

---

**Comune** CODOGNO

**Provincia** LODI

**Committente** COTTI S.r.l.

**Oggetto** **Miglioramento sismico e ampliamento  
centro revisioni autoveicoli con costruzione  
di nuovi spazi in Comune di CODOGNO,  
via Leonardo da Vinci n. 53**

**RELAZIONE GEOLOGICA E  
GEOTECNICA**

**Data** 02 agosto 2023

Responsabile  
dott. geol. Marco Dagupati

Referente  
dott.ssa geol. Carol Marceca



Operatori  
dott. Filippo Bettinelli  
dott. Antonio Carnevale

rilevamento geotecnico  
studio geologico e geotecnico

Direttore Tecnico Ing. Laura Pezzoni

## **INDICE**

|  |    |
|--|----|
| PREMESSA.....  | 2  |
| PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO .....  | 3  |
| 1.1    Inquadramento geologico e geomorfologico.....   | 3  |
| 1.2    Caratteristiche idrogeologiche e piezometria .....  | 4  |
| 1.3    Pericolosità idraulica .....  | 4  |
| 1.4    Inquadramento sismico.....  | 5  |
| 1.5    Vincoli e fattibilità geologica .....   | 5  |
| ALLEGATI 1 - 4 .....   | 6  |
| PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO .....  | 11 |
| 2.1    Analisi sismica di secondo livello .....  | 12 |
| 2.2    Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica.....  | 16 |
| 2.3    Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione .....  | 17 |
| PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....  | 21 |
| 3.1    Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi .....   | 21 |
| 3.2    Modello geotecnico di riferimento .....   | 26 |
| 3.3    Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della<br>capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione ..... | 28 |
| 3.4    Suggerimenti e considerazioni conclusive .....  | 34 |
| ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini .....   | 35 |
| ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche .....   | 36 |
| ALLEGATO 7 – Trincea esplorativa .....   | 40 |
| ALLEGATO 8 – Prova di permeabilità.....  | 41 |

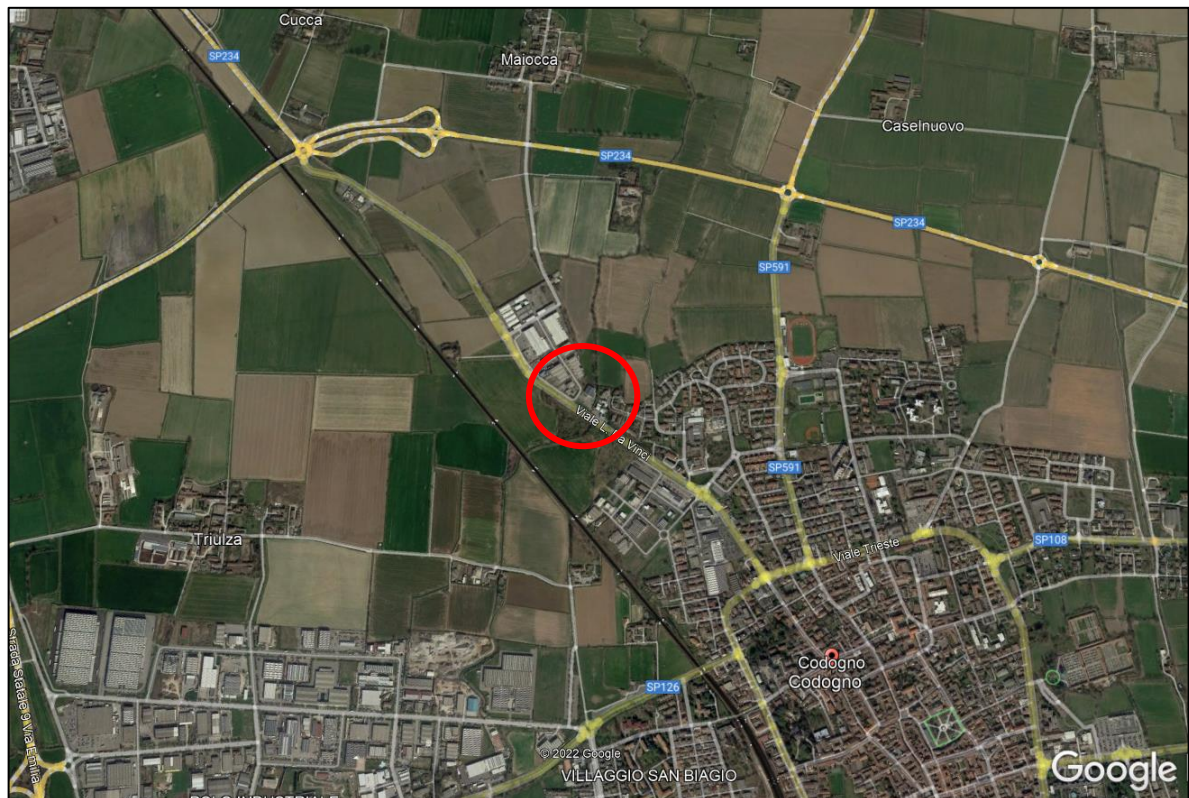
## **PREMESSA**

In seno all'intervento di miglioramento sismico e ampliamento del centro revisioni autoveicoli di proprietà, Cotti S.r.l. ha affidato alla 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 le seguenti indagini:

- n. 1 prova penetrometrica e una indagine geofisica MASW per definire l'azione sismica di progetto;
- n. 1 trincea esplorativa per consentire la diretta osservazione dei depositi più superficiali e l'esecuzione di n. 2 prove di permeabilità per l'eventuale dimensionamento di sistemi disperdenti;
- n. 1 indagine geofisica MASW per definire l'azione sismica di progetto.

L'area di indagine, ubicata in via Leonardo da Vinci n.53, è evidenziata nella seguente figura.



*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 fluvioglaciale, i quali raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura 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 62 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 ripiano debolmente immergente verso sud, noto in letteratura come "Livello fondamentale della Pianura".

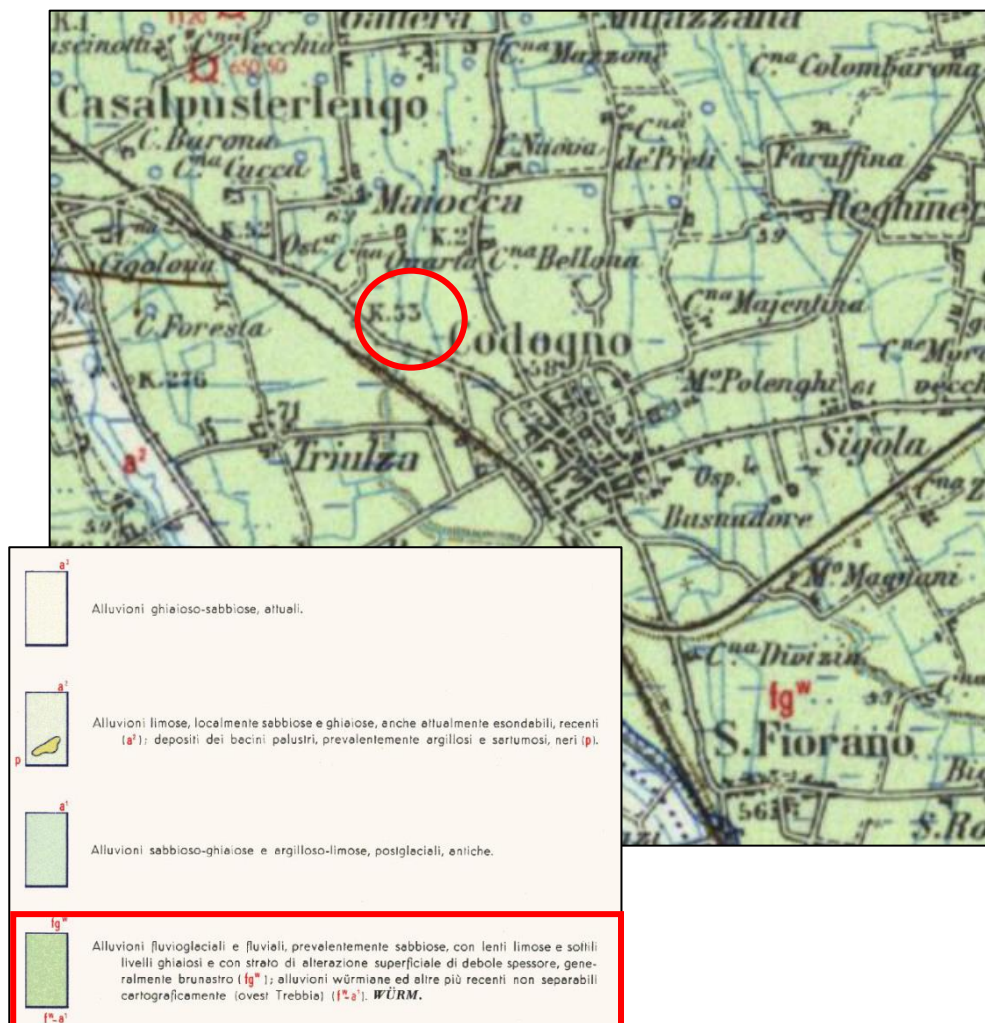


Figura 2 - Stralcio della Carta geologica d'Italia (scala 1:100.000 modificata), Foglio n. 60 "Piacenza".

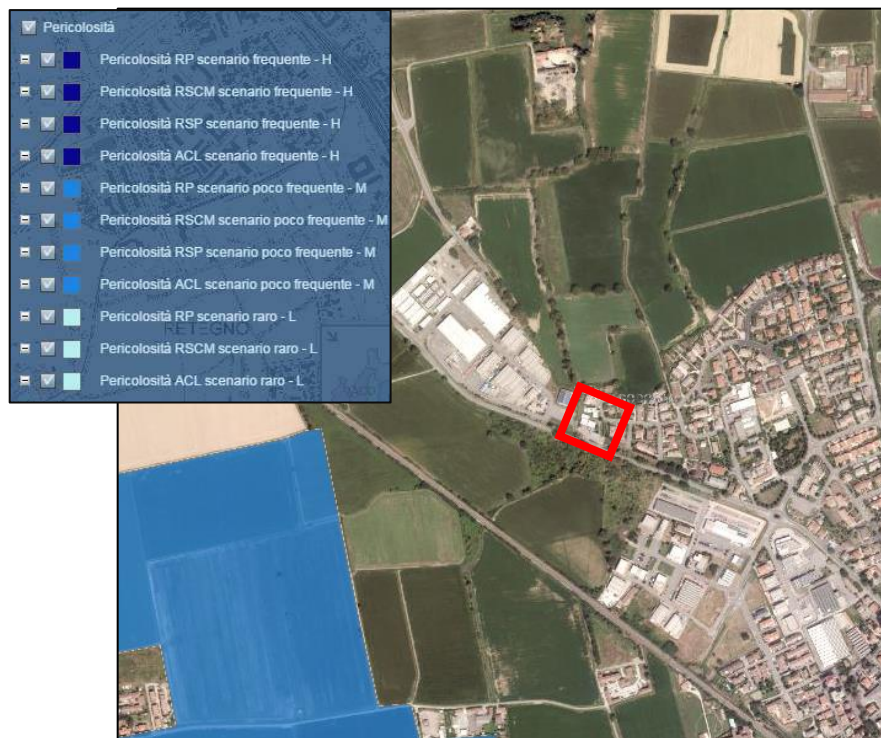
## 1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nel settore di pianura analizzato, il sottosuolo è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi si alternano a depositi impermeabili, costituendo un complesso acquifero di tipo “multifalda”.

Per quanto riguarda il deflusso della falda superficiale, esso presenta una generale direzione orientata NNW-SSE, confermando il marcato effetto drenante esercitato dal Fiume Po (anche se ubicato a distanza di alcuni chilometri) mentre la soggiacenza si attesta ad una profondità di ca. 10 m da piano campagna (*Allegato 2*).

## 1.3 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), di cui si riporta in *Figura 4* uno stralcio, non individua alcuno scenario 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

Secondo la D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014 della Regione Lombardia, il Comune di Codogno appartiene alla **zona sismica 3** (Figura 4).

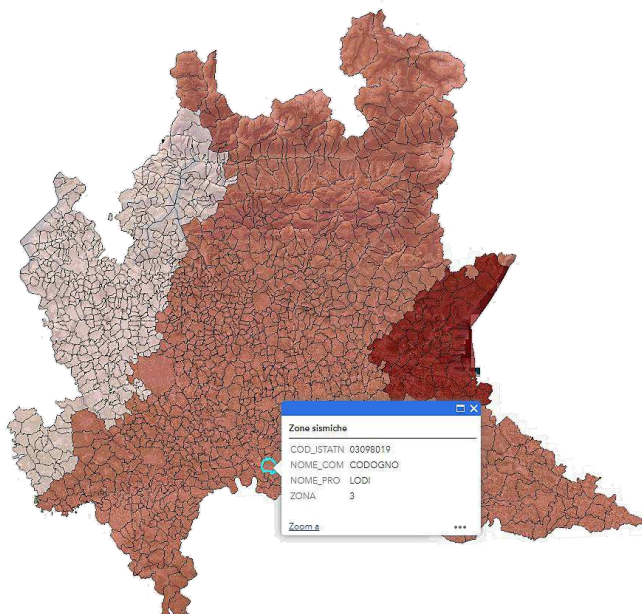


Figura 4: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

## 1.5 Vincoli e fattibilità geologica

L'area d'indagine 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 2A-Fattibilità con modeste limitazioni** per “vulnerabilità intrinseca del primo acquifero”; in seguito vengono riportate le relative prescrizioni:

### ***CLASSE 2A - Vulnerabilità intrinseca del primo acquifero***

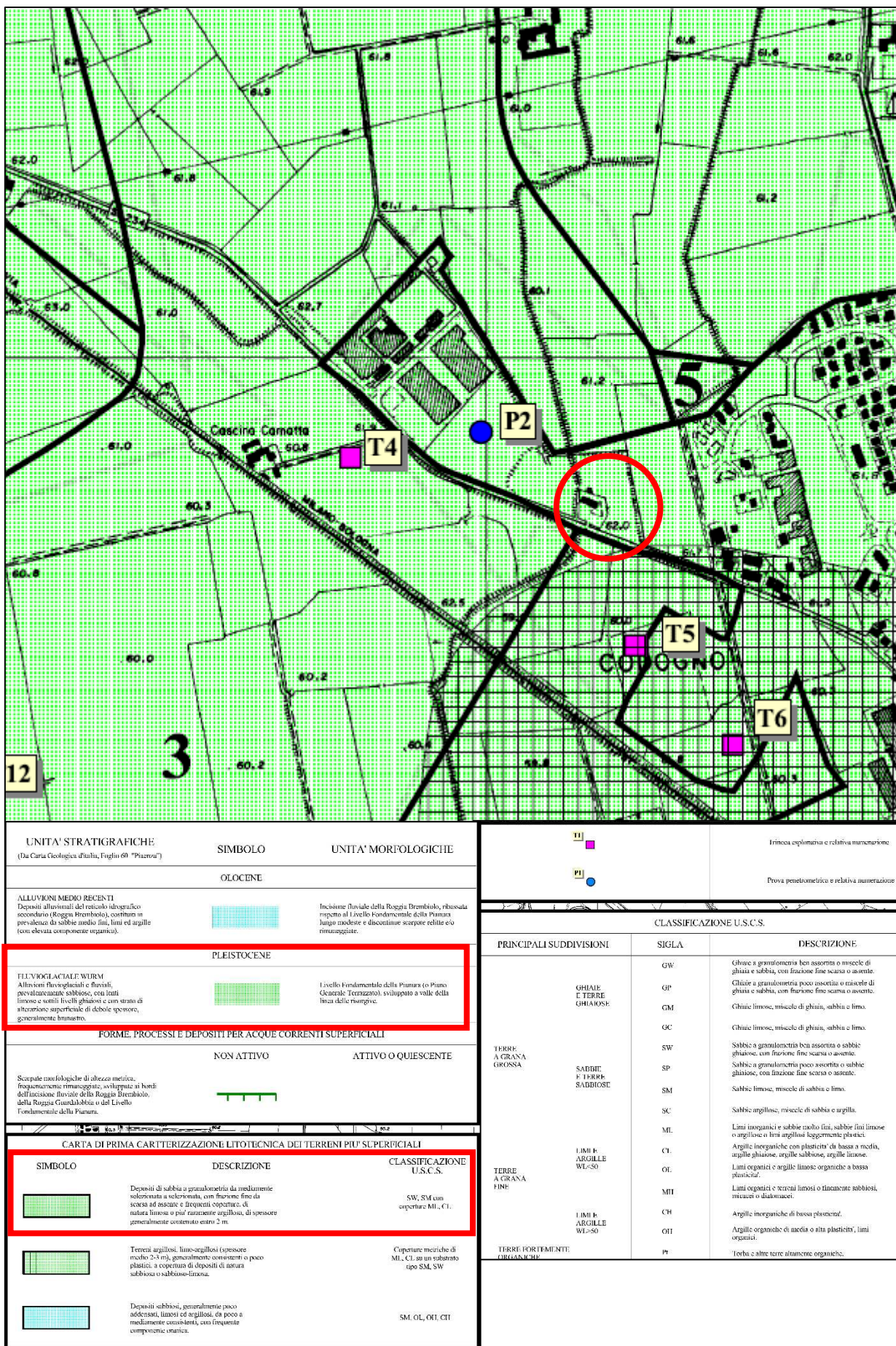
Visti i generali indici di vulnerabilità intrinseca del primo acquifero, fenestrato anche dai pozzi che alimentano la rete acquedottistica comunale, allo scopo di tutelare le acque sotterranee da possibili contaminazioni o alterazioni qualitative, qualsiasi intervento che possa costituire una potenziale sorgente di inquinamento (quale lo stoccaggio di sostanze inquinanti e di reflui, gli impianti di depurazione, lo scarico di acque reflue nel suolo, la dispersione di fanghi utilizzati anche a scopi agronomici ecc.) dovrà essere preceduto da uno studio circostanziato sulla fattibilità dell'attività in progetto in relazione alla vulnerabilità dell'acquifero, prevedendo soluzioni finalizzate a evitare o mitigare l'impatto sulla risorsa idrica sotterranea in relazione anche ai suoi potenziali utilizzi.

## **ALLEGATI 1 - 4**

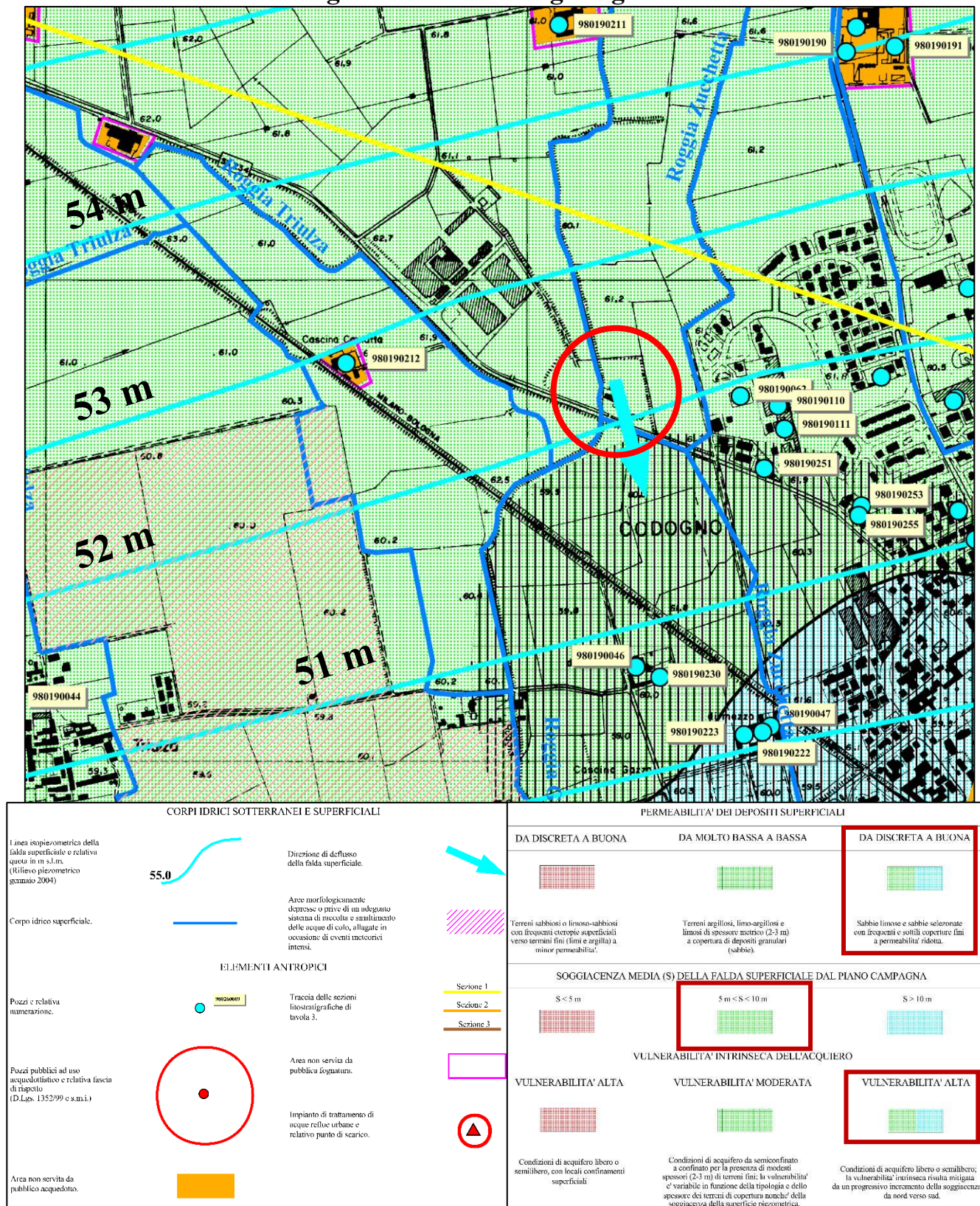
*(Tratti da: “Comune di Codogno – Studio geologico del territorio comunale”, anno 2004 e “Studio geologico, idrogeologico e sismico del PGT: valutazione della componente sismica”, anno 2010)*

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

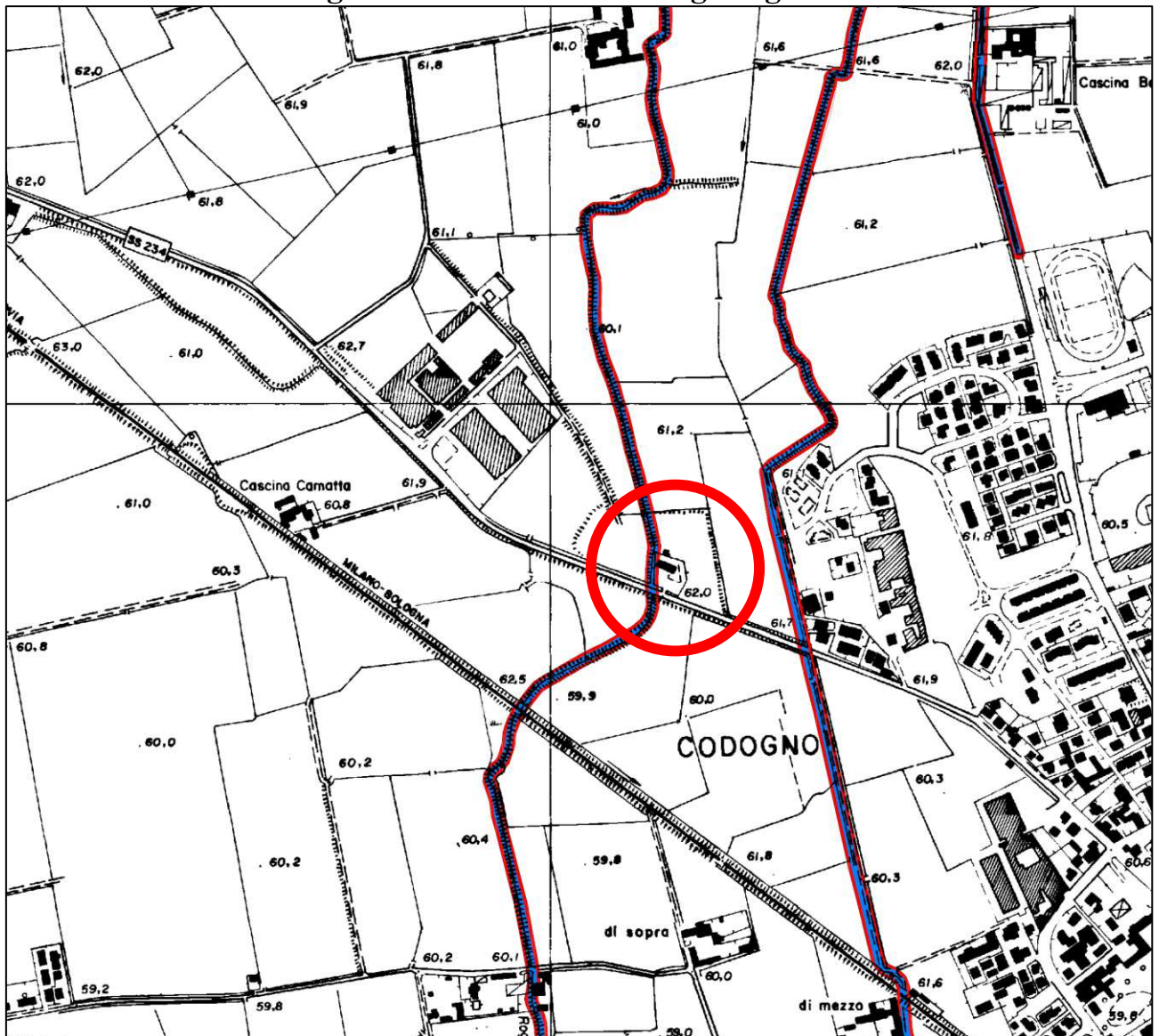
## Allegato 1 – Carta geologica e geomorfologica



## Allegato 2 – Carta idrogeologica



### Allegato 3 – Carta dei vincoli geologici



#### LEGENDA

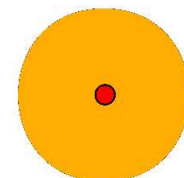
##### ELEMENTI IDROGRAFICI

Vincoli di polizia idraulica sul reticolo idrografico  
(principale e di bonifica) ai sensi del T.U. 368/1904  
e del 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)



##### TUTELE E SALVAGUARDIE DERIVANTI DAL P.T.C.P.

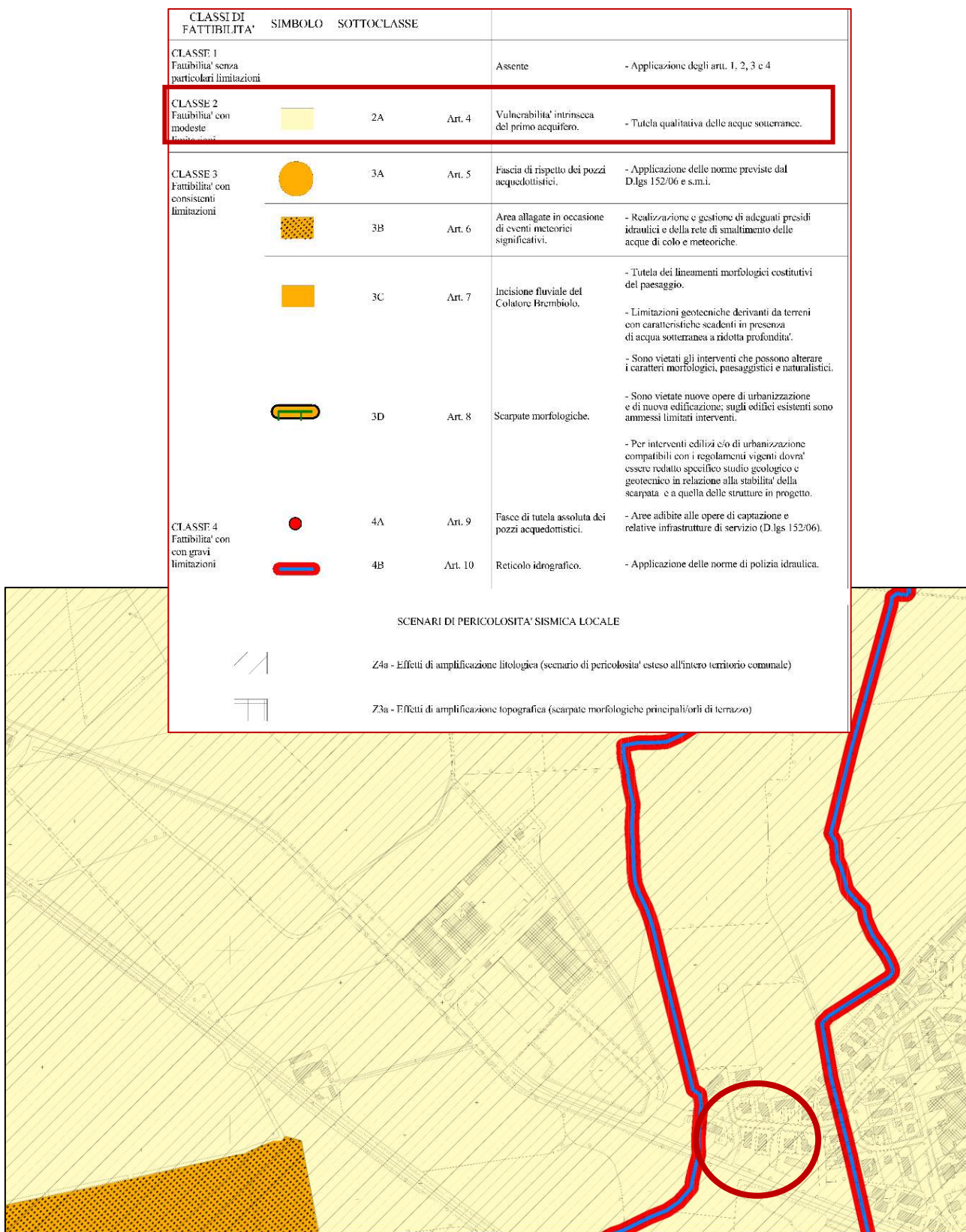
Orli di terrazzo (Art. 20 N.d.A.)



Ambiti caratterizzati dalla presenza di elementi  
geomorfologici rilevanti (Art. 28 N.d.A.)



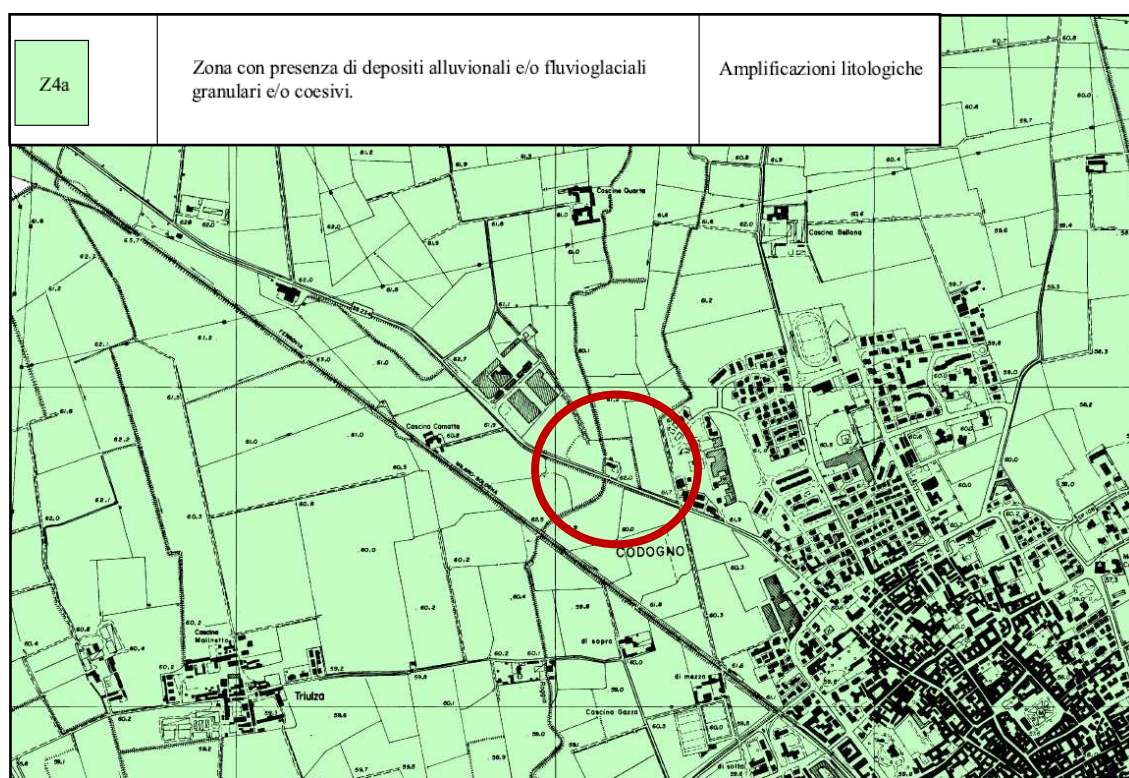
## Allegato 4 – Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano



## PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Il Comune di Codogno appartiene alla **zona sismica 3** (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e, facendo riferimento allo studio geologico del P.G.T., il sito in esame rientra nello scenario di **pericolosità sismica locale Z4a**, ovvero “zona con presenza di depositi alluvionali e fluvioglaciali granulari e/o coesivi”, nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche dei terreni (amplificazione litologica, *Figura 1*).

Nei capitoli seguenti verranno illustrati i risultati dell’analisi sismica di 2° livello ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 eseguita per quantificare l’amplificazione sismica propria del sito e stabilire la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC18 sufficiente a considerare tali aspetti (D.g.r. X/5001/2016). Quest’ultima consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni.



*Figura 1: Scenario di pericolosità sismica locale per l'area in esame (D.g.r. IX/2616/2011).*

## 2.1 Analisi sismica di secondo livello

L'analisi di secondo livello prevede la caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, ovvero è stato “quantificato” l'effetto delle condizioni locali in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto. La procedura prevede il confronto del valore di Fa caratteristico dell'area (Fa\_sito - FAC) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita (detto “di soglia” - FAS), contenuto in un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia.

Nella determinazione dei valori di Fa si è fatto riferimento a quanto specificato nell'Allegato 5 della D.g.r. IX/2616/2011.

Per il Comune di Codogno i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

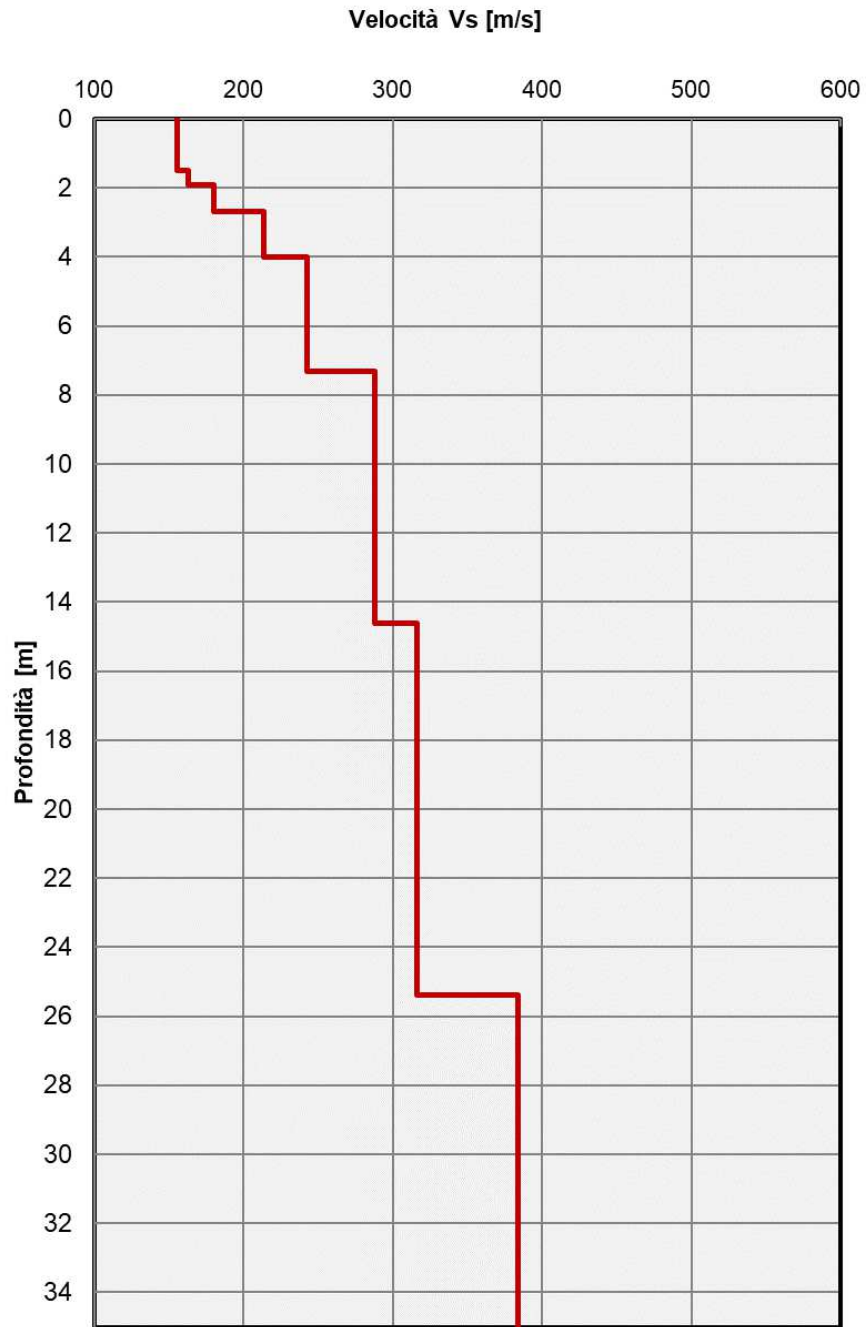
| Fa_soglia - FAS |         |         |         |         |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|
| Intervallo      | Suolo B | Suolo C | Suolo D | Suolo E |
| 0.1-0.5         | 1.4     | 1.8     | 2.2     | 1.9     |
| 0.5-1.5         | 1.7     | 2.4     | 4.1     | 3.0     |

*Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Codogno - Regione Lombardia.*

### ***Stima degli effetti litologici***

Nella stima e nell'attendibilità degli effetti litologici propri dell'area in esame, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una indagine geofisica MASW.

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde all'attuale piano campagna).



| Strato | Spessore [m] | Vs [m/s] | Profondità |
|--------|--------------|----------|------------|
| 1      | 1,5          | 156      | 1,5        |
| 2      | 0,4          | 163      | 1,9        |
| 3      | 0,8          | 180      | 2,7        |
| 4      | 1,3          | 214      | 4          |
| 5      | 3,3          | 243      | 7,3        |
| 6      | 7,3          | 288      | 14,6       |
| 7      | 10,8         | 316      | 25,4       |
| 8      | 15           | 384      | 40,4       |

Sulla base delle caratteristiche dei terreni di substrato e dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che, nel caso specifico, risulta essere quella “sabbiosa”. All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale tra 250 e 300 m/s (media dei primi 3-4 m del profilo Vs-z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

| Curva    | Tratto polinomiale                       | Tratto logaritmico                 | Tratto rettilineo     |
|----------|--|------------------------------------|-----------------------|
|          | $0.03 \leq T \leq 0.45$                  | $0.45 < T \leq 0.80$               | $T > 0.80$            |
| <b>2</b> | $F_{a0.1-0.5} = -8.65T^2 + 5.44T + 0.84$ | $F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$ | $F_{a0.1-0.5} = 1.00$ |

mentre per il calcolo di Fa nell'intervallo 0.5-1.5, l'equazione della curva 2 risulta:

| Curva    | $0.08 \leq T \leq 0.80$                            | $0.80 < T \leq 1.80$               |
|----------|--|------------------------------------|
| <b>2</b> | $F_{a0.5-1.5} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93$ | $F_{a0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$ |

in cui T è il periodo proprio del sito, calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left( \frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con  $V_s > 800$  m/s). Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nella prova MASW.

Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

| ID            | Scheda   | Periodo $T_0$ | FAC (0.1-0.5) | FAC (0.5-1.5) |
|---------------|----------|---------------|---------------|---------------|
| <b>Area 1</b> | sabbiosa | 0.36 s        | <b>1.7</b>    | <b>1.6</b>    |

A questo punto, il valore di  $F_a$  proprio del sito deve essere confrontato con il valore  $F_a$  di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 17.01.2018, sulla base del valore di  $V_{S,eq}$ . Poiché il bedrock sismico è posto oltre 30 m dal piano fondazionale, secondo le NTC18 il valore di  $V_{S,eq}$  coincide con il valore di  $V_{S,30}$ .

| Quota fondazioni da p.c. | $V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s] | Categoria sottosuolo |
|--------------------------|---------------------------|----------------------|
| -1.0 m                   | 289                       | C                    |
| -2.0 m                   | 299                       | C                    |
| -3.0 m                   | 307                       | C                    |
| -4.0 m                   | 314                       | C                    |
| -5.0 m                   | 320                       | C                    |

In *tabella 2* si effettua il confronto tra i valori di  $F_a$  proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore  $F_a$  di soglia, da cui emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s ( $FAC \leq FAS$ ).

| Area | Cat.<br>Sottosuolo | Fa (0.1-0.5) |         |                            | Fa (0.5-1.5) |         |                            |
|------|--------------------|--------------|---------|----------------------------|--------------|---------|----------------------------|
|      |                    | FAC          | FAS     | Verifica<br>$FAC \leq FAS$ | FAC          | FAS     | Verifica<br>$FAC \leq FAS$ |
| 1    | C                  | 1.7          | 1.8+0.1 | SI                         | 1.6          | 2.4+0.1 | SI                         |

*Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.*

Sulla base dei risultati ottenuti dall'applicazione dell'analisi sismica di 2° livello è possibile applicare lo spettro di risposta elastico secondo le NTC18 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo C (approccio semplificato).

## 2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2 e 3 del D.M. 17.01.2018* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione rappresenta il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto del suolo.

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

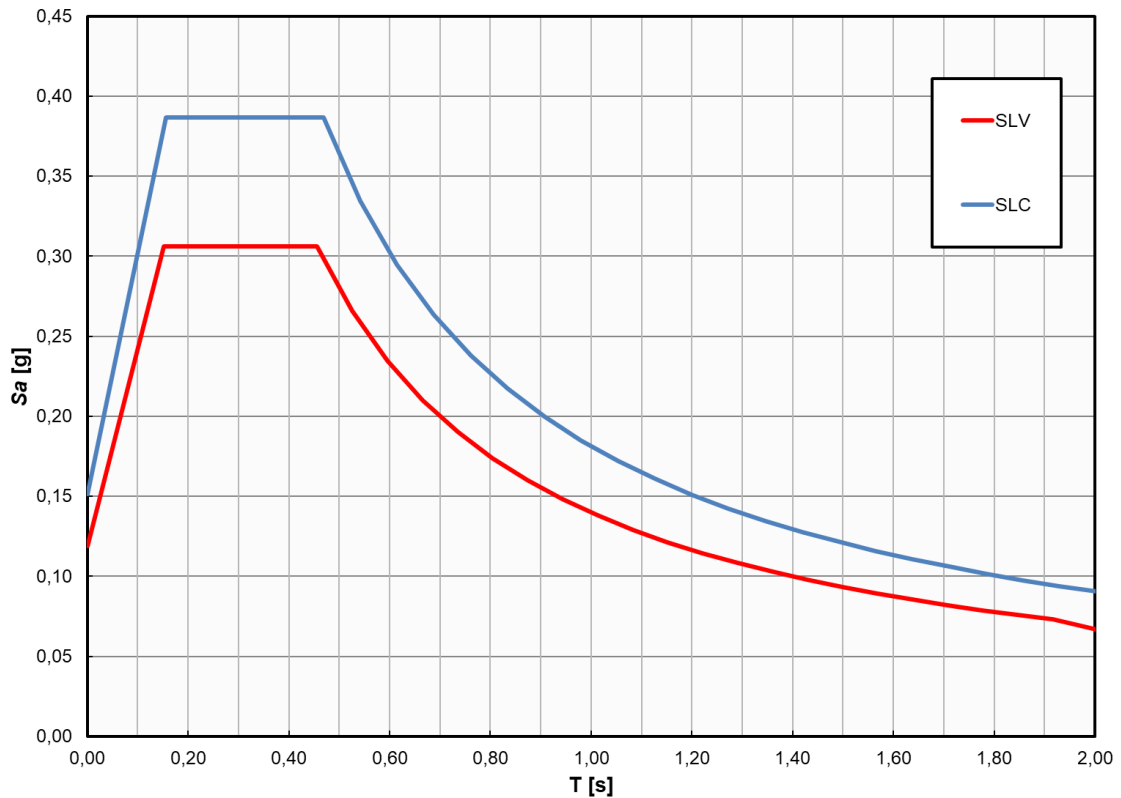
- Vita nominale della struttura:  **$V_N = 50$  anni**;
- **Classe d'uso = II**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  **$V_R = 50$  anni** ( $C_U = 1.0$ );
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: 45.167719; 9.690315] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

|            | <b>P<sub>VR</sub></b> | <b>T<sub>R</sub></b> | <b>a<sub>g</sub></b> | <b>F<sub>0</sub></b> | <b>T<sub>C</sub>*</b> |
|------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
|            |                       | [anni]               | [g]                  |                      | [s]                   |
| <b>SLO</b> | 81%                   | 30                   | 0,030                | 2,533                | 0,201                 |
| <b>SLD</b> | 63%                   | 50                   | 0,036                | 2,572                | 0,219                 |
| <b>SLV</b> | 10%                   | 475                  | 0,079                | 2,576                | 0,289                 |
| <b>SLC</b> | 5%                    | 975                  | 0,101                | 2,554                | 0,300                 |

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

|            | <b>S<sub>s</sub></b> | <b>C<sub>c</sub></b> | <b>S</b> | <b>T<sub>B</sub></b> | <b>T<sub>C</sub></b> | <b>T<sub>D</sub></b> |
|------------|----------------------|----------------------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|
|            |                      |                      |          | [s]                  | [s]                  | [s]                  |
| <b>SLO</b> | 1.500                | 1.783                | 1.500    | 0.119                | 0.358                | 1.718                |
| <b>SLD</b> | 1.500                | 1.732                | 1.500    | 0.127                | 0.380                | 1.744                |
| <b>SLV</b> | 1.500                | 1.582                | 1.500    | 0.152                | 0.457                | 1.917                |
| <b>SLC</b> | 1.500                | 1.562                | 1.500    | 0.156                | 0.469                | 2.004                |

In *Figura 2* 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 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.*

### **2.3 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). Secondo le NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica ai fenomeni di liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

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

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale  $a_{max} = 0.12g$  ( $a_{max} = a_g \cdot S_s$  – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento  $M_w = 6.14$  (in prossimità del bordo della zona 911 “*Tortona-Bobbio*”);
- ✓ CRR calcolato utilizzando l'analisi semplificata basata sulle correlazioni proposte da *Robertson e Wride* (1998) fondate sulla resistenza penetrometrica misurata nella prova CPT; in *figura 3* sono riportati i valori di CRR relativamente ai soli livelli granulari caratterizzati da un valore del fattore IC  $< 2.6$  (terreni liquefacibili);
- ✓ CSR calcolato dalla formula  $CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d$  (NCEER 1998);
- ✓ Falda di calcolo = 8.0 m da piano campagna (valore di soggiacenza cautelativo ridotto di 2 m rispetto a quanto indicato dalla *Carta Idrogeologica* del P.G.T.).

Dai risultati si evince come i terreni di fondazione investigati abbiano un **potenziale nullo ai fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.**

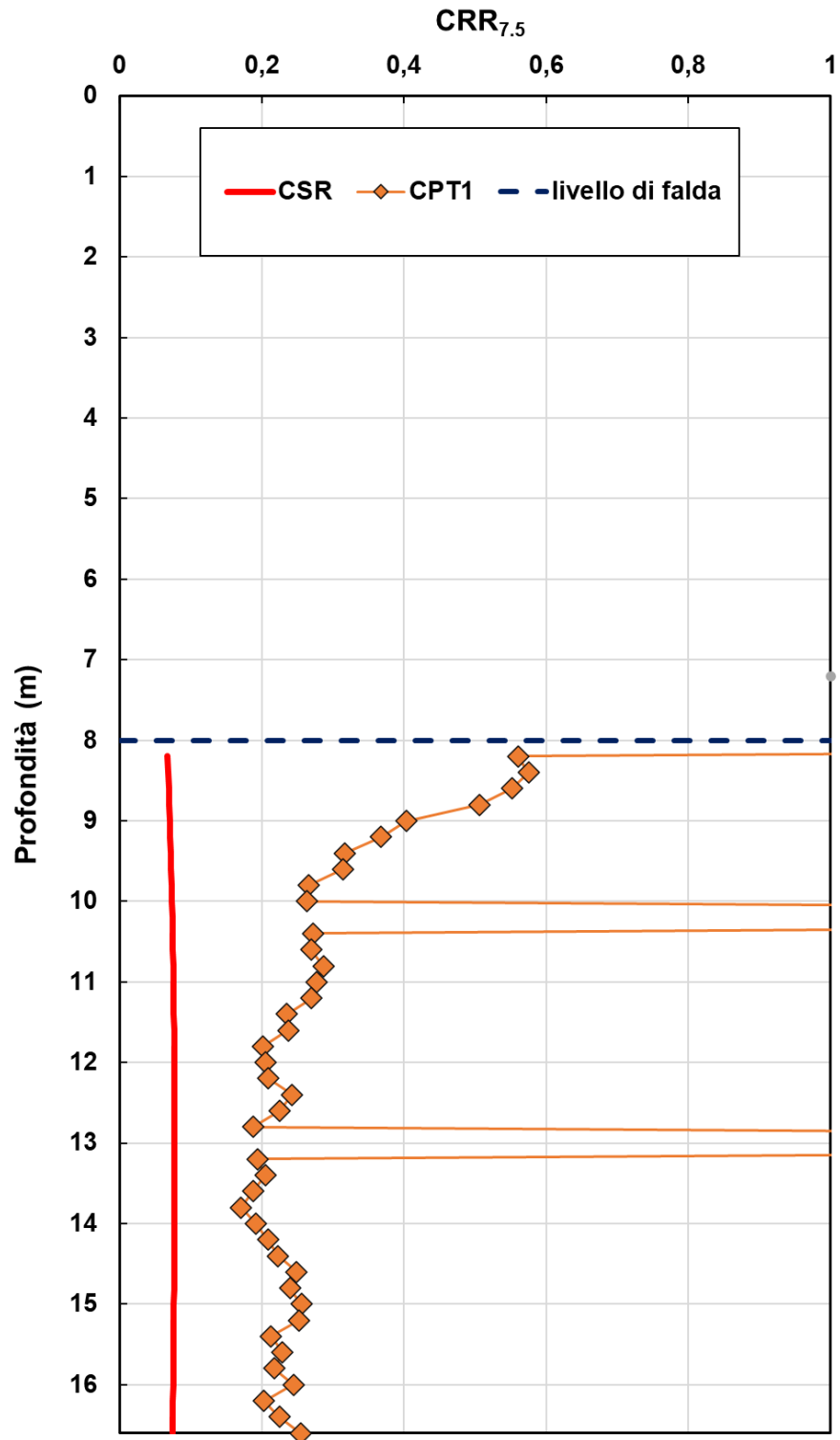


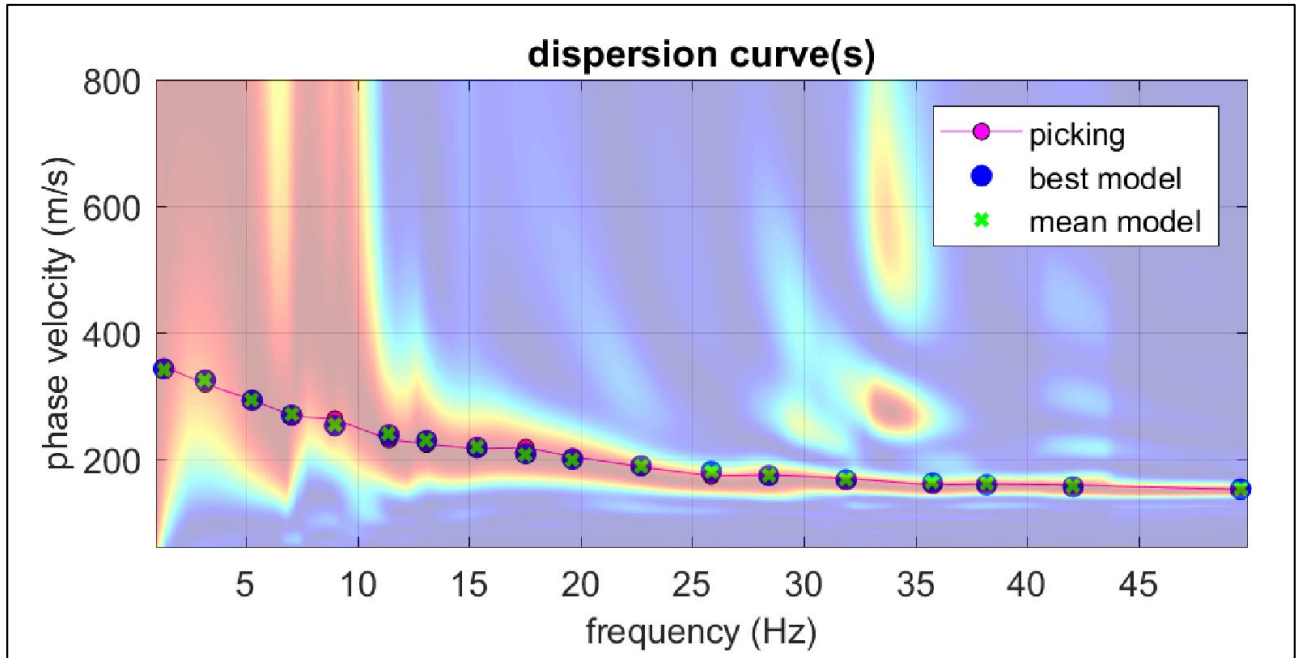
Figura 2 – Analisi ai fenomeni di liquefazione (CSR-CRR in funzione della profondità)

## **Indagine MASW**

Acq. attiva: 24 geofoni; interdistanza geofonica = 1.0 m, Sorgente = 6-10 m,  $T_s = 1$  msec,  
 $T_L = 2$  sec.



*Curva di dispersione e picking*



## PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

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

Come accennato in premessa, lo studio geotecnico si è avvalso dei risultati delle seguenti indagini:

- n. 1 prova penetrometrica statica a punta meccanica (CPT), spinta ad una profondità massima di 16.6 m da piano campagna (profondità entro la quale si è raggiunto il rifiuto strumentale);
- n. 1 trincea esplorativa volta alla diretta osservazione dei depositi superficiali oltre che a consentire l'esecuzione di n. 2 prove di permeabilità per determinare la capacità disperdente dei terreni.

L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 5*.

#### **Trincea esplorativa e prova di permeabilità**

L'indagine si è concretizzata attraverso una trincea esplorativa realizzata con pala meccanica fino a ca. 2.8 m di profondità da piano campagna, il cui profilo stratigrafico è riportato in *Allegato 7*; al suo interno sono state eseguite n. 2 prove di permeabilità a carico variabile alla profondità di 1.5 m e 2.8 m (*Allegato 8*).

Durante le prove di permeabilità sono stati registrati gli abbassamenti del livello dell'acqua nei diversi intervalli di tempo, successivamente riprodotti nel grafico "abbassamenti/tempi".

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

$$k = \frac{d(h_2 - h_1)}{32(t_2 - t_1)h_m}$$

dove

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

$b$  = lato del pozzetto;

$d$  = diametro del pozzetto

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

Nella seguente tabella si riportano le misure registrate durante l'esecuzione delle prove di permeabilità a carico variabile ed i relativi grafici "abbassamenti/tempi". Svolgendo opportunamente i calcoli si ottengono i seguenti valori di permeabilità:

| Prova di permeabilità | Profondità<br>[m] | Permeabilità<br>[m/s]                      |
|-----------------------|-------------------|--|
| <b>K1</b>             | 1.5               | <b><math>k = 6.25 \cdot 10^{-4}</math></b> |
| <b>K2</b>             | 2.8               | <b><math>k = 3.75 \cdot 10^{-7}</math></b> |

Dai risultati si evince una discreta permeabilità (evidenziato in verde) dell'orizzonte sabbioso superficiale (si tratta probabilmente di materiale riportato per il rialzo del piano campagna) e una bassa permeabilità per il sottostante deposito limo-argilloso (evidenziato in colore rosso).

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

*Classi di permeabilità (Casadio & Elmi, 1995)*

### 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:

- Rp (o qc) / profondità;
- Rl / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto Rp/Rl 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/Rl  | Litologia                       |
|-----------------|---------------------------------|
| qc/fs < 15      | Torba o argilla organica        |
| 15 < qc/fs < 30 | Limo o argilla inorganica       |
| 30 < qc/fs < 60 | Limo sabbioso o sabbia limosa   |
| qc/fs > 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 ( $\phi$ ) 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 $\phi$

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:

$$\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$
$$\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

Metodo di KOPPEJAN:

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.

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

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.

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

**COESIONE NON DRENATA CU.**

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

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

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

**MODULO DI DEFORMAZIONE E.**

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

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

**MODULO EDOMETRICO ED.**

E' stato calcolato attraverso:

- la correlazione empirica  $R_p$ - $C_u$  definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

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

- la correlazione di Mitchell & Gardner (1975):

$$E_d \text{ (kg / cmq)} = \alpha R_p$$

dove  $R_p$  è la resistenza alla punta e  $\alpha$  è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno.

*COTTI S.r.l.*  
*Via Leonardo da Vinci - Codogno (LO)*

**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.

### 3.2 Modello geotecnico di riferimento




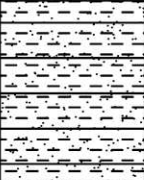
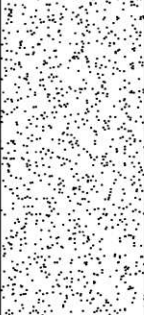
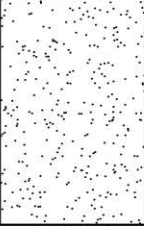
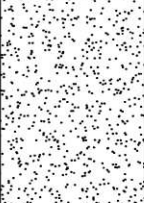
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il sottosuolo delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche sovrapposte che presentano caratteristiche differenti;
- 2) in fase di esecuzione delle indagini non è stato possibile rilevare la soggiacenza di falda a causa del franamento del foro penetrometrico; per i successivi calcoli è stato utilizzato il valore suggerito dal P.G.T. (10 m dal piano campagna).

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 Tv</b> | Si tratta di terreno vegetale e relativo orizzonte di alterazione rilevato sino ad una profondità di ca. 1-1,2 m da piano campagna.  |
| <b>Unità A</b>  | È un deposito incoerente in matrice sabbiosa, poco addensato e di discrete caratteristiche geotecniche, per il quale sono stati calcolati valori di angolo di attrito $\Phi = 28^{\circ}$ - $29^{\circ}$ e moduli di deformazione $E = 120$ - $180 \text{ kg/cm}^2$ .  |
| <b>Unità B</b>  | A partire da una profondità di ca. 2,4 m, la netta diminuzione delle resistenze penetrometriche descrive un deposito coesivo a matrice limo-argillosa (atipico per il contesto territoriale di Codogno), per il quale è stato calcolato un valore di coesione non drenata $C_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ e modulo edometrico $E_d = 40 \text{ kg/cm}^2$ . |
| <b>Unità C</b>  | A una profondità di ca. 5 m, le resistenze penetrometriche caratterizzano un deposito prevalentemente sabbioso mediamente addensato per il quale sono stati calcolati angoli d'attrito $\Phi = 30^{\circ}$ - $32^{\circ}$ e moduli di deformazione $E = 250$ - $320 \text{ kg/cm}^2$ .   |
| <b>Unità D</b>  | Si tratta di un orizzonte scarsamente addensato e di caratteristiche modeste ( $\Phi = 27^{\circ}$ - $29^{\circ}$ ; $E = 120 - 160 \text{ kg/cm}^2$ ).   |
| <b>Unità E</b>  | Oltre 13,2 m da piano campagna le resistenze $R_p$ delineano un deposito analogo alla soprastante <i>Unità C</i> ( $\Phi = 30^{\circ}$ - $32^{\circ}$ ; $E = 250 - 320 \text{ kg/cm}^2$ ).   |

Il profilo geotecnico di riferimento è rappresentato nella seguente figura.

| <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: left;">  </div> <div style="text-align: right;"> <b>COTTI S.r.l.</b><br/>           Località: Via Leonardo da Vinci, Codogno (LO)<br/><br/>           Profondità della falda da pc (m): 10 m         </div> </div> |   |  |   |                                |   |                                     |                             |
|---|---|--|---|--------------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------------|
| Profondità<br>(m)   | Colonna<br>stratigrafica  | Descrizione  | Modulo<br>edometrico<br>coesivi<br>(kg/cmq) | Modulo di<br>Young<br>(kg/cmq) | Peso di<br>volume<br>naturale<br>(t/mc) | Coesione<br>non drenata<br>(kg/cmq) | Angolo di<br>attrito<br>(°) |
| 1.00  |    | Unità Tv: Terreno vegetale e<br>orizzonte di alterazione | nc  | nc                             | 1.6                                     | nc                                  | nc                          |
| 2.40  |    | Unità A: Sabbia mediamente<br>addensata                  | nc  | 180                            | 1.8                                     | nc                                  | 29                          |
| 5.20  |    | Unità B: Limo argilloso/sabbioso                         | 40  | nc                             | 1.8                                     | 0.5                                 | nc                          |
| 9.80  |   | Unità C: Sabbia addensata                                | nc  | 280                            | 1.8                                     | nc                                  | 31                          |
| 13.20   |  | Unità D: Sabbia mediamente<br>addensata                  | nc  | 160                            | 1.8                                     | nc                                  | 28                          |
| 16.60   |  | Unità E: Sabbia addensata                                | nc  | 280                            | 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**

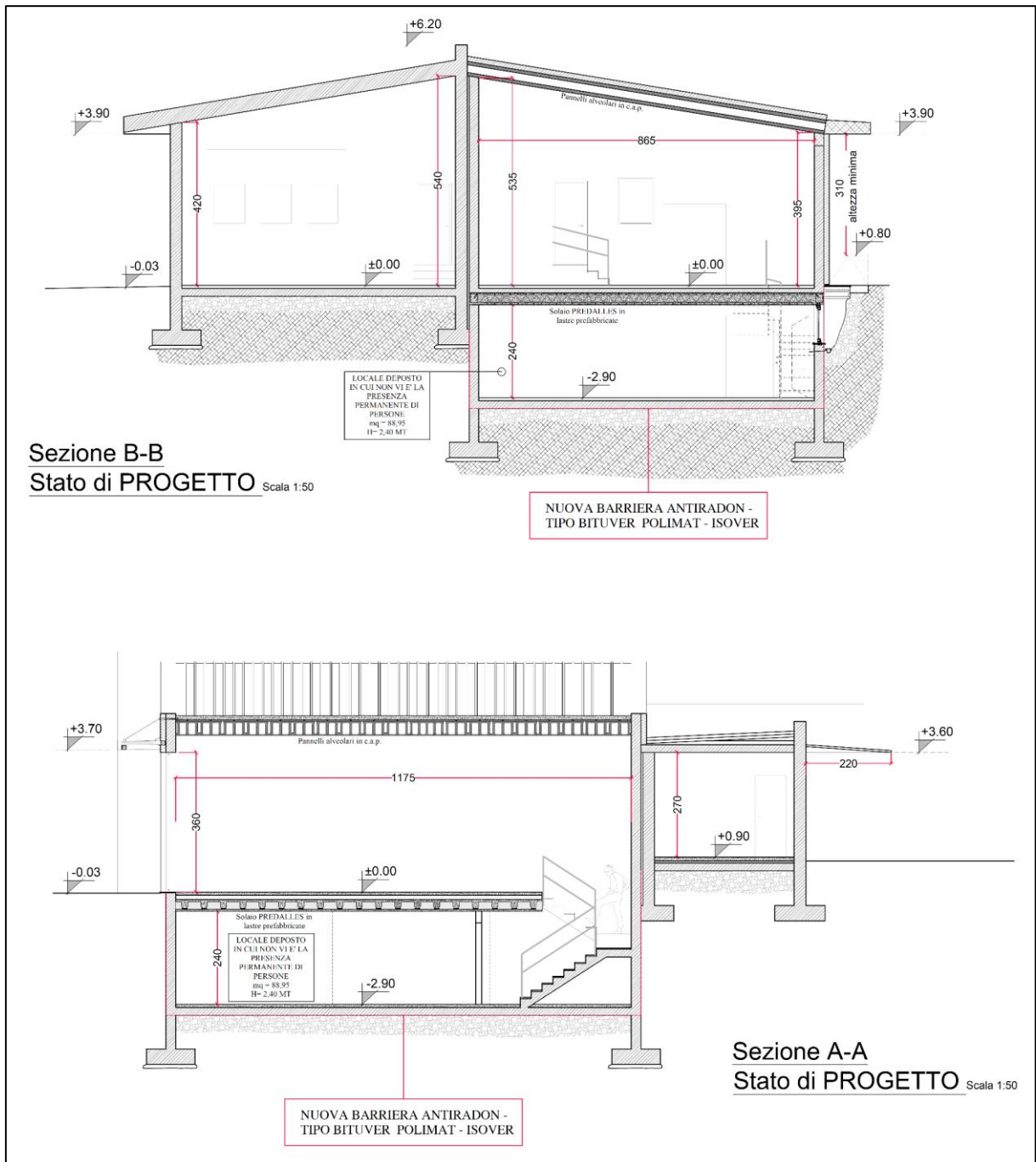
Nel corso della verifica di cui al presente studio è stata calcolata la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 17.01.2018.

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.

Il progetto prevede l'ampliamento dell'edificio esistente tramite la realizzazione di un nuovo corpo di fabbrica parzialmente dotato di volume interrato 2,9 m da piano campagna (*figura 1*); sulla base del modello geotecnico innanzi definito, è stata calcolata la risposta geotecnica dei terreni nelle seguenti ipotesi progettuali:

**- IPOTESI PROGETTUALE 1:** *fondazione nastriforme posata entro l'Unità A con un incastro nei terreni ("D") di almeno 0.6 m, alla profondità minima di 1.0 m da piano campagna evitando qualsiasi interazione con eventuali orizzonti di riporto e/o terreno vegetale di incerte caratteristiche geotecniche;*

**- IPOTESI PROGETTUALE 2 (volume interrato):** *fondazione nastriforme posata entro l'Unità B con un incastro nei terreni ("D") di almeno 0.6 m, alla profondità di 4.0 m da piano campagna.*



*Figura 1 – Sezioni di progetto (tavola fornita dalla Committenza)*

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  $A1+M1+R3$ .

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

$R_d/E_d \geq 1$

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

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

### IPOTESI PROGETTUALE 1

Tipologia di fondazione = **nastriforme**  
 Profondità minima di posa= **1.0 m** dal piano campagna  
 Incastro minimo (D) nei terreni = **0.6 m**  
 Terreno di fondazione = **Unità A** (evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione superficiale indipendentemente dal suo spessore)

#### *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:

| B [cm] | L [cm] | $q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}$ [kPa] | $\gamma_R$ | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kPa] | Rd [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml | Rd [kN]/ml |
|--------|--------|----------------------------------|-----------------|------------|--|-----------------------------|-----------------------------|------------|
| 100    | 100    | 3,72                             | 364,81          | 2,3        | 1,62   | 158,61                      | 16,17                       | 158,61     |
| 120    | 100    | 4,03                             | 395,21          | 2,3        | 1,75   | 171,83                      | 21,03                       | 206,20     |
| 150    | 100    | 4,50                             | 441,30          | 2,3        | 1,96   | 191,87                      | 29,35                       | 287,80     |
| 180    | 100    | 4,59                             | 450,13          | 2,3        | 2,00   | 195,71                      | 35,92                       | 352,27     |

### IPOTESI PROGETTUALE 2 – volume interrato

Tipologia di fondazione = **nastriforme**  
 Profondità di posa= **4.0 m** dal piano campagna  
 Incastro minimo (D) nei terreni = **0.6 m**  
 Terreno di fondazione = **Unità B**

#### *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:

| B [cm] | L [cm] | $q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}$ [kPa] | $\gamma_R$ | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kPa] | Rd [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml | Rd [kN]/ml |
|--------|--------|----------------------------------|-----------------|------------|--|-----------------------------|-----------------------------|------------|
| 100    | 100    | 2,39                             | 234,38          | 2,3        | 1,04   | 101,90                      | 10,39                       | 101,90     |
| 120    | 100    | 2,39                             | 234,38          | 2,3        | 1,04   | 101,90                      | 12,47                       | 122,28     |
| 150    | 100    | 2,39                             | 234,38          | 2,3        | 1,04   | 101,90                      | 15,59                       | 152,86     |
| 180    | 100    | 2,39                             | 234,38          | 2,3        | 1,04   | 101,90                      | 18,70                       | 183,43     |

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

Per le due ipotesi progettuali stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo “Settle3” di Rocscience, la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale.

*Nelle seguenti tabelle si riportano le azioni (Ed) in grado di contenere i cedimenti entro i limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30 mm) per le ipotesi progettuali.*

**IPOTESI PROGETTUALE 1 (senza interrato)**

| B [cm] | L [cm] | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}/\gamma_R$ [kPa] | Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml | Ed [kN]/ml | Cedimento S<br>(mm) |
|--------|--------|--|--------------------------|-----------------------------|------------|---------------------|
| 100    | 100    | 1,53   | 150,04                   | 15,30                       | 150,04     | 28-30               |
| 120    | 100    | 1,32   | 129,45                   | 15,84                       | 155,34     | 28-30               |
| 150    | 100    | 1,13   | 110,82                   | 16,95                       | 166,22     | 28-30               |
| 180    | 100    | 1,02   | 100,03                   | 18,36                       | 180,05     | 28-30               |

**IPOTESI PROGETTUALE 2 (con volume interrato)**

| B [cm] | L [cm] | $q_{lim}/\gamma_R$<br>[kg*cm <sup>-2</sup> ] | $q_{lim}/\gamma_R$ [kPa] | Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]/ml | Ed [kN]/ml | Cedimento S<br>(mm) |
|--------|--------|--|--------------------------|-----------------------------|------------|---------------------|
| 100    | 100    | 1,04   | 101,99                   | 10,40                       | 101,99     | 4-6                 |
| 120    | 100    | 1,04   | 101,99                   | 12,48                       | 122,39     | 4-6                 |
| 150    | 100    | 1,04   | 101,99                   | 15,60                       | 152,98     | 5-7                 |
| 180    | 100    | 1,04   | 101,99                   | 18,72                       | 183,58     | 6-8                 |

Nel calcolo dei cedimenti per l'ipotesi progettuale riguardante il volume interrato è già stato considerato l'effetto determinato dal peso del terreno che verrà rimosso, il quale avrà agito da carico di pre-consolidazione sul piano di posa della fondazione (effetto “galleggiamento” o “flottazione”): ipotizzando un peso di volume del terreno pari ad almeno 1.8 t/m<sup>3</sup>, ogni metro di interramento ridurrà di 0.18 kg/cm<sup>2</sup> il carico effettivamente responsabile del consolidamento del terreno.

*Dai risultati appare evidente come le opere fondazionali produrranno differenti cedimenti anche a parità di azioni strutturali (Ed) e geometrie: pertanto, in sede progettuale dovranno essere opportunamente considerati i comportamenti differenziali dovuti sia alle diverse caratteristiche delle unità geotecniche entro cui verranno impostate le fondazioni che alle loro differenti geometrie. Al tal proposito, si suggerisce di non collegare rigidamente le strutture in progetto con quelle esistenti per evitare lesioni derivanti da comportamenti differenziali (cedimenti*

***e/o risentimenti sismici) oltre che da possibili interferenze (dirette o indirette) tra le opere fondazionali del fabbricato esistente e quelle in progetto.***

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.

### **3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive**

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

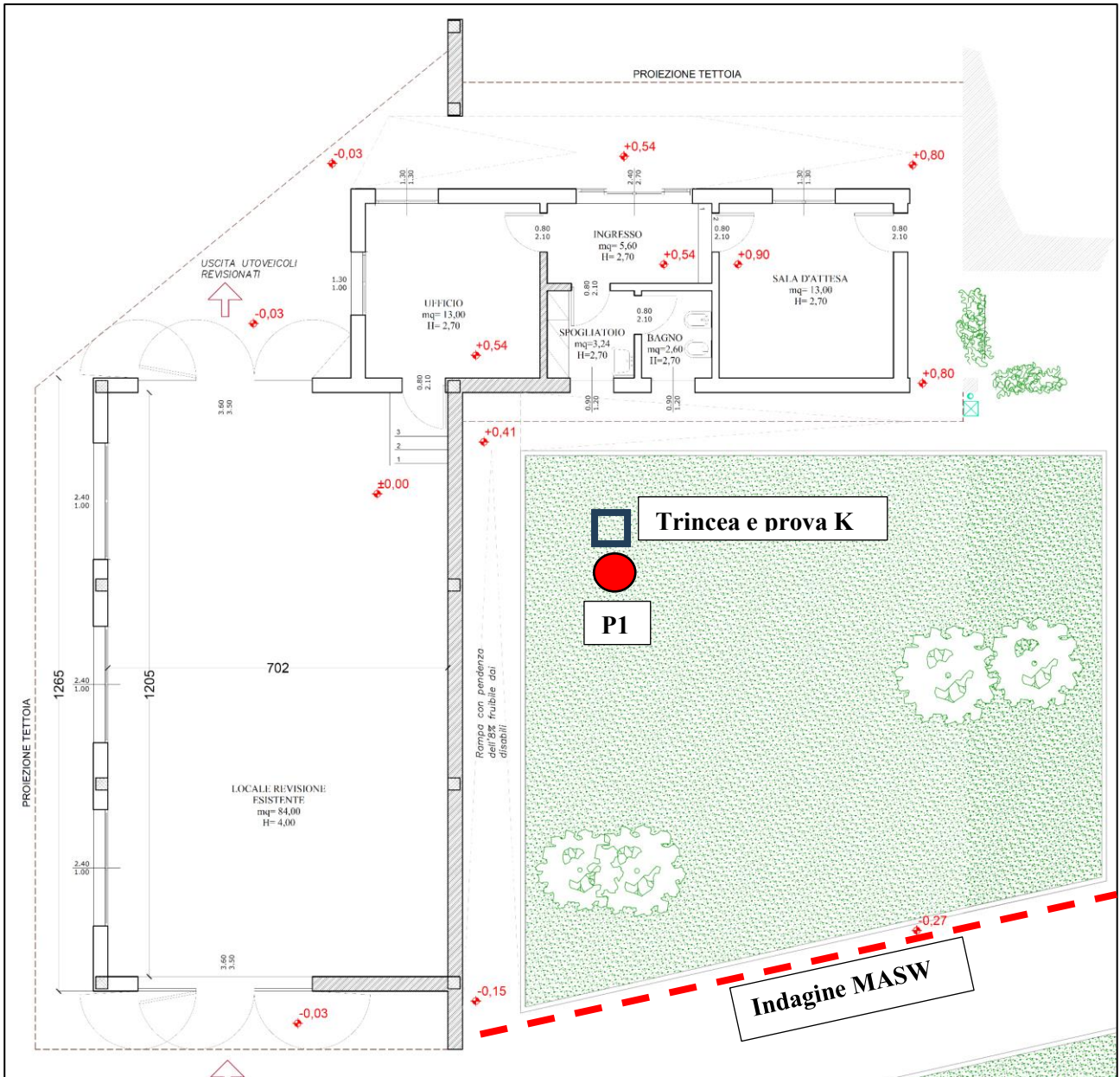
1. La capacità portante di un terreno, e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate sarà necessario 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. Negli scavi di fondazione più profondi si consiglia di verificare la natura e l'estensione del deposito coesivo definito come "unità B", di caratteristiche atipiche per il contesto territoriale di Codogno, adeguando le valutazioni circa le risposte geotecniche nel caso presentasse caratteristiche e/o geometrie deposizionali differenti da quanto rilevato indirettamente dalla prova penetrometrica.
5. In considerazione dei risultati delle prove di permeabilità (che confermano la presenza di un substrato scarsamente permeabile), nella realizzazione dei sistemi disperdenti sarà necessario prestare attenzione affinché le acque disperse non investano il volume interrato dell'edificio di progetto a danno delle strutture: a tale scopo si suggerisce l'impermeabilizzazione delle strutture perimetrali e di fondo della porzione di edificio interrato.

Codogno, 02.08.2023

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


## ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini



## **ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche**

### **PROVE PENETROMETRICHE STATICHE A PUNTA MECCANICA (CPT)**

#### **DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



*Figura 1 – verticale d'indagine P1*

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI E RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA’  
GEOTECNICHE

| CPT P.1 |     |       | Unità geotecniche |
|---------|-----|-------|-------------------|
| Prof.   | Rp  | Rp+Rl |                   |
| m       | kg  | kg    |                   |
| 0,2     | -   |       | Unità Tv          |
| 0,4     | 14  | 23    |                   |
| 0,6     | 22  | 30    |                   |
| 0,8     | 50  | 64    |                   |
| 1,0     | 69  | 92    |                   |
| 1,2     | 88  | 109   | Unità A           |
| 1,4     | 130 | 176   |                   |
| 1,6     | 170 | 209   |                   |
| 1,8     | 160 | 213   |                   |
| 2,0     | 128 | 164   |                   |
| 2,2     | 73  | 109   |                   |
| 2,4     | 49  | 110   |                   |
| 2,6     | 19  | 55    | Unità B           |
| 2,8     | 14  | 33    |                   |
| 3,0     | 11  | 24    |                   |
| 3,2     | 9   | 16    |                   |
| 3,4     | 10  | 18    |                   |
| 3,6     | 12  | 20    |                   |
| 3,8     | 16  | 25    |                   |
| 4,0     | 13  | 26    |                   |
| 4,2     | 11  | 19    |                   |
| 4,4     | 9   | 16    |                   |
| 4,6     | 7   | 12    |                   |
| 4,8     | 14  | 20    |                   |
| 5,0     | 23  | 36    |                   |
| 5,2     | 36  | 59    |                   |
| 5,4     | 155 | 173   | Unità C           |
| 5,6     | 164 | 244   |                   |
| 5,8     | 109 | 180   |                   |
| 6,0     | 107 | 156   |                   |
| 6,2     | 105 | 143   |                   |
| 6,4     | 110 | 162   |                   |
| 6,6     | 126 | 187   |                   |
| 6,8     | 148 | 205   |                   |
| 7,0     | 145 | 213   |                   |
| 7,2     | 141 | 207   |                   |
| 7,4     | 144 | 204   |                   |
| 7,6     | 159 | 221   |                   |
| 7,8     | 156 | 222   |                   |
| 8,0     | 150 | 220   |                   |
| 8,2     | 163 | 225   |                   |
| 8,4     | 166 | 233   |                   |
| 8,6     | 166 | 241   |                   |
| 8,8     | 166 | 223   |                   |
| 9,0     | 140 | 198   |                   |
| 9,2     | 161 | 202   |                   |
| 9,4     | 142 | 191   |                   |
| 9,6     | 119 | 160   |                   |
| 9,8     | 112 | 156   |                   |

|      |     |     |         |
|------|-----|-----|---------|
| 10,0 | 77  | 104 | Unità D |
| 10,2 | 44  | 70  |         |
| 10,4 | 51  | 79  |         |
| 10,6 | 101 | 137 |         |
| 10,8 | 117 | 161 |         |
| 11,0 | 120 | 166 |         |
| 11,2 | 117 | 152 |         |
| 11,4 | 84  | 122 |         |
| 11,6 | 113 | 146 |         |
| 11,8 | 116 | 152 |         |
| 12,0 | 140 | 162 |         |
| 12,2 | 122 | 157 |         |
| 12,4 | 102 | 143 |         |
| 12,6 | 70  | 102 | Unità E |
| 12,8 | 86  | 108 |         |
| 13,0 | 54  | 72  |         |
| 13,2 | 62  | 115 |         |
| 13,4 | 234 | 256 |         |
| 13,6 | 114 | 133 |         |
| 13,8 | 76  | 105 |         |
| 14,0 | 83  | 112 |         |
| 14,2 | 128 | 159 |         |
| 14,4 | 157 | 202 |         |
| 14,6 | 164 | 192 |         |
| 14,8 | 134 | 185 |         |
| 15,0 | 114 | 159 |         |
| 15,2 | 118 | 152 |         |
| 15,4 | 106 | 152 |         |
| 15,6 | 130 | 160 |         |
| 15,8 | 102 | 142 |         |
| 16,0 | 84  | 122 |         |
| 16,2 | 114 | 152 |         |
| 16,4 | 140 | 169 |         |
| 16,6 | 119 | 172 |         |

### PROFILI PENETROMETRICI



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

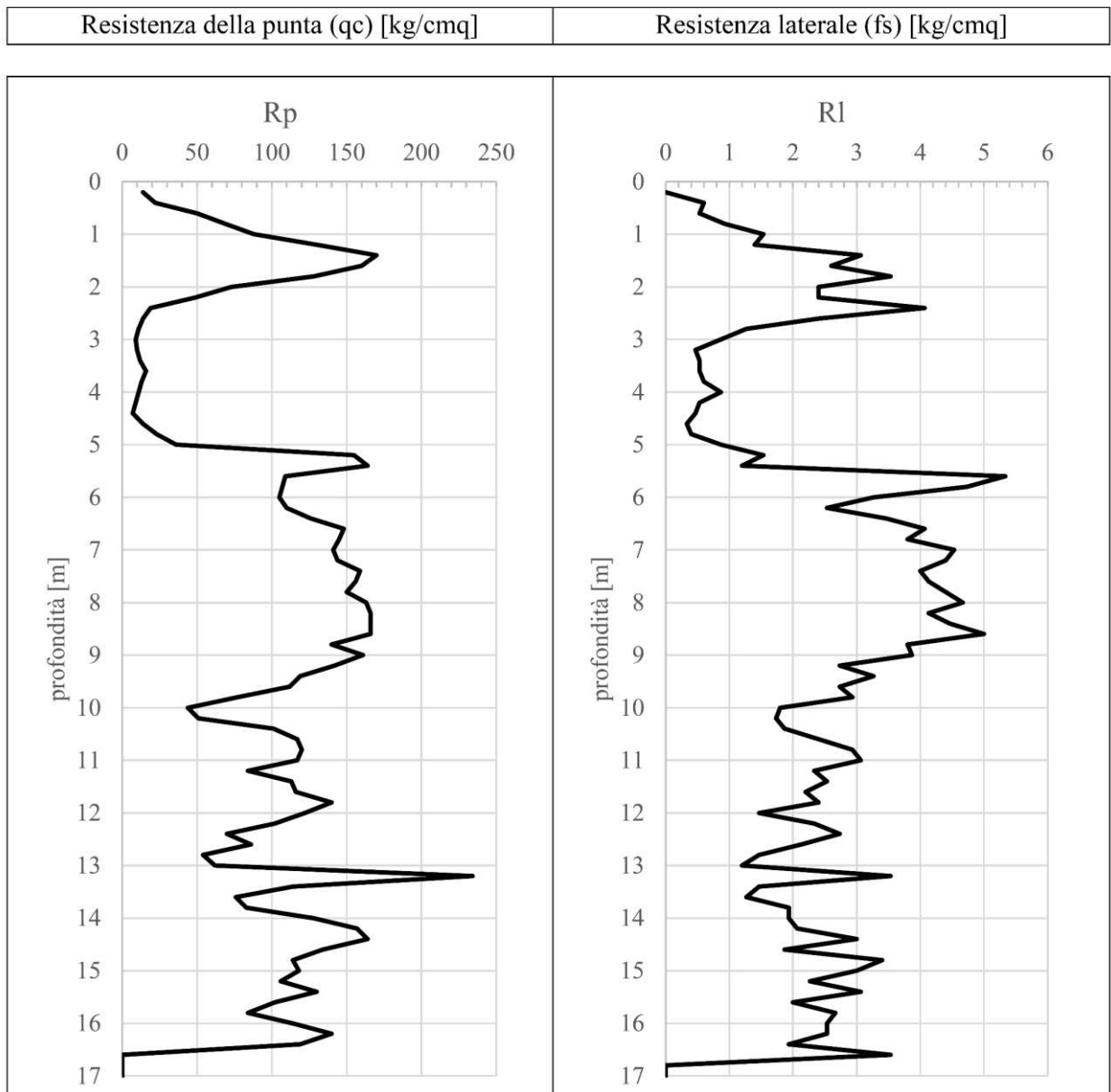
Committente: Cotti S.r.l.

Località: Codogno (LO)

Data: 13/06/2023     Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)

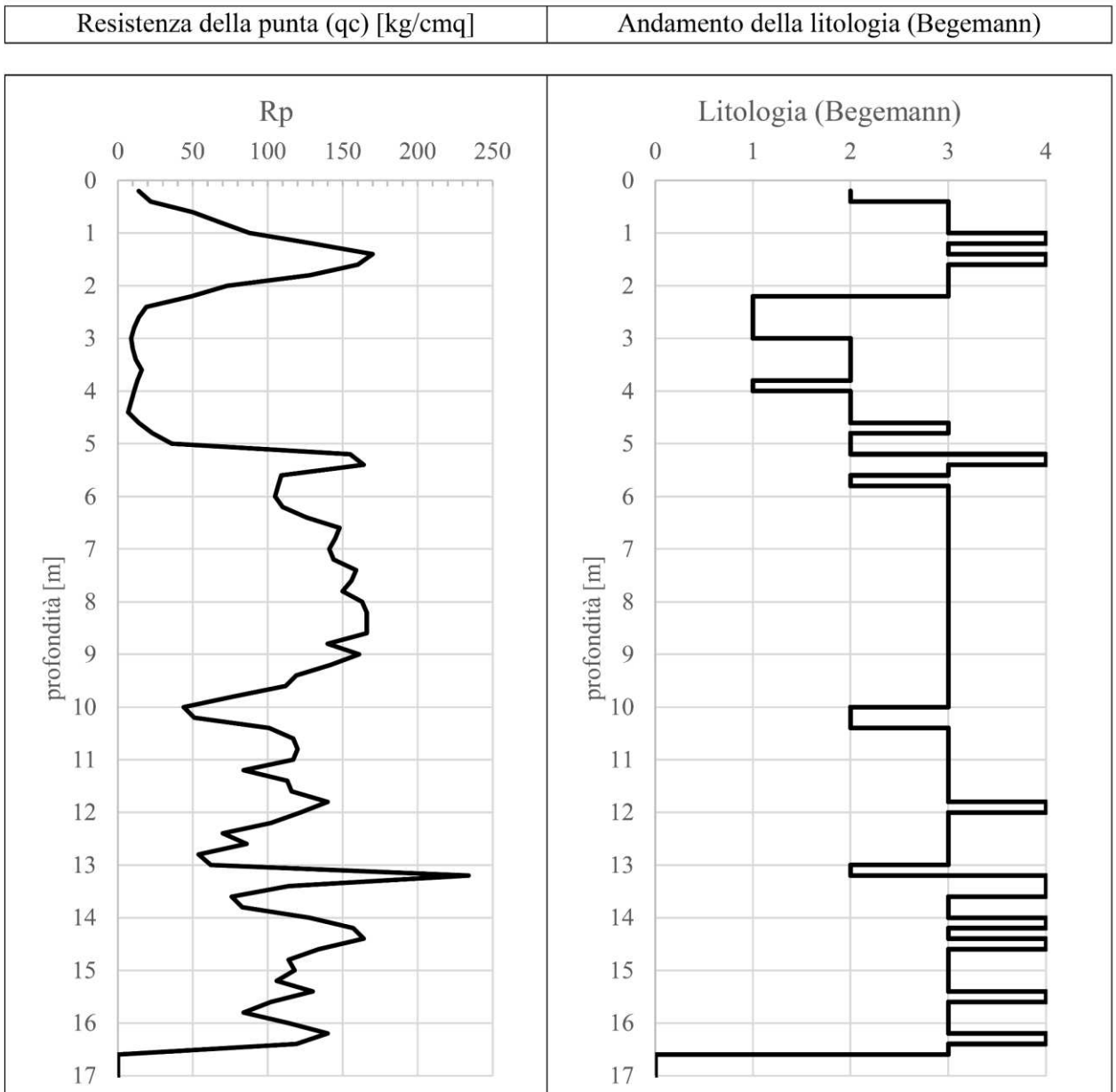
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata

### Grafico della prova



|  |   |
|--|---|
| Committente: Cotti S.r.l.                        |   |
| Località: Codogno (LO)                           |   |
| Data: 13/06/2023                                 | Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1) |
| Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata |   |

### 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

### ALLEGATO 7 – Trincea esplorativa

| <u>profondità (m. da p.c.)</u> |      |   |      | <u>Classificazione<br/>USCS</u> | <u>Natura dei terreni</u>   |
|--------------------------------|------|---|------|---------------------------------|---|
| Da                             | 0.00 | a | 0.30 | /                               | Terreno vegetale: limo con sabbia e presenza di apparati radicali |
| Da                             | 0.30 | a | 1.00 | ML                              | Limo sabbioso di color marrone                                    |
| Da                             | 1.00 | a | 2.50 | SM                              | Sabbia grigia   |
| Da                             | 2.50 | a | 2.80 | ML                              | Limo argilloso con torba  |
| <i>falda: assente</i>          |      |   |      |                                 |   |



## ALLEGATO 8 – Prova di permeabilità

### PROVA K (1,50 m da p.c.)

| Tempo (secondi) | Tempo (minuti) | Livello (cm) | Abbassamento (cm) |
|-----------------|----------------|--------------|-------------------|
| 0               | 0,00           | 14,00        | 0,00              |
| 20              | 0,20           | 0,00         | 14,00             |

Diagramma abbassamenti - tempo

