misura di soggiacenza della falda in trincea esplorativa (valore espresso in m dal piano campagna)			
ELEMENTI ANTROPICI			
Pozzo e relativo codice.		Area servita da pubblico acquedotto.	
Pozzi pubblici ad uso acquedottistico e relativa fascia di rispetto (D.Lgs. 152/06)		Area servita da pubblica fognatura.	
		Impianto di trattamento di	
Tracce delle sezioni litostraigrafiche (Tav. 4).	Sezione 1  Sezione 2 		

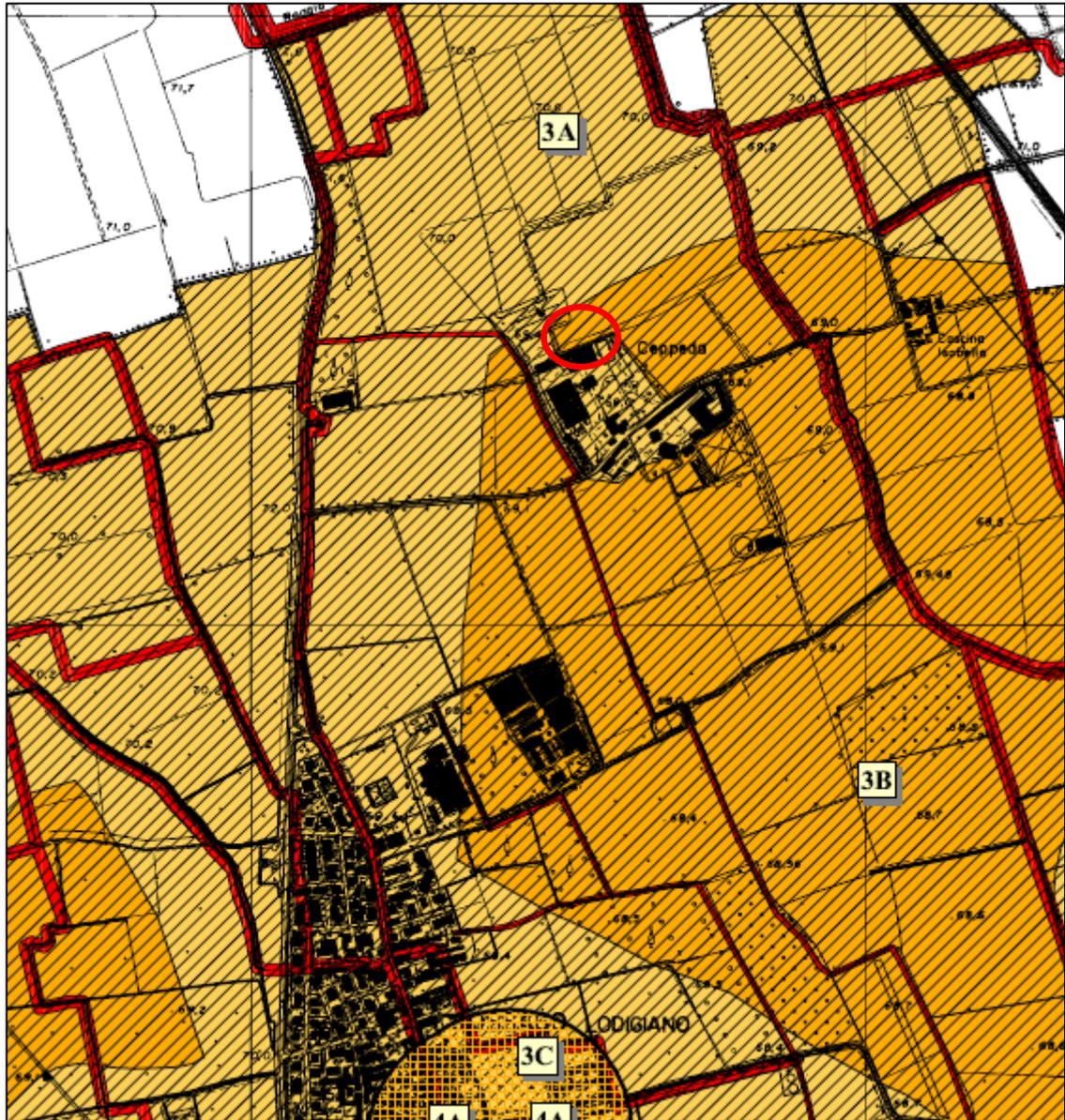
PERMEABILITA' DEI DEPOSITI SUPERFICIALI	
DA MOLTO BASSA A BASSA	DA DISCRETA A BUONA
Terreni argillosi, limo-argillosi e limosi di spessore metrico a copertura di depositi granulari saturi (sabbie).	Sabbie limose e sabbie selezionate con frequenti e sottili coperture fini a permeabilità ridotta.
SOGGIACENZA MEDIA (S) DELLA FALDA SUPERFICIALE DAL PIANO CAMPAGNA	
S < 2 m	
VULNERABILITA' INTRINSECA DELL'ACQUIERO	
VULNERABILITA' DA BASSA A MODERATA	VULNERABILITA' DA ALTA A ELEVATA
Acquifero da semiconfinato a confinato in condizioni di vulnerabilità da moderata a bassa in funzione del tipo e dello spessore dei terreni di copertura. Sono possibili locali incrementi di vulnerabilità legati ad una diminuzione di spessore dei depositi fini superficiali.	Acquifero da semilibero a libero con superficie piezometrica a profondità ridotta (<2 m); la vulnerabilità, da alta a elevata, è localmente mitigata dalla presenza di discontinue coperture di terreni fini.

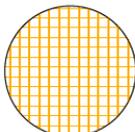
**Allegato 3 – Carta dei vincoli geologici**



LEGENDA	
ELEMENTI IDROGRAFICI	
Corpo idrico superficiale e relativa fascia di rispetto prevista dagli specifici regolamenti di polizia idraulica (T.U. 368/1904; T.U. 523/1904 e s.m.i.)	
AREE VULNERABILI DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO	
Fascia di tutela assoluta e di rispetto dei pozzi acquedottistici (D.Lgs. n. 152/06)	

**Allegato 4 – Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano**



CLASSE 3 - con consistenti limitazioni		3A	Art.4 - Acquifero superficiale in condizioni di vulnerabilità intrinseca da alta a elevata: tutela qualitativa delle acque sotterranee
		3B	Art. 5 - Aree con limitazioni geotecniche derivanti da diffuse coperture limo-argillose di spessore metrico in presenza di acqua sotterranea a ridotta profondità
		3C	Art. 6 - Area di rispetto dei pozzi potabili acquedottistici (D.Lgs. 152/06)

## PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

### 2.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, lo studio geotecnico si è avvalso dei risultati di due prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT), spinte ad una profondità massima di ca. 8.5 m da piano campagna; l'ubicazione delle prove è riportata in *Allegato 5*.

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 $R_p/R_l$	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

Va ricordato che tali correlazioni sono maggiormente attendibili 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 ed avendo individuato una successione di terreni incoerenti, sono stati calcolati l'angolo di attrito interno ( $\phi$ ), la densità relativa ( $D_r$ ) e il modulo di deformazione ( $E$ ); i metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

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

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

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

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

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

**DENSITÀ RELATIVA  $D_r$**

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

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

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

In cui:

$\sigma'_v$  : tensione verticale efficace

$q_c$  : resistenza alla punta

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

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

**MODULO DI DEFORMAZIONE E.**

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

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

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

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

## 2.2 Modello geotecnico di riferimento

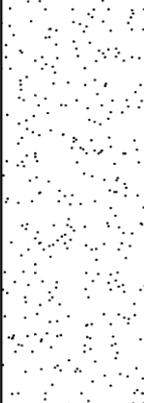
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) durante l'esecuzione delle prove in sito è stata rilevata acqua sotterranea alla profondità di 1 m (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.

<b>Unità A</b>	Sotto un orizzonte di alterazione superficiale (ca. 0.4-0.6 m di spessore), è presente un deposito caratterizzato da una diffusa matrice limoso-sabbiosa (debolmente argillosa), poco addensato e di mediocri caratteristiche geotecniche. Nonostante il deposito possa (almeno localmente, in presenza di una maggior frazione argillosa) assumere un comportamento coesivo o semi-coesivo, nella definizione della resistenza al taglio è stato cautelativamente trascurato il contributo della coesione, calcolando come caratteristico un angolo di attrito $\Phi = 22^\circ-23^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 40-50 \text{ kg/cm}^2$ .
<b>Unità B</b>	A partire da ca. 3-3.5 m di profondità, i risultati penetrometrici descrivono un orizzonte incoerente di modeste caratteristiche geotecniche, con angolo di attrito $\Phi = 26^\circ-28^\circ$ e modulo di deformazione $E = 120-140 \text{ kg/cm}^2$ .
<b>Unità C</b>	Oltre ca. 5.5 m di profondità e sino alla massima profondità raggiunta, l'ulteriore incremento delle resistenze $R_p$ suggerisce la presenza di un deposito meglio addensato ( $\Phi = 28^\circ-29^\circ$ ; $E = 150-180 \text{ kg/cm}^2$ ).

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

 Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s Località: Ossago Lodigiano (LO) <span style="float: right;">Data: 24/07/2020</span> Profondità della falda da pc (m): 1 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 Tv: Terreno vegetale	nc	nc	1.6	nc	nc
3.00		Unità A: Limo sabbioso/argilloso	nc	50	1.8	nc	22
5.50		Unità B: Sabbia limosa scarsamente addensata	nc	120	1.8	nc	26
8.50		Unità C: Sabbia limosa da poco a mediamente addensata	nc	180	1.8	nc	29

### 2.3 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.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata valutata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando una **fondazione nastriforme posata entro l'unità A con un incastro ("D") pari a 0.6 m**, evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione superficiale.

Si ricorda, inoltre, la presenza di acqua sotterranea a quote piuttosto superficiali, per la quale potrebbe essere necessario l'impiego di specifici impianti di abbattimento piezometrico o aggotamento per consentire l'esecuzione degli scavi 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 " $\gamma D$ " (nell'espressione polinomiale della formula di capacità portante); quest'ultimo esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti sopra il piano di posa della struttura. Sarà quindi necessario valutare la presenza di eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione, i quali concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante.

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

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

dove

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

$c$  = coesione del terreno

$D$  = profondità di posa della fondazione

$B$  = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_{\gamma}$  = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

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

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte 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  $\gamma_G$  (carichi permanenti) e  $\gamma_Q$  (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

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

**FONDAZIONE NASTRIFORME**

Tipologia di fondazione = nastriforme

Incastro minimo (D) nei terreni = 0.6 m

Terreno di fondazione = *Unità A* (evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione superficiale)

**Approccio 2 (A1+M1+R3)**

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

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

FONDAZIONE NASTRIFORME								
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$q_{lim}/\gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kPa]	Rd [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml	Rd [kN]/ml
80	100	1,33	130,43	2,3	0,58	56,71	4,63	45,37
100	100	1,41	138,27	2,3	0,61	60,12	6,13	60,12
120	100	1,49	146,12	2,3	0,65	63,53	7,77	76,24
150	100	1,59	155,93	2,3	0,69	67,79	10,37	101,69
200	100	1,76	172,60	2,3	0,77	75,04	15,30	150,08
230	100	1,85	181,42	2,3	0,80	78,88	18,50	181,42
250	100	1,91	187,31	2,3	0,83	81,44	20,76	203,59

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 nella seguente tabella:

FONDAZIONE NASTRIFORME						
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kPa]	Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
80	100	0,58	56,71	4,63	45,37	10-12
100	100	0,61	60,12	6,13	60,12	13-15
120	100	0,65	63,53	7,77	76,24	15-17
150	100	0,69	67,79	10,37	101,69	19-21
200	100	0,77	75,04	15,30	150,08	26-28
230	100	0,80	78,88	18,50	181,42	28-30
250	100	0,83	81,44	20,76	203,59	33-35

*Nel caso delle fondazioni di maggiori dimensioni, per azioni (Ed) corrispondenti alle resistenze del terreno (Rd) calcolate come SLU GEO in approccio 2 sono attesi cedimenti prossimi ai limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30mm): si consiglia, quindi, di ridurre le azioni strutturali (Ed) in condizioni di SLE al fine di contenere i cedimenti entro valori più bassi.*

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche delle dimensioni della fondazione, nella seguente tabella sono stati calcolati i cedimenti riducendo le pressioni sul piano di posa mantenendo invariata la geometria della fondazione con lato B= 2.50 m.

FONDAZIONE NASTRIFORME						
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm <sup>-2</sup> ]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml	Ed [kN]/ml	Cedimento S (mm)
250	100	0,80	78,45	20,00	196,13	32-34
250	100	0,75	73,55	18,75	183,87	30-32
250	100	0,70	68,65	17,50	171,62	27-29

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

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

## 2.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

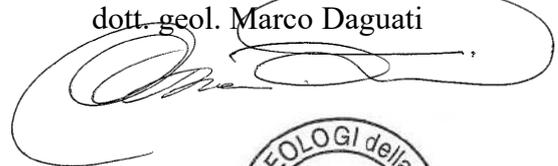
Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.

2. Nel caso di carichi eccentrici agenti sulla fondazione, dovrà essere debitamente valutata la riduzione delle prestazioni geotecniche che da essi può derivare.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi della normativa vigente), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Codogno, 30.07.2020

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



## **ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini**



Prova penetrometrica e relativa numerazione



**ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche**  
**DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



*Verticale d'indagine n. 1*



*Verticale d'indagine n. 2*

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

CPT P.1			CPT P.2			<i>Unità geotecniche</i>
Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	
m	kg	kg	m	kg	kg	
0,2	-	-	0,2	-	-	<i>Unità Tv</i>
0,4	50	78	0,4	3	5	
0,6	30	50	0,6	12	21	
0,8	39	55	0,8	35	45	<i>Unità A</i>
1,0	44	56	1,0	33	52	
1,2	37	51	1,2	31	58	
1,4	27	44	1,4	19	39	
1,6	23	32	1,6	22	35	
1,8	21	29	1,8	20	38	
2,0	16	20	2,0	13	20	
2,2	16	20	2,2	17	26	
2,4	13	20	2,4	14	24	
2,6	16	23	2,6	13	22	
2,8	28	40	2,8	14	23	
3,0	38	49	3,0	15	25	
3,2	44	61	3,2	23	39	
3,4	38	50	3,4	42	61	<i>Unità B</i>
3,6	53	69	3,6	35	57	
3,8	55	70	3,8	33	56	
4,0	74	91	4,0	58	70	
4,2	80	103	4,2	55	76	
4,4	55	77	4,4	96	134	
4,6	54	76	4,6	105	142	
4,8	39	58	4,8	97	136	
5,0	35	48	5,0	42	56	
5,2	42	54	5,2	44	73	
5,4	78	93	5,4	52	79	<i>Unità C</i>
5,6	69	90	5,6	63	96	
5,8	96	124	5,8	82	106	
6,0	127	158	6,0	99	138	
6,2	139	171	6,2	124	165	
6,4	144	183	6,4	99	136	
6,6	133	162	6,6	114	142	
6,8	71	105	6,8	157	195	
7,0	52	79	7,0	82	116	
7,2	85	97	7,2	55	78	

*Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s*  
*Località Ceppeda – Ossago Lodigiano (LO)*

<b>7,4</b>	100	132	<b>7,4</b>	63	92	
<b>7,6</b>	68	101	<b>7,6</b>	83	107	
<b>7,8</b>	93	127	<b>7,8</b>			
<b>8,0</b>	105	143	<b>8,0</b>			
<b>8,2</b>	138	177	<b>8,2</b>			
<b>8,4</b>	104	142	<b>8,4</b>			
<b>8,6</b>	91	138	<b>8,6</b>			

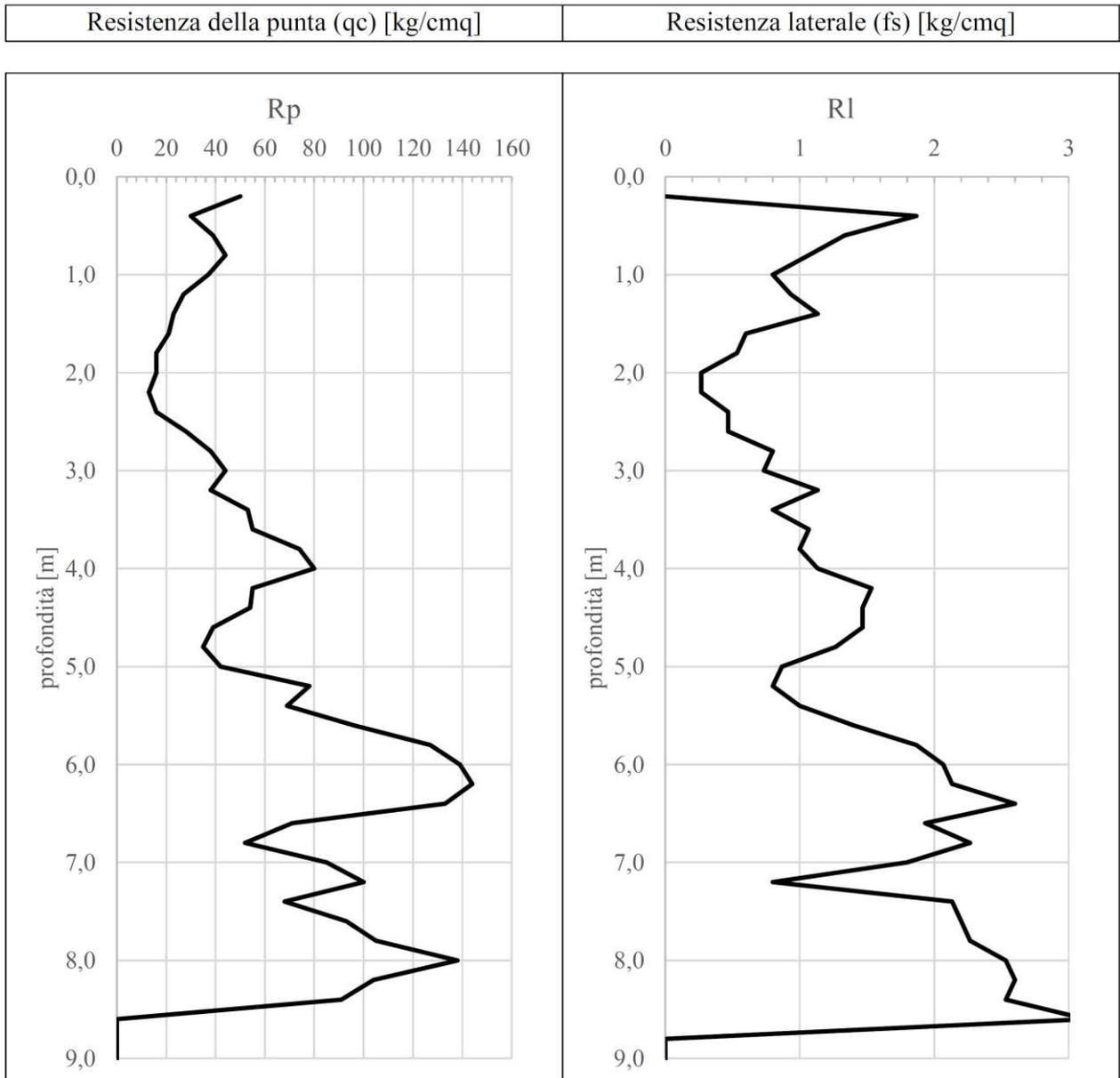
**PROFILI PENETROMETRICI**



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

Committente: Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s	
Località: (LO)	
Data: 24/07/2020	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): 1.0	

**Grafico della prova**



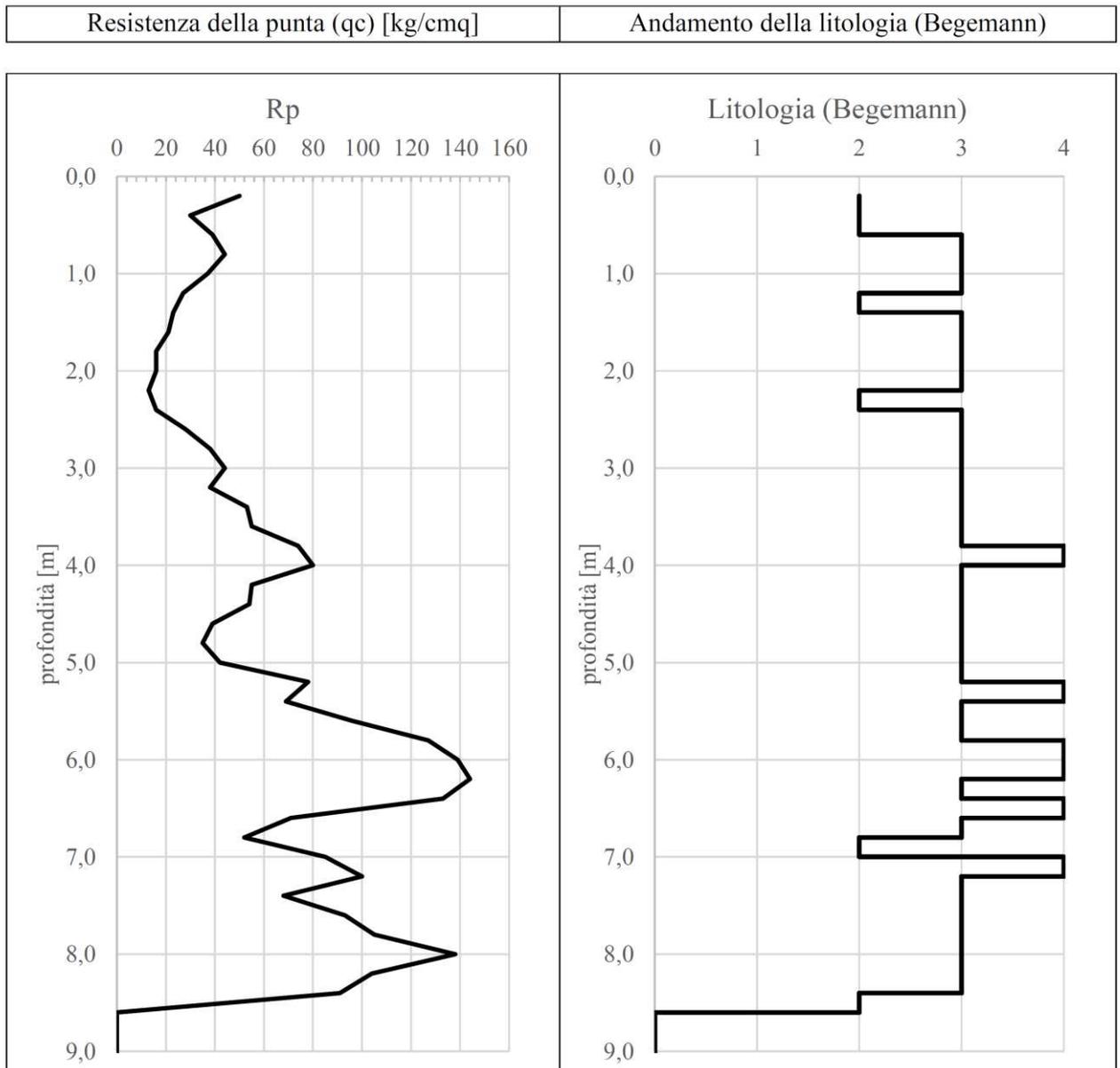
Committente: Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s

Località: (LO)

Data: 24/07/2020    Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)

Profondità della falda da p.c. (m): 1.0

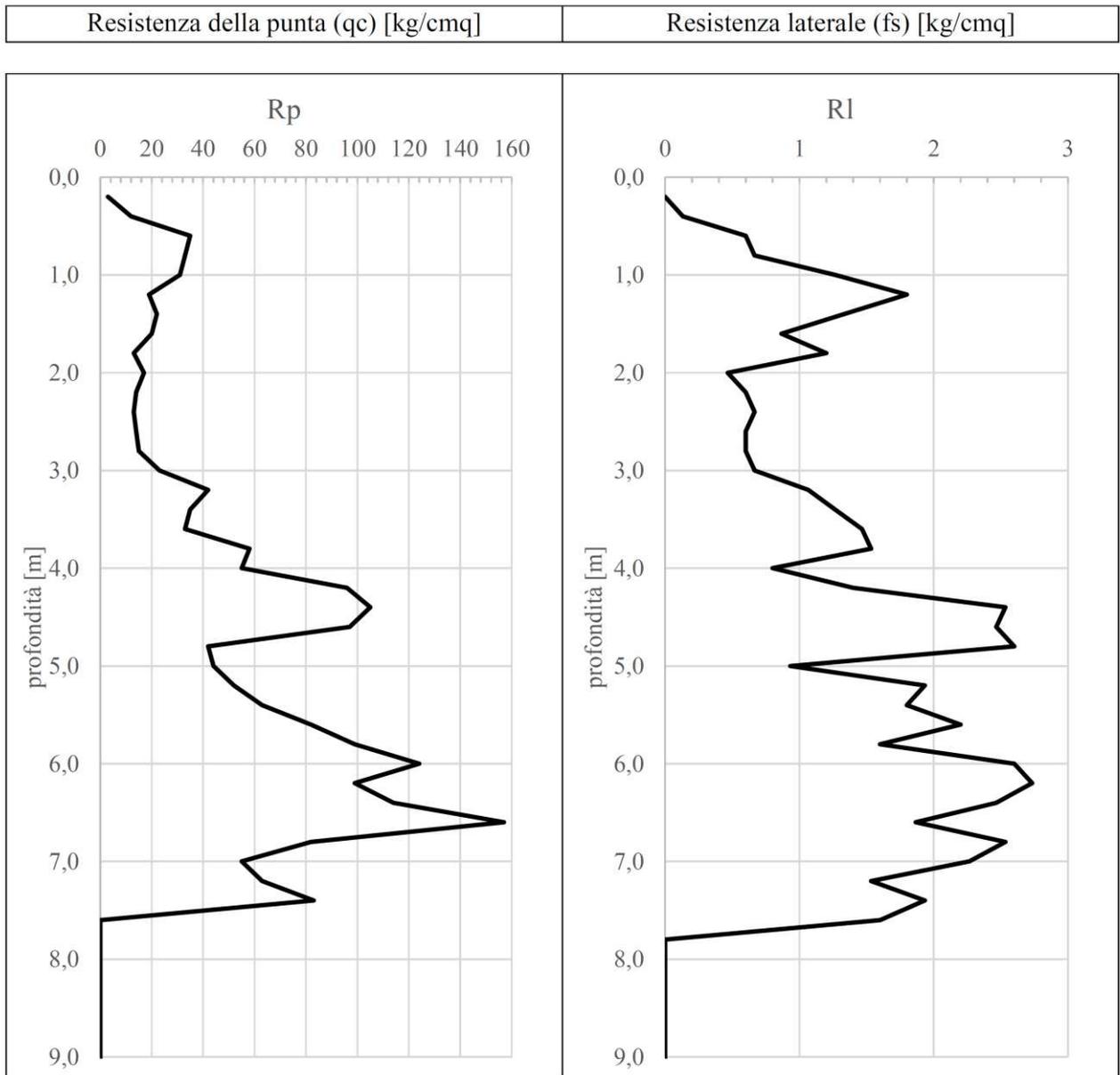
### Grafico resistenza alla punta - litologia



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

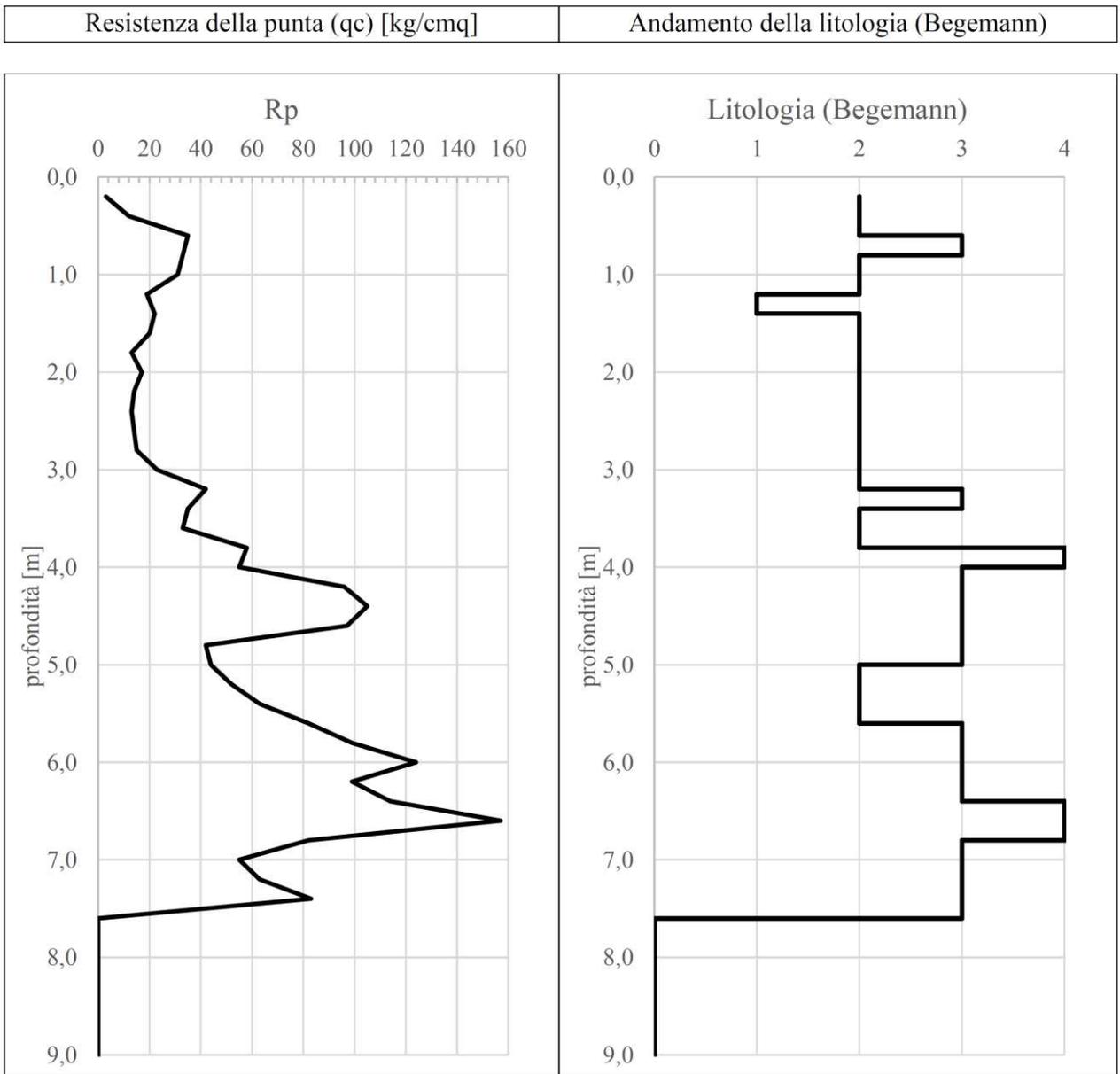
Committente: Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s	
Località: (LO)	
Data: 24/07/2020	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): 1.0	

### Grafico della prova



Committente: Soc. Agr. Franciosi Massimo & Carlo s.s	
Località: (LO)	
Data: 24/07/2020	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): 1.0	

### 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