

# COMUNE DI CODOGNO

PROVINCIA DI LODI

## PIANO ATTUATIVO

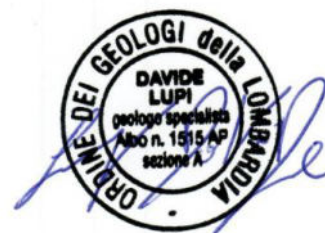
### DI RIGENERAZIONE URBANA

### IN VIA BASSI ANG. VIA COSTA

## RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA– SISMICA SUI TERRENI DI FONDAZIONE

Committente: AB ONE S.r.l.

Via Tertulliano, 58  
20137 MILANO (MI)



DATA	REVISIONE	REDATTO	NOTE
1 Luglio 2025	0	LUPI	

**Dott. Geol. Davide Lupi**

Cascina Cà Tanzino, 28 – 26845 CODOGNO (LO)

Cell. 338 6605315 – e-mail: [info@lupigeologo.it](mailto:info@lupigeologo.it)

1.	PREMESSA.....	4
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO .....	5
3.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	10
4.	VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO.....	12
5.	CLASSE DI FATTIBILITA' E VINCOLI CHE INSISTONO SULL'AREA IN ESAME .....	13
6.	PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA).....	14
7.	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	16
7.1.	Prova penetrometrica dinamica SCPT.....	16
7.2.	Prova penetrometrica statica (CPT).....	19
8.	MODELLO GEOLOGICO DEL SITO.....	23
9.	MODELLO DI RIFERIMENTO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA.....	24
10.	DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITA' DEI TERRENI .....	27
10.1.	Modalità di esecuzione della prova.....	27
10.2.	Risultati.....	29
11.	ANALISI SISMICA.....	31
11.1.	Normativa Nazionale.....	31
11.2.	Normativa Regionale.....	35
12.	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE.....	35
13.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.....	37
13.1.	Misura delle Vseq tramite prove sismiche.....	39
13.1.1.	Prova MASW.....	39
13.1.2.	Acquisizione dei dati.....	40
13.1.3.	Elaborazione dati e analisi dei risultati.....	41
14.	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	43
15.	VERIFICA DELLA POSSIBILITA' DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE.....	45
16.	CAPACITA' PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE .....	48
16.1.	Fondazione a trave rovescia a -2.30 metri dal piano campagna.....	53
16.1.1.	Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU).....	53
16.1.2.	Verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	54
17.	CONCLUSIONI.....	55
	ALLEGATO.....	59

<i>Fig. 1: immagine da satellite con indicata l'area di indagine.....</i>	<i>5</i>
<i>Fig. 2: estratto carta geologica 1:100.000 Foglio 60 – Piacenza.....</i>	<i>8</i>
<i>Fig. 3: estratto Tavola 1: carta geologica e geomorfologica del PGT vigente.....</i>	<i>9</i>
<i>Fig. 4: estratto Tavola 2: carta idrogeologica del PGT vigente.....</i>	<i>11</i>
<i>Fig. 5: estratto dalla carta Fattibilità – Sud del PGT vigente.....</i>	<i>13</i>
<i>Fig. 6: grafico prova penetrometrica P1.....</i>	<i>18</i>
<i>Fig. 7: postazione prova penetrometrica P1.....</i>	<i>19</i>
<i>Fig. 8: grafico prova penetrometrica P2.....</i>	<i>21</i>
<i>Fig. 9: postazione prova penetrometrica P2.....</i>	<i>22</i>
<i>Fig. 10: esecuzione prova di permeabilità K1.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 11: elaborazione prova K1.....</i>	<i>29</i>
<i>Fig. 12: classificazione sintetica della permeabilità dei terreni.....</i>	<i>30</i>
<i>Fig. 13: mappa di pericolosità sismica.....</i>	<i>32</i>
<i>Fig. 14: estratto dal progetto S1 dell'INGV.....</i>	<i>33</i>
<i>Fig. 15: sito in esame e reticolo di riferimento.....</i>	<i>36</i>
<i>Fig. 16: stendimento prova sismica MASW.....</i>	<i>40</i>
<i>Fig. 17: spettro di velocità MASW con "Pick".....</i>	<i>41</i>
<i>Fig. 18: profilo di velocità Vs.....</i>	<i>42</i>
<i>Fig. 19: estratto di calcolo.....</i>	<i>47</i>
<i>Fig. 20: stratigrafia di sintesi.....</i>	<i>53</i>
<i>Fig. 21: cedimenti attesi.....</i>	<i>54</i>
<i>Tab. 1: tabella con evidenziati gli epicentri dei terremoti.....</i>	<i>34</i>
<i>Tab. 2: coordinate dei vertici del reticolo e loro distanza dal sito in esame.....</i>	<i>36</i>
<i>Tab. 3: valori dei parametri per i periodi di ritorno TR di riferimento.....</i>	<i>37</i>
<i>Tab. 4: coefficienti sismici di sito.....</i>	<i>43</i>
<i>Tab. 5: valori soglia.....</i>	<i>45</i>
<i>Tab. 6: coefficienti parziali delle azioni.....</i>	<i>49</i>
<i>Tab. 7: coefficienti parziali per i parametri geotecnici.....</i>	<i>49</i>
<i>Tab. 8: coefficienti parziali per le resistenze.....</i>	<i>50</i>

## 1. PREMESSA

In ordine alla progettazione per la realizzazione Del Piano Attuativo di rigenerazione urbana in Via Bassi angolo Via Costa a Codogno (LO), la Società AB ONE s.r.l. ha commissionato allo scrivente la definizione delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione. La presente relazione è stata redatta ai sensi del *D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Lo studio è stato inoltre redatto ai sensi del Piano di Governo del Territorio vigente.

Allo scopo di definire le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione in data 24 Aprile 2025 sono state eseguite nr. 2 prove penetrometriche dinamiche spinte fino alla profondità massima di 7.8 metri da piano campagna (P1) i cui risultati hanno permesso di ricostruire la stratigrafia del terreno sul quale insiste il progetto e di ricavare i parametri geotecnici necessari ad una corretta progettazione strutturale.

Per classificare inoltre il terreno da un punto di vista sismico, come previsto dalla normativa vigente in pari data è stata realizzata anche una prova MASW che ha permesso, attraverso l'analisi delle onde di superficie generate artificialmente nel sottosuolo e registrate durante la prova, di definire la categoria di suolo mediante la definizione della velocità delle Onde S al di sotto del piano di imposta delle fondazioni.

E' stata infine realizzata una prova di permeabilità in foro per determinare il coefficiente di permeabilità dei terreni al fine dello studio di Invarianza Idraulica ed Idrologica ai sensi del R.R. nr. 7 del 23/11/2017 e s.m.i.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area di indagine dal punto di vista catastale è situata nel mappale 97 del Foglio 25 del Comune di Codogno (LO). E' collocata a circa 58 metri s.l.m, è pianeggiante ed è ubicata nel centro abitato.



*Fig. 1: immagine da satellite con indicata l'area di indagine*

La storia geologica della pianura padana si sviluppa in età quaternaria, nel corso del Pleistocene a partire da circa 500.000 anni, nel territorio compreso tra le catene neo-formate di Alpi ed Appennino che chiudono da tre lati un grande golfo che è libero da terre emerse solo ad est verso il mare Adriatico.

La struttura geologica attuale è stata determinata sostanzialmente dall'alternanza delle azioni di erosione, trasporto e deposito da parte dei corsi d'acqua che dalle montagne scendevano al mare.

Tuttavia, al di sotto dei depositi continentali affioranti (che raggiungono lo spessore di alcune centinaia di metri), è presente un basamento di origine marina, di cui le prospezioni geofisiche, eseguite nei decenni scorsi a scopo di ricerca petrolifera, hanno permesso di rilevare una situazione strutturale complessa e non priva di significato neotettonico.

Lo sviluppo geologico di questo lembo di Pianura Padana è strettamente legato all'evoluzione della catena appenninica in una fase tardiva della sua storia tettonogenetica: la pianura rappresenta il risultato del riempimento cominciato nel Pliocene, dapprima marino e poi continentale, dei bacini ampiamente subsidenti delle avanfosse padane.

A partire dal piede della catena appenninica, infatti, la coltre alluvionale immerge verso NNE e si ispessisce rapidamente sino all'altezza del Po mentre, a nord del Fiume, le immersioni assumono direzione opposta: queste geometrie sottolineano il coinvolgimento del materasso alluvionale nella fase di riempimento dei bacini di piggy-back, ospitati sui thrust embriciati a vergenza settentrionale.

A grandi linee le strutture sepolte sono costituite da sistemi di thrust e pieghe ad orientamento WNW-ESE, caratterizzati da ripetuti fenomeni di ondulazione assiale. La comparsa di tali strutture è generalmente riferibile ad una fase tettonica di età pliocenica media, come databile dalla discordanza esistente tra i sedimenti plio-pleistocenici marini ed il substrato sottostante. Tuttavia, la tettonica responsabile della strutturazione del substrato si è protratta anche in periodi più recenti (Braga et al., 1976; Pieri e Groppi, 1981), con un chiaro coinvolgimento quaternario della copertura sovrastante.

La situazione geomorfologica attuale è il prodotto del riempimento del bacino in subsidenza unito al processo di sollevamento che ha portato alla deposizione di depositi continentali. L'area indagata è compresa nella pianura alluvionale ed è caratterizzata da una forte omogeneità morfologica.

Come evidenziato dalla cartografia geologica ufficiale (Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 - Foglio n. 60 "Piacenza"), le unità affioranti in un intorno significativo dell'area di analisi sono tutte di origine continentale.

Tali unità, caratteristiche di ambienti deposizionali fluviali e di età compresa tra il Pleistocene medio-superiore e l'Olocene, sono:

- **Alluvioni recenti ed attuali** – comprendono rispettivamente le alluvioni dell'alveo di piena dei corsi d'acqua e quelle che formano il letto normalmente occupato dalle acque. Sono distribuite in fasce strette lungo i principali corsi d'acqua. Si tratta essenzialmente di ghiaie e ghiaie sabbiose; la presenza di sabbie, limi e argille, in lenti più o meno allungate è legata alle divagazioni dei corsi d'acqua.
- **Alluvioni antiche (Olocene)** – si tratta di ghiaie e ghiaie sabbiose poligeniche con lenti limoso-argillose. Costituiscono il sistema di terrazzi al di fuori dell'alveo di piena dei corsi d'acqua immediatamente sottostanti al livello fondamentale della pianura.
- **Fluvioglaciale Wurm-Riss (Pleistocene superiore)** – è costituito da depositi sabbiosi, limosi ed argillosi con lenti ghiaiose a ciottoli minuti; i depositi presentano un suolo bruno o brunastro, talora rossastro per dilavamento di paleosuoli preesistenti a monte e costituiscono il Livello Fondamentale della Pianura (o Piano Generale Terrazzato) sviluppato a valle della linea delle risorgive.

Nello specifico dell'area indagata i sedimenti affioranti sono riconducibili a depositi continentali di età pleistocenica costituiti in prevalenza da limi e sabbie e costituiscono il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura. Si tratta di fluvioglaciali e fluviali che la cartografia geologica ufficiale dell'area di studio classifica con la sigla **fg<sup>w</sup>** e che identifica



come "Alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, prevalentemente, con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi con strato di alterazione superficiale di debole spessore, generalmente brunastro".

Si sottolinea che l'area di indagine non presenta alterazioni geomorfologiche significative.

Nelle immagini seguenti si riporta uno stralcio del Foglio Geologico alla scala 1:100.000 e della carta geologica – geomorfologica del PGT vigente in cui ricade l'area in esame.

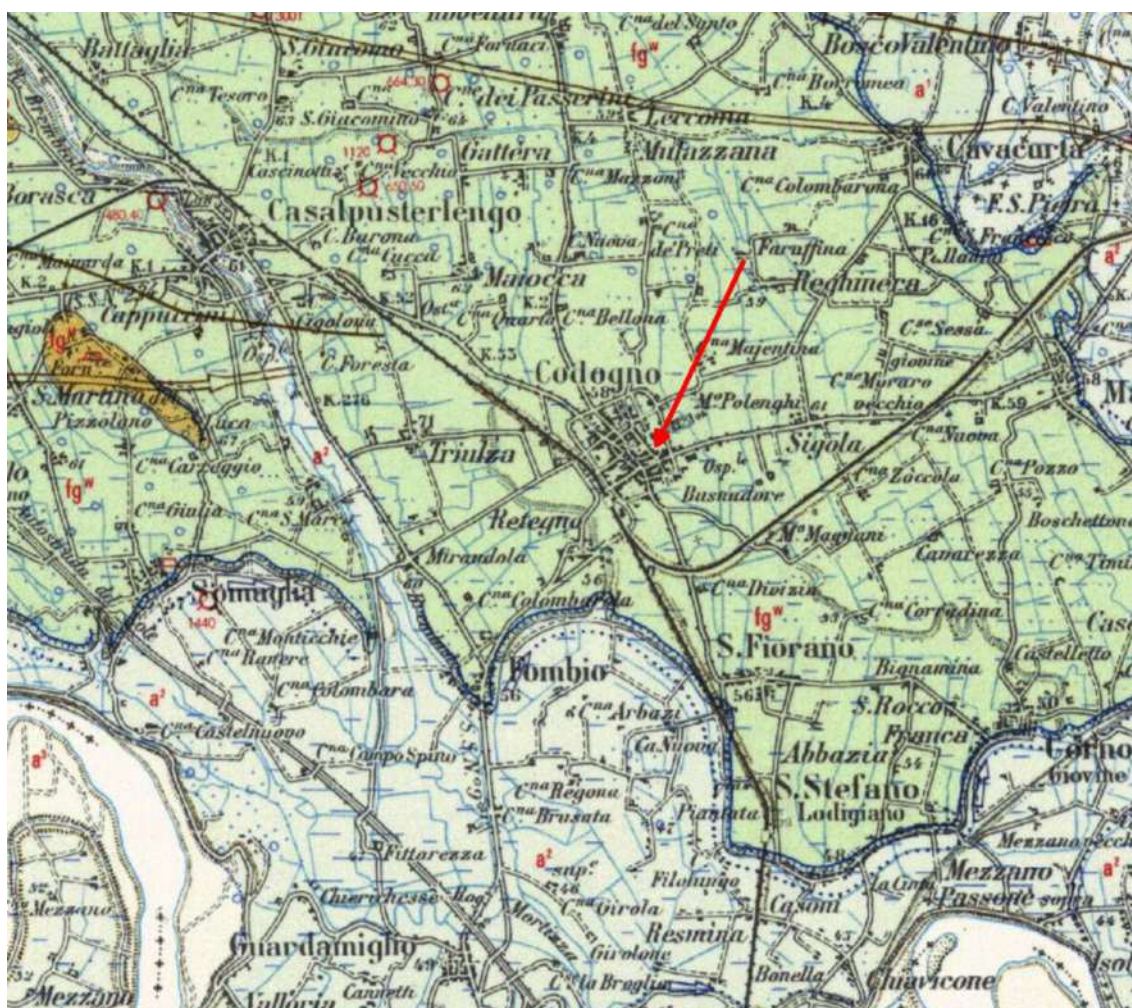
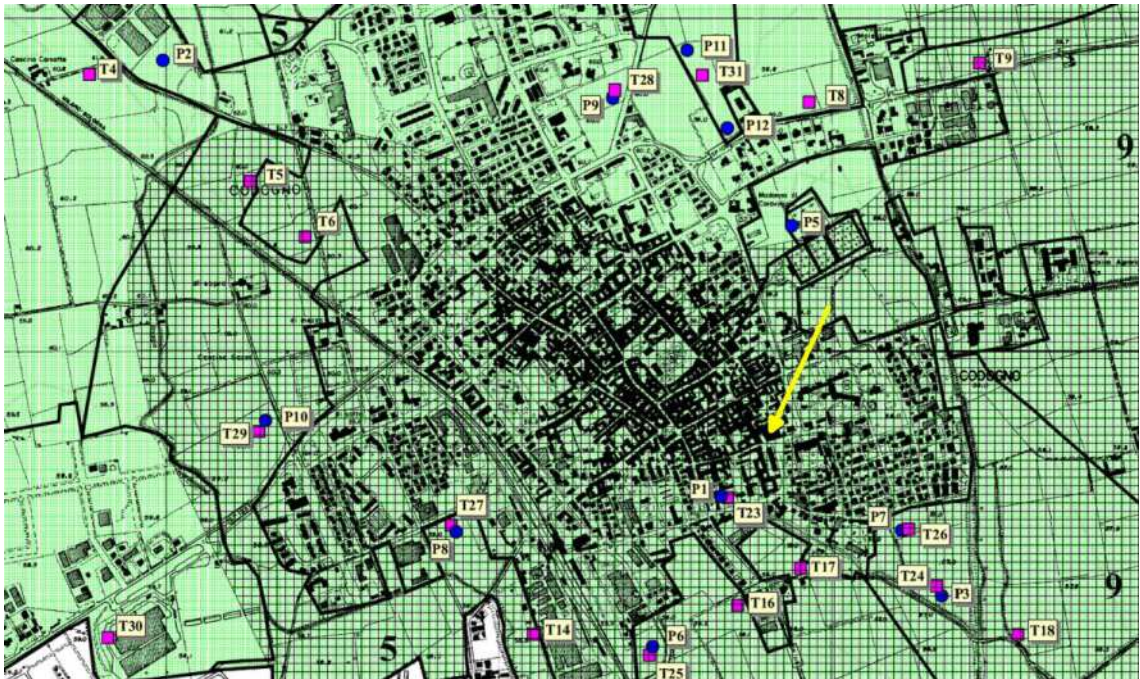


Fig. 2: estratto carta geologica 1:100.000 Foglio 60 – Piacenza





PLEISTOCENE		
<div>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 bruno-rossastro.</div>	<div></div>	<div>Livello Fondamentale della Pianura (o Piano Generale Terrazzato), sviluppato a valle della linea delle risorgive.</div>
<div></div>	<div>Depositi di sabbia a granulometria da mediamente selezionata a selezionata, con frazione fine da scarsa ad assente e frequenti coperture, di natura limosa o più raramente argillosa, di spessore generalmente contenuto entro 2 m.</div>	<div>SW, SM con coperture ML, CL</div>
<div></div>	<div>Terreni argillosi, limo-argillosi (spessore medio 2-3 m), generalmente consistenti o poco plastici, a copertura di depositi di natura sabbiosa o sabbioso-limosa.</div>	<div>Coperture metriche di ML, CL su un substrato tipo SM, SW</div>

Fig. 3: estratto Tavola 1: carta geologica e geomorfologica del PGT vigente

### 3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

A scala regionale storicamente la successione idrogeologica viene distinta in tre unità:

- 1- Unità ghiaioso-sabbiosa, più superficiale: è costituita da coltri fluvioglaciali e fluviali recenti. E' costituita da sedimenti continentali con granulometrie via via più fini da Nord a Sud. E' sede della più importante e utilizzata struttura idrica sia per la sua posizione stratigrafica, sia per i suoi valori di permeabilità, generalmente molto elevati;
- 2- Unità sabbioso-argillosa: è suddivisibile in due sub-unità costituite, la prima, da argille, limi e sabbie con livelli torbosi derivati da ambienti deposizionali fluvio-palustri, mentre la seconda da alternanze di ghiaie e sabbie con argille e limi testimoni di ambienti deposizionali costiero-marini. La permeabilità delle due sub-unità è variabile in funzione della granulometria che le caratterizza;
- 3- Unità argillosa: è l'unità più profonda ed è la testimonianza di ambienti di sedimentazione marini. La sua permeabilità è molto scarsa.

Nel 2002 la Regione Lombardia, in collaborazione con ENI, ha reinterpretato lo schema idrogeologico classico applicando i criteri della Stratigrafia sequenziale, classificando gli acquiferi del sottosuolo lombardo in nuove Unità Idrostratigrafiche (Gruppi Acquiferi) che permettono una migliore e più dettagliata comprensione dei loro rapporti stratigrafici (Regione Lombardia, ENI Divisione AGIP, 2002. Geologia degli acquiferi Padani della Regione Lombardia a cura di Carcano e Piccin).

La separazione dei Gruppi Acquiferi è effettuata su base sedimentologica, elettrica e sismica, correlando i dati stratigrafici di pozzi e sondaggi.

Durante l'esecuzione delle prove, che hanno raggiunto la profondità massima di 7.4 metri dal p.c., non è stata intercettata la falda freatica superficiale.



Tale livello è compatibile con quanto evidenziato nella Carta idrogeologica associata allo Studio Geologico del Piano di Governo del Territorio che attesta come la soggiacenza della falda, nell’area in esame, sia superiore a 9 metri. Non è tuttavia disponibile uno studio di dettaglio delle oscillazioni piezometriche che permetta una ricostruzione nel tempo di un eventuale trend di variazione dei valori di soggiacenza.

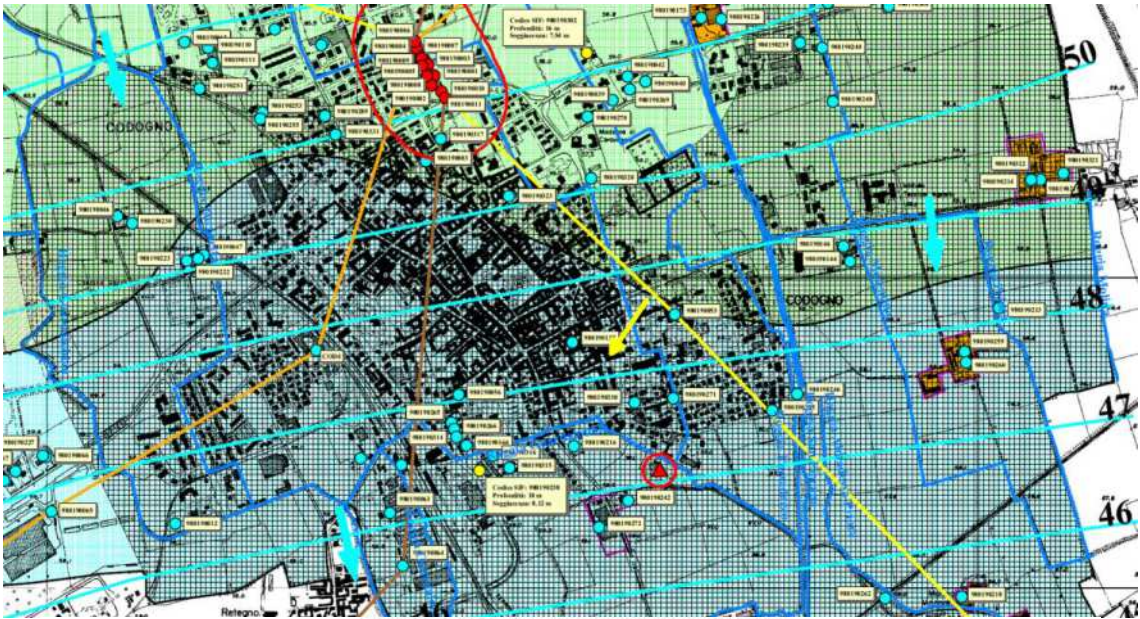


Fig. 4: estratto Tavola 2: carta idrogeologica del PGT vigente

#### **4. VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO**

Sono diversi i fattori che regolano la vulnerabilità dell'acquifero. Questi fattori sono legati da una parte alla velocità di passaggio dalla superficie alla falda di un eventuale inquinante, dall'altra alle caratteristiche del deflusso e dai possibili fenomeni di attenuazione dell'impatto intrinseci all'ambiente.

In prima approssimazione gli elementi più importanti che concorrono alla valutazione della vulnerabilità sono:

- Lo spessore, la litologia, la permeabilità dello strato non saturo superficiale;
- La profondità e le caratteristiche dell'acquifero.

Sulla base di quanto sopra riportato si può affermare che l'area in esame è caratterizzata da un Grado di Vulnerabilità dell'acquifero moderato.

E' comunque importante che in fase di progettazione e di realizzazione delle opere si ponga particolare attenzione a non creare vie preferenziali di infiltrazione di eventuali inquinanti.



5. CLASSE DI FATTIBILITA' E VINCOLI CHE INSISTONO SULL'AREA IN ESAME

L'area in esame secondo quanto disposto dalle Norme Geologiche di Attuazione è ricompresa nella **CLASSE DI FATTIBILITA' 2a (fattibilità con modeste limitazioni)** a motivo della vulnerabilità intrinseca del primo acquifero.





CLASSE 2 Fattibilita' con modeste limitazioni		2A	Art. 4	Vulnerabilita' intrinseca del primo acquifero.	- Tutela qualitativa delle acque sotterranee.
	Z4a - Effetti di amplificazione litologica (scenario di pericolosita' esteso all'intero territorio comunale)				

Fig. 5: estratto dalla carta Fattibilità – Sud del PGT vigente

CC816 - - 1 - 2025-09-08 - 0029175



## **6. PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI (PGRA)**

La direttiva 2007/60/CE – Direttiva Alluvioni- introduce per gli stati membri l'obbligo di dotarsi di un quadro coordinato per la valutazione dei rischi di alluvione e di un piano di gestione delle stesse per la salvaguardia della vita umana e dei beni esposti e la mitigazione dei danni derivanti dalle alluvioni.

La Direttiva europea è stata recepita dal legislatore con il D.Lgs 49/2010 che ha portato alla redazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

Lo strumento per la valutazione e la gestione del rischio è rappresentato dalle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni che riportano l'estensione potenziale delle inondazioni causate dai corsi d'acqua (naturali o artificiali), dal mare, dai laghi con riferimento a tre scenari: alluvioni rare (Tempo di ritorno  $200 < Tr \leq 500$  anni), poco frequenti (Tempo di ritorno  $50 < Tr \leq 200$  anni), frequenti Tempo di ritorno  $Tr \leq 50$  anni).

Per l'analisi delle mappe di pericolosità, sono stati considerati gli scenari relativi ai diversi ambiti territoriali, connessi con:

- Reticolo principale di pianura e di fondovalle (RP)
- Reticolo secondario di pianura (RSP)

Tale mappatura individua i seguenti scenari di pericolosità:

- Aree interessate da alluvione rara
- Aree interessate da alluvione poco frequente
- Aree interessate da alluvione frequente

Le mappe del rischio segnalano la presenza di aree allagabili di elementi potenzialmente esposti (popolazione, servizi, infrastrutture, attività economiche, etc) ed il corrispondente livello di rischio, distinto in 4 classi di diverso colore:

- Giallo:        R1     Rischio moderato o nullo
- Arancione:   R2     Rischio medio
- Rosso:        R3     Rischio elevato
- Viola:         R4     Rischio molto elevato

Dall'analisi delle mappe suddette si evince che l'area indagata, relativamente al Reticolo Principale e Secondario di Pianura, **non ricade in alcuna area interessata da alluvione.**

## 7. INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Come detto in premessa, al fine di definire le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati dal progetto sono state eseguite nr. 2 Prove Penetrometriche di cui nr. 1 dinamica SCPT (P1) e nr. 1 Statica CPT (P2).

### 7.1. Prova penetrometrica dinamica SCPT

E' stata eseguita nr. 1 prova penetrometrica Dinamica SCPT (P1) spinta fino alla profondità massima di 7.8 metri.

La prova SCPT consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. Le informazioni che la prova fornisce sono di tipo continuo poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione a partire dal piano campagna.

Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie), fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi NSPT ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di riportare il numero di colpi di una prova dinamica con NSPT. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui  $Q$  è l'energia specifica per colpo e  $Q_{SPT}$  è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente
M'	peso aste
H	altezza di caduta
A	area base punta conica
$\delta$	passo di avanzamento

Nell'indagine in oggetto è stato utilizzato un penetrometro "Pagani" mod. TG63-100 in configurazione dinamica. Le principali caratteristiche sono le seguenti:

- Peso maglio 73 kg;
- Altezza caduta libera 75 cm
- Diametro punta 51 mm
- Angolo apertura punta 90°
- Peso singola asta 6.1 kg

CC816 - - 1 - 2025-09-08 - 0029175

Committente: AB ONE srl  
Descrizione: Piano Attuativo di rigenerazione urbana  
Localita': Codogno (LO), Via Bassi ang. Via Costa

24/04/2025

Scala 1:42

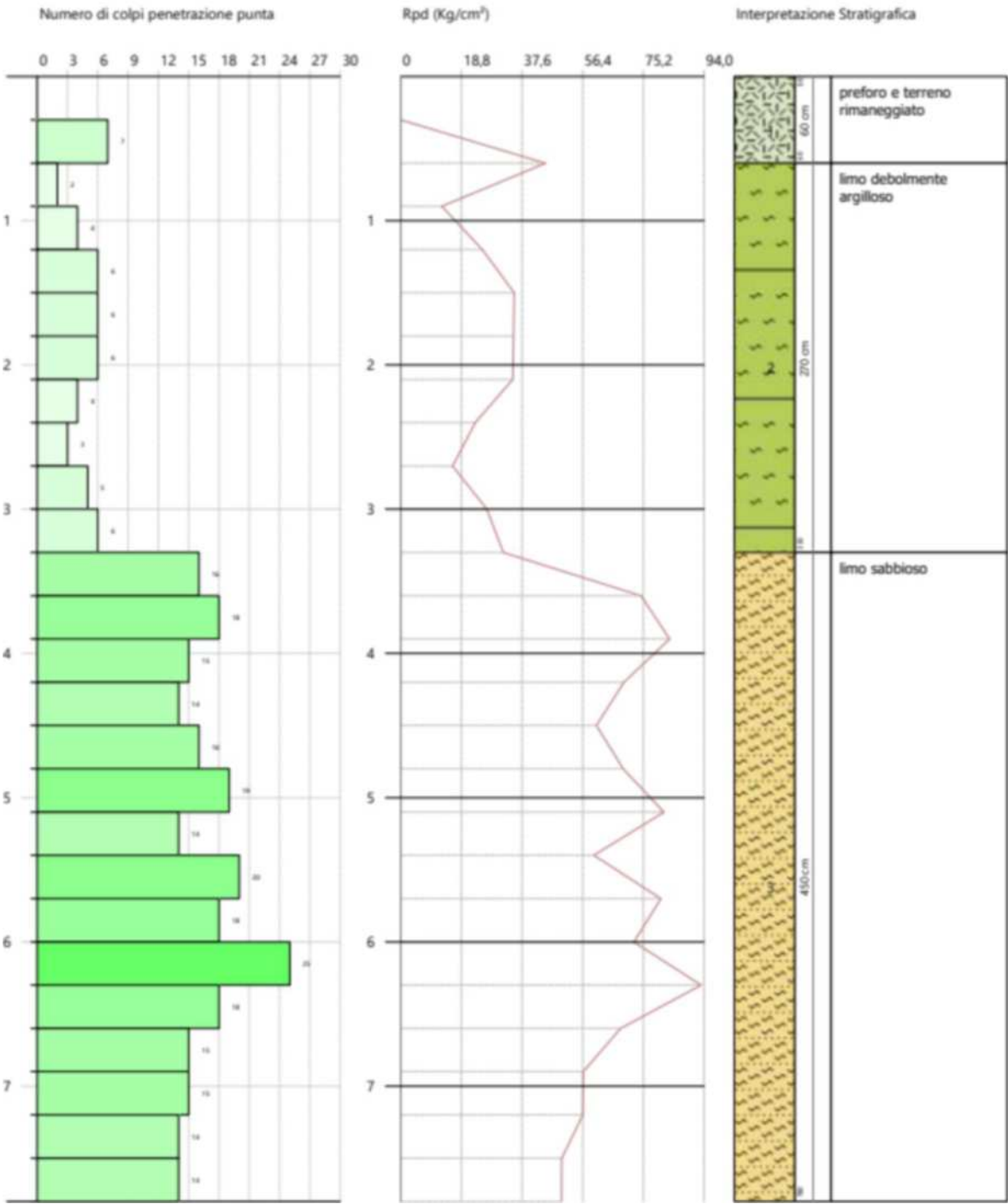


Fig. 6: grafico prova penetrometrica P1





Fig. 7: postazione prova penetrometrica P1

## 7.2. Prova penetrometrica statica (CPT)

E' stata eseguita nr. 1 prova penetrometrica statica (P2) spinta fino alla profondità massima di 6.4 metri. La prova è stata interrotta per rifiuto all'avanzamento delle aste.

La prova penetrometrica statica consiste nella misura della resistenza che una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, munita di manicotto, subisce alla penetrazione nel terreno. L'esecuzione delle misure avviene in tre fasi distinte:

- o Inizialmente, attraverso l'applicazione di una forza che agisce sulle aste interne collegate alla punta, si fa avanzare a velocità costante ( $v=2 \text{ cm/sec} \pm 0.5 \text{ cm/sec}$ ) la sola punta per una lunghezza di 4 cm;
- o Al termine della corsa della sola punta viene agganciato in automatico il manicotto d'attrito e si continua a far avanzare la punta per altri 4 cm sempre alla medesima velocità (la punta nella penetrazione si trascina dietro il manicotto);

o Nell'ultima fase la spinta viene esercitata sulle aste esterne che, a punta ferma, raggiungono prima il manicotto e poi la punta, ricomponendo e facendo avanzare l'intero sistema.

Queste operazioni vengono ripetute ogni 20 cm di avanzamento.

La punta meccanica come detto, è standardizzata. Le sue caratteristiche principali sono:

- Area della punta = 10 cm<sup>2</sup>
- Angolo di apertura della punta = 60°
- Area del manicotto d'attrito = 150 cm<sup>2</sup>

Attraverso la conoscenza della forza esercitata per fare avanzare alternativamente la punta ( $F_1$ ) e la punta + il manicotto ( $F_2$ ), misurata per mezzo di manometri collegati al martinetto con una centralina di misura idraulica, si può risalire alla resistenza di punta ( $q_c$ ) e alla resistenza laterale locale ( $f_s$ ) mediante le relazioni:

$$q_c = F_1/10 \text{ cm}^2 \quad f_s = (F_2-F_1)/150 \text{ cm}^2$$

I valori di  $q_c$  e  $f_s$  permettono di ottenere i parametri geotecnici necessari alla progettazione attraverso opportune correlazioni empiriche.

Per potere ottenere la capacità di spinta necessaria all'avanzamento della batteria di aste, il penetrometro viene ancorato al terreno tramite due eliche ad avanzamento idraulico.

Per effettuare le prove è stato utilizzato un penetrometro TG63-100 Modello Pagani in configurazione statica con capacità di spinta fino a 10 Ton.

CC816 - - 1 - 2025-09-08 - 0029175

Committente: AB ONE srl  
Cantiere: Piano Attuativo di rigenerazione urbana  
Località: Codogno (LO), Via Bassi ang. Via Costa

Data: 24/04/2025

Scala 1:30 - Qc: 1 cm=46,12 kg/cm<sup>2</sup> - Fs: 1 cm=0,78 kg/cm<sup>2</sup>

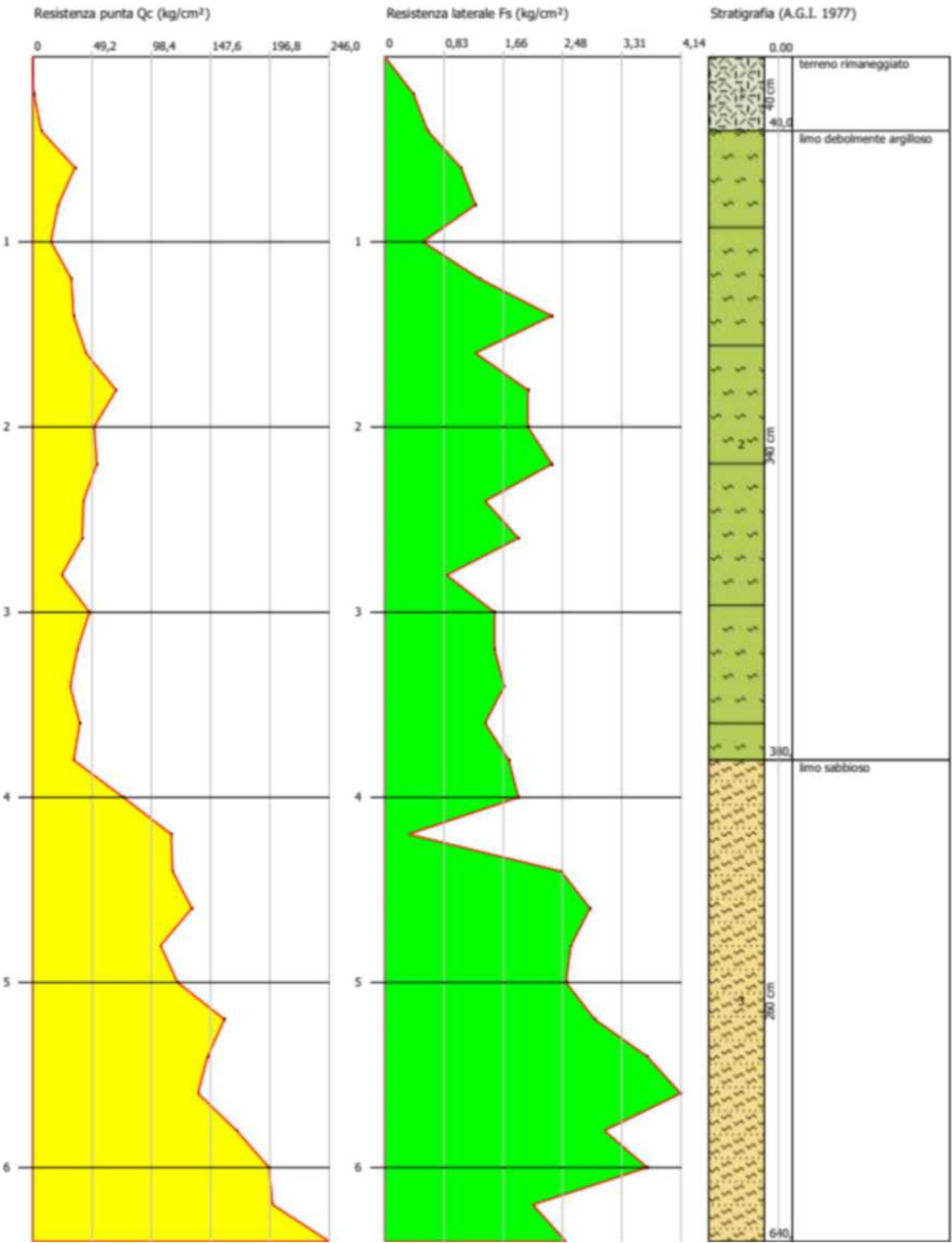


Fig. 8: grafico prova penetrometrica P2



*Fig. 9: postazione prova penetrometrica P2*

## 8. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO

L'analisi dei risultati ottenuti con le indagini geognostiche ha permesso di riconoscere una successione litostratigrafica del sito di intervento caratterizzata da tre livelli con caratteristiche differenti. La natura litologica dei terreni attraversati è stata individuata applicando opportune e validate correlazioni. *Si sottolinea che le profondità indicate sono riferite al piano di esecuzione delle prove.*

**Livello R:** si tratta di un'unità superficiale, rimaneggiata che si ritrova ad una profondità variabile da 0.4 m in corrispondenza della prova P2 a 0.6 metri in corrispondenza della prova P1. E' data da terreno rimaneggiato, variamente compattato ed addensato, di nessun interesse geologico o geotecnico;

**Livello 1:** si tratta dell'unità sottostante al livello R superficiale che si estende fino ad una profondità variabile da 3.3 metri in corrispondenza della prova P1 a 3.8 metri in corrispondenza della prova P2. E' costituita da limo debolmente argilloso, consistente, con un valore medio di  $N_{spt}$  pari a 8.4 e valori di  $q_c$  e di  $f_s$  medi pari rispettivamente a  $38.1 \text{ kg/cm}^2$  e  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ ;

**Livello 2:** rappresenta l'orizzonte di fondo individuato fino ad almeno 7.8 metri dal p.c., profondità massima raggiunta dalle prove. E' costituito essenzialmente da limo sabbioso addensato. Presenta un valore medio di  $N_{spt}$  pari a 30.1 e valori di  $q_c$  e di  $f_s$  medi pari rispettivamente a  $147.3 \text{ kg/cm}^2$  e  $2.7 \text{ kg/cm}^2$ .



## 9. MODELLO DI RIFERIMENTO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Dai dati ottenuti dalle prove si è proceduto alla stima dei principali parametri geotecnici che per i terreni coesivi sono la Coesione non drenata, ( $C_u$ ) ed il Modulo Edometrico ( $E_d$ ) mentre per i terreni a carattere prevalentemente incoerente sono l'Angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), La Densità Relativa ( $D_r$ ) e il Modulo di deformazione (o di Young) ( $E$ ).

Si elencano di seguito, in modo specifico, le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici, correlazioni che sono tra le più diffuse e validate in letteratura.

### Coesione non drenata ( $C_u$ )

- prova DPSH SANGLERAT che è valido per terreni limoso sabbiosi in genere e si basa sulla seguente relazione:

$$C_u \text{ (kg/cmq)} = 0,067 N_{spt}$$

- prova CPT LUNNE E EIDE che è valido per le argille in genere e si basa sulla seguente relazione:

$$C_u \text{ (kg/cmq)} = (R_p - \sigma) / (20.7 - 0.18IP) \text{ dove IP è l'indice di plasticità}$$

### Angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ )

Per la sua stima sono stati utilizzati i seguenti metodi:

- prova DPSH PECK-HANSON & THORNBURN (1956) che è valido per le sabbie in genere a profondità inferiori ad 8 metri e si basa sulla seguente relazione:

$$\phi = 27,2 + 0,28 N_{spt}$$

- prova CPT KOPPEJAN, basato sul rapporto tra la resistenza alla punta e la pressione litostatica efficace a metà strato.

$$\phi = 5.8 + 5.21 \ln (q_c / \sigma)$$

### Modulo Edometrico (Ed)

Per la sua stima è stato utilizzato il seguente metodo:

- prova DPSH e CPT metodo generale per il Modulo Edometrico, valido in generale terreni argillosi

### Densità Relativa (Dr)

Per la sua stima sono stati utilizzati i seguenti metodi:

- prova DPSH SKEMPTON (1986) basato sulla seguente relazione:

**$Dr(\%) = 100 (N_1/60)^{0.5}$**  ove  $N_1$  è la resistenza normalizzata rispetto alla pressione efficace di  $1\text{kg/cm}^2$  ed è pari a:  $N_1 = N_{spt} (1/\sigma_{v0}')^{0.5}$

- prova CPT SCHMERTMANN (1976), basato sulla seguente relazione:

**$Dr(\%) = -97.8 + 36.6 \ln q_c - 26.9 \ln \sigma$**

### Modulo di Deformazione (E)

Per la sua stima sono stati utilizzati i seguenti metodi:

- prova DPSH SCHMERTMANN che propone la seguente relazione:

**$E (\text{Kg/cmq}) = 2BN_{spt}$**  ove B è una costante che varia in funzione della litologia

- prova CPT SCHMERTMANN, che propone la seguente relazione:

**$E (\text{Kg/cmq}) = 2.5 q_c$**

ove B è una costante che varia però in funzione della litologia.

Si ricorda comunque che nonostante le indagini penetrometriche forniscano dati geotecnici attendibili ampiamente verificati, le deduzioni sui parametri dei terreni attraversati derivano da correlazioni empiriche.

Sulla base di quanto sopra descritto si possono distinguere 2 unità geotecniche con le caratteristiche illustrate di seguito.

- **Unità A:** da p.c. fino a 3.8 metri di profondità  
Coesione non drenata:  **$Cu_k = 1,00 \text{ Kg/ cm}^2$**   
Modulo edometrico:  **$Ed_k = 39 \text{ Kg/ cm}^2$**   
Angolo di resistenza al taglio:  **$\phi_k = 29^\circ$**   
Modulo di deformazione elastico:  **$E_k = 67 \text{ Kg/ cm}^2$**   
Densità relativa:  **$Dr_k = 29\%$**   
Peso di volume:  **$\gamma_k = 1.91 \text{ t/m}^3$**
  
- **Unità B** da 3.8 metri fino ad almeno 7.8 metri di profondità, termine delle prove  
Angolo di resistenza al taglio:  **$\phi_k = 31^\circ$**   
Modulo di deformazione elastico:  **$E_k = 268 \text{ Kg/ cm}^2$**   
Densità relativa:  **$Dr_k = 83\%$**   
Peso di volume:  **$\gamma_k = 2.06 \text{ t/m}^3$**

## 10. DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITA' DEI TERRENI

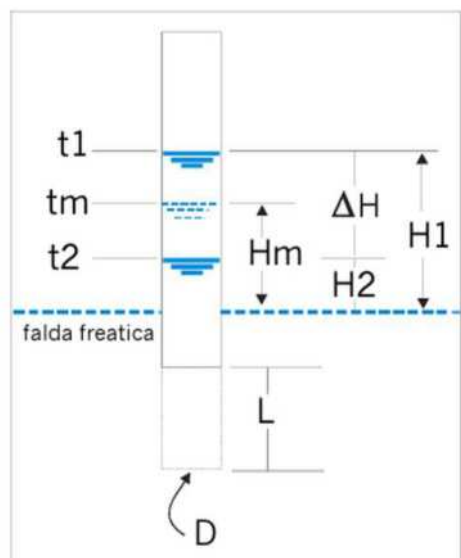
Al fine di definire le caratteristiche di permeabilità dei terreni in data 24 Aprile 2025 è stata eseguita nr. 1 prova di permeabilità in foro di tipo Lefranc tra le quote di -3.40 e -3.50 metri dal p.c.

### 10.1. Modalità di esecuzione della prova

- E' stato infisso a battuta nel terreno un tubo di rivestimento del diametro di 8 cm munito di punta conica fino alla profondità di -3.50 metri dal piano campagna
- Una volta raggiunta la quota è stato sollevato il rivestimento in modo da creare una tasca di prova tra il rivestimento stesso e la punta;
- E' stata immessa acqua nel rivestimento per saturare il foro fino al completo assorbimento;
- Si è provveduto a riempire le aste con acqua e si è valutato l'abbassamento dell'acqua stessa a intervalli di tempo regolari (prova a carico variabile).

La prova è stata svolta secondo la normativa AGI (1977) – Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche e nello specifico si è installato il rivestimento del foro fino al limite superiore della tasca di prova. Si è poi proceduto con il carotaggio fino alla quota di prova.

La metodologia utilizzata per la valutazione di K fa riferimento alla metodologia consigliata dalla Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ed utilizza il seguente schema con la relativa relazione di calcolo.



$h_1, h_2$  = altezze dell'acqua nel foro rispetto al fondo foro, ai tempi  $t_1$  e  $t_2$

$t_1, t_2$  = tempi nei quali si misurano  $h_1$  e  $h_2$

$D$  = diametro del foro

$L$  = tasca di prova

$A$  = area di base

$C_L$  = coefficiente di forma dipendente dalla configurazione geometrica e nello specifico:

$$K = \frac{A}{C_L \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

$$C_L = L \quad \text{se } L > D$$

$$C_L = 2\pi D + L \quad \text{se } L \leq D$$



Fig. 10: esecuzione prova di permeabilità  $K_1$



## 10.2. Risultati

La prova eseguita ha fornito i seguenti risultati:

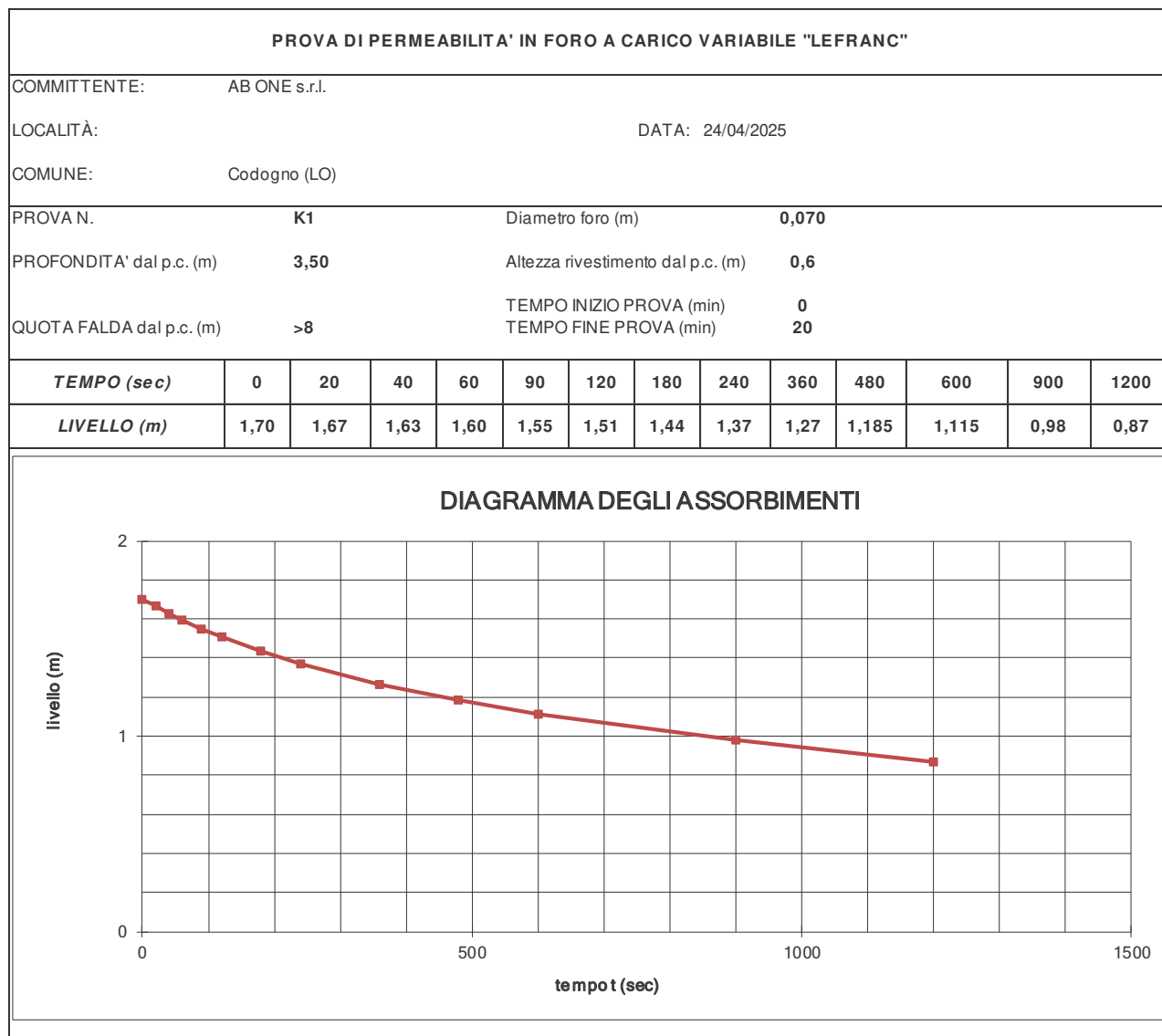


Fig. 11: elaborazione prova K1

Il valore del coefficiente di permeabilità K (m/s) ricavato applicando la relazione di calcolo sopra riportata è il seguente:

$$K = 5.3 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

Sulla base delle misure eseguite e della successiva elaborazione la permeabilità può essere classificata sinteticamente secondo lo schema seguente:

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

Fig. 12: classificazione sintetica della permeabilità dei terreni

La permeabilità è risultata **da bassa a discreta**.

## **11. ANALISI SISMICA**

Lo studio della pericolosità sismica, cioè lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di accadimento in un dato intervallo di tempo, è lo strumento di previsione delle azioni sismiche ed è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche.

### **11.1. Normativa Nazionale**

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 si è avviato in Italia un processo di stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi ed approcci aggiornati e condivisi a livello internazionale. Tale ordinanza ha permesso di realizzare la Mappa di Pericolosità Sismica 2004 che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante che è diventata mappa di riferimento con l'Ordinanza PCM 3519/2006.

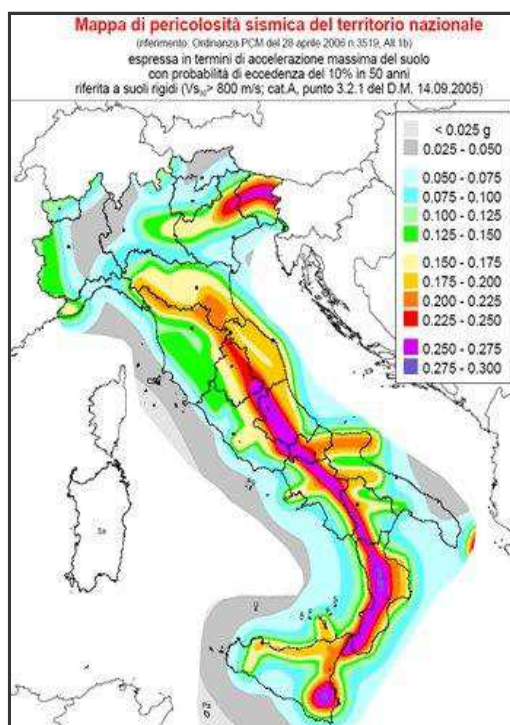


Fig. 13: mappa di pericolosità sismica

Sulla base di tale mappa il Comune di Codogno ricade in Zona Sismica 4 – Zona a sismicità bassa caratterizzata da un'accelerazione massima su suolo di categoria A ( $V_s > 800$  m/sec)  $0.075g < A_g < 0.100g$ .

Con l'emanazione delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC18) la definizione dell'azione sismica di riferimento si basa sui dati rilasciati da Istituto Nazionale di geofisica e di Vulcanologia. Come previsto dall'allegato A del suddetto Decreto tali dati -che individuano la pericolosità sismica di base- devono essere utilizzati in fase di progettazione e variati per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche e topografiche in considerazione del fatto che la pericolosità sismica di base è stata definita in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Tali modifiche caratterizzano la Risposta Sismica Locale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali. Tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ( $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale);
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni.

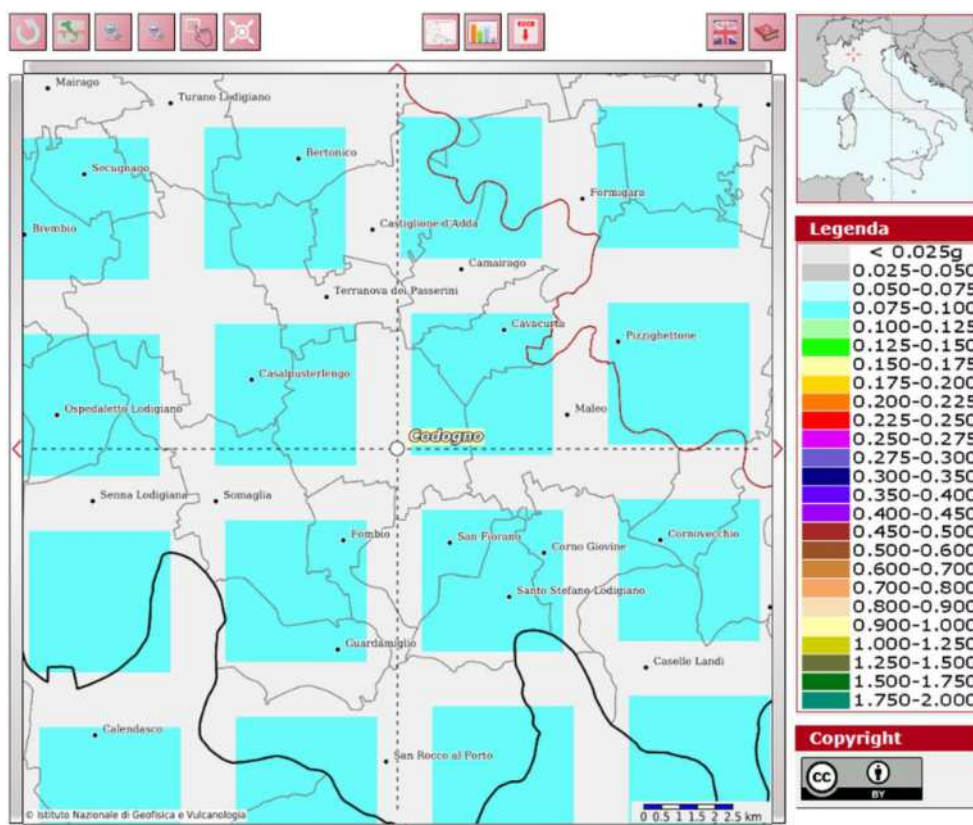


Fig. 14: estratto dal progetto S1 dell'INGV



Il valore di sismicità di base  $a_g$  atteso nel comune di Codogno è compreso nel range  $0.075 < a_g < 0.100$  come si evince dall'immagine estratta dal progetto S1 dell'INGV e riportata in Fig. 14.

La sismicità storica può essere ricavata dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI15 (la versione 2015 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna), che elenca tutti i terremoti avvenuti dal 1000 a.c. al 2014.

I terremoti più prossimi all'area, estratti da questo catalogo, sono visualizzati nell'immagine seguente:

Località	Prov.	Imax	Località	Prov.	Imax
Bertonico	LO	NF	Mairago	LO	3
Brembio	LO	NF	Maleo	LO	3-4
Camairago	LO	NF	Montodine	CR	6
Casalpusterlengo	LO	5	Moscazzano	CR	5-6
Castiglione d'Adda	LO	NF	Pizzighettone	CR	3-4
Cavacurta	LO	2-3	San Fiorano	LO	NF
Codogno	LO	6	Secugnago	LO	4
Fombio	LO	4-5	Somaglia	LO	NF
Formigara	CR	3-4	Terranova	LO	2-3
Gombito	CR	NF	Turano Lodigiano	LO	NF

Tab. 1: tabella con evidenziati gli epicentri dei terremoti  
verificatisi nel raggio di 10 km da Codogno a partire dall'anno 1.000

La sismicità è classificabile come bassa e l'attività sismica storica e strumentale si presume legata a singole e limitate strutture sepolte.

## **11.2. Normativa Regionale**

La Regione Lombardia ha recepito la classificazione dell'Ordinanza PCM 3274/2003 mediante il DGR 14964/2003 e imponendo in zona 4 la progettazione antisismica esclusivamente per gli edifici strategici e per le opere infrastrutturali così come individuati nel DDUO 19904/2003.

La DGR 8/7374 del 28/05/2008 (che aggiorna la precedente DGR 8/1566 del 22/12/2005) ha definito le linee guida e le procedure operative per la valutazione degli effetti sismici di sito a cui uniformarsi della definizione del rischio sismico locale. Secondo le direttive in essa contenute, l'analisi della sismicità del territorio deve seguire le metodologie di cui all'allegato 5 della stessa DGR 8/7374 del 2008 che prevede 3 livelli di approfondimento in funzione della zona sismica di appartenenza.

***Nel recente DGR X/2129 del 11/07/2014 è stato prodotto l'aggiornamento delle Zone Sismiche in Regione Lombardia. In tale decreto sono riclassificati dal punto di vista sismico tutti i comuni della Regione e a ciascuno di essi viene attribuito quindi un nuovo valore di Accelerazioni Massime attese  $A_{g_{max}}$ . La nuova classificazione inserisce il Comune di Codogno in Zona Sismica 3 con un valore di  $A_{g_{max}}$  pari a 0.080742.***

## **12. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL TERRITORIO COMUNALE**

Sulla base delle NTC2018 la sismicità di base del territorio comunale di Codogno è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni definita nella tabella 1 allegata al citato decreto ministeriale in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale.

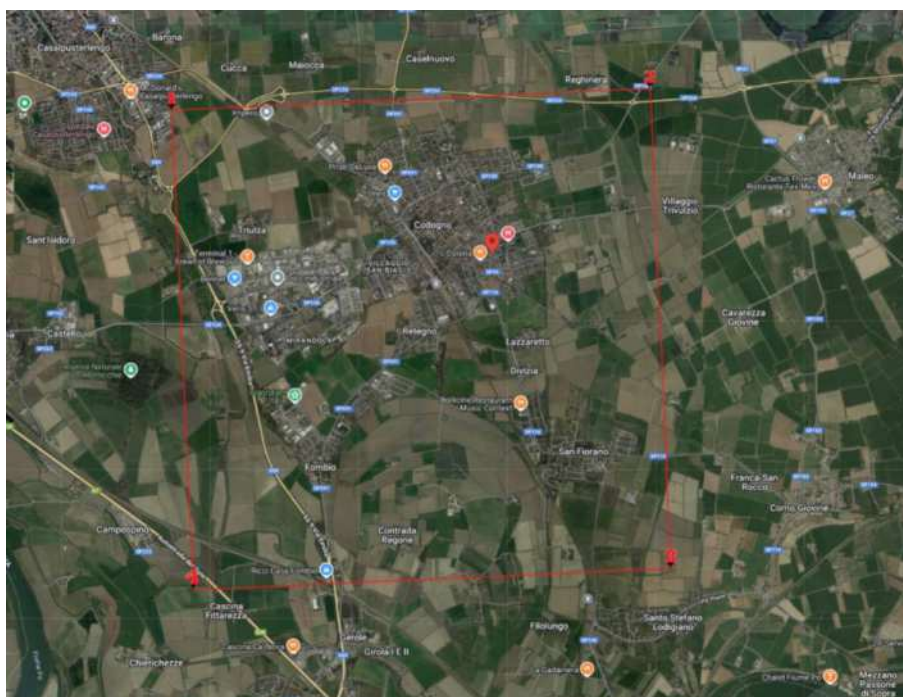


Fig. 15: sito in esame e reticolo di riferimento

Le coordinate del sito in esame sono:

- ED50: latitudine: 45.158888° longitudine: 9.710766°
- WGS84: latitudine: 45.157951° longitudine: 9.709725°

Il reticolo di riferimento con le rispettive coordinate e la distanza dal sito indagato sono riportate nella tabella sottostante:

	ID	LATITUDINE	LONGITUDINE	DISTANZA (m)
Sito 1	13599	45,1739	9,6632	4084,157
Sito 2	13600	45,1762	9,7340	2647,107
Sito 3	13822	45,1262	9,7371	4178,614
Sito 4	13821	45,1240	9,6664	5211,526

Tab. 2: coordinate dei vertici del reticolo e loro distanza dal sito in esame

Stato Limite	Tr (anni)	ag	F0	Tc' (s)
Operatività (SLO)	30	0,030	2,534	0,202
Danno (SLD)	50	0,036	2,573	0,219
Salvaguardia Vita (SLV)	475	0,080	2,571	0,289
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,103	2,547	0,300

Tab. 3: valori dei parametri per i periodi di ritorno TR di riferimento

### 13. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

La normativa D.M. 17.01.18 "Norme tecniche per le costruzioni" afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

$h_i$  spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel nostro caso, la classificazione è effettuata sulla base del parametro  $V_{s30}$  (valore determinato con la prova di acquisizione sismica di tipo MASW effettuata, con  $V_{s30} = 268$  m/s, per il quale si demanda al capitolo successivo).

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018.



Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

### **13.1. Misura delle Vseq tramite prove sismiche**

Per la valutazione del profilo di velocità delle onde S è stato utilizzato un approccio che ha previsto l'impiego di una metodologia attiva (MASW)

#### **13.1.1.Prova MASW**

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagine di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti. Il metodo M.A.S.W. è una tecnica di indagine non invasiva che si basa sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo mentre invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi.

### 13.1.2. Acquisizione dei dati

E' stato utilizzato il metodo attivo in cui le onde superficiali sono state generate in un punto della superficie del suolo tramite una massa battente di 8 kg e sono state misurate da uno stendimento lineare di sensori, nel caso in esame n. 24 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e spaziatura di 2.0 m, collegati ad un sismografo digitale ECHO24 della Ambrogeo a 24 canali.

L'energizzazione è stata realizzata a 7 m di distanza dallo stendimento sommando n.5 battute. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec con un passo di campionamento di 1 ms.



Fig. 16: stendimento prova sismica MASW

### 13.1.3. Elaborazione dati e analisi dei risultati

Considerando la buona qualità dello spettro ottenuto si è provveduto ad effettuare il "picking" della curva di dispersione come di seguito mostrato:

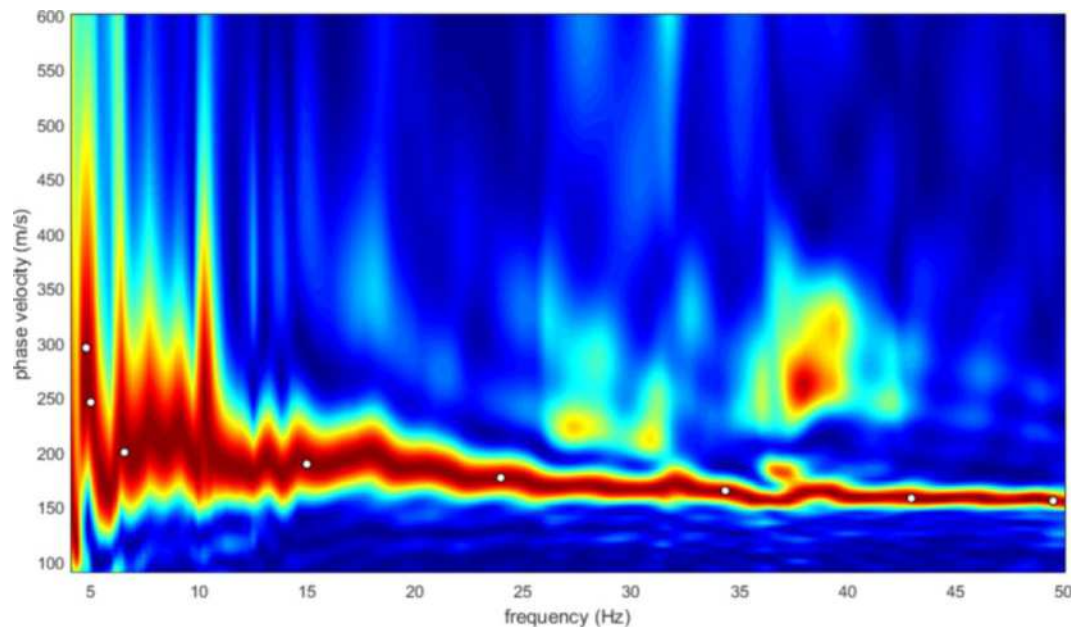


Fig. 17: spettro di velocità MASW con "Pick"

Da tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico. In funzione del suo andamento (curva di dispersione), attraverso una procedura di "inversione", si risale al modello stratigrafico, espresso in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) e quindi al valore  $V_{s30}$ .

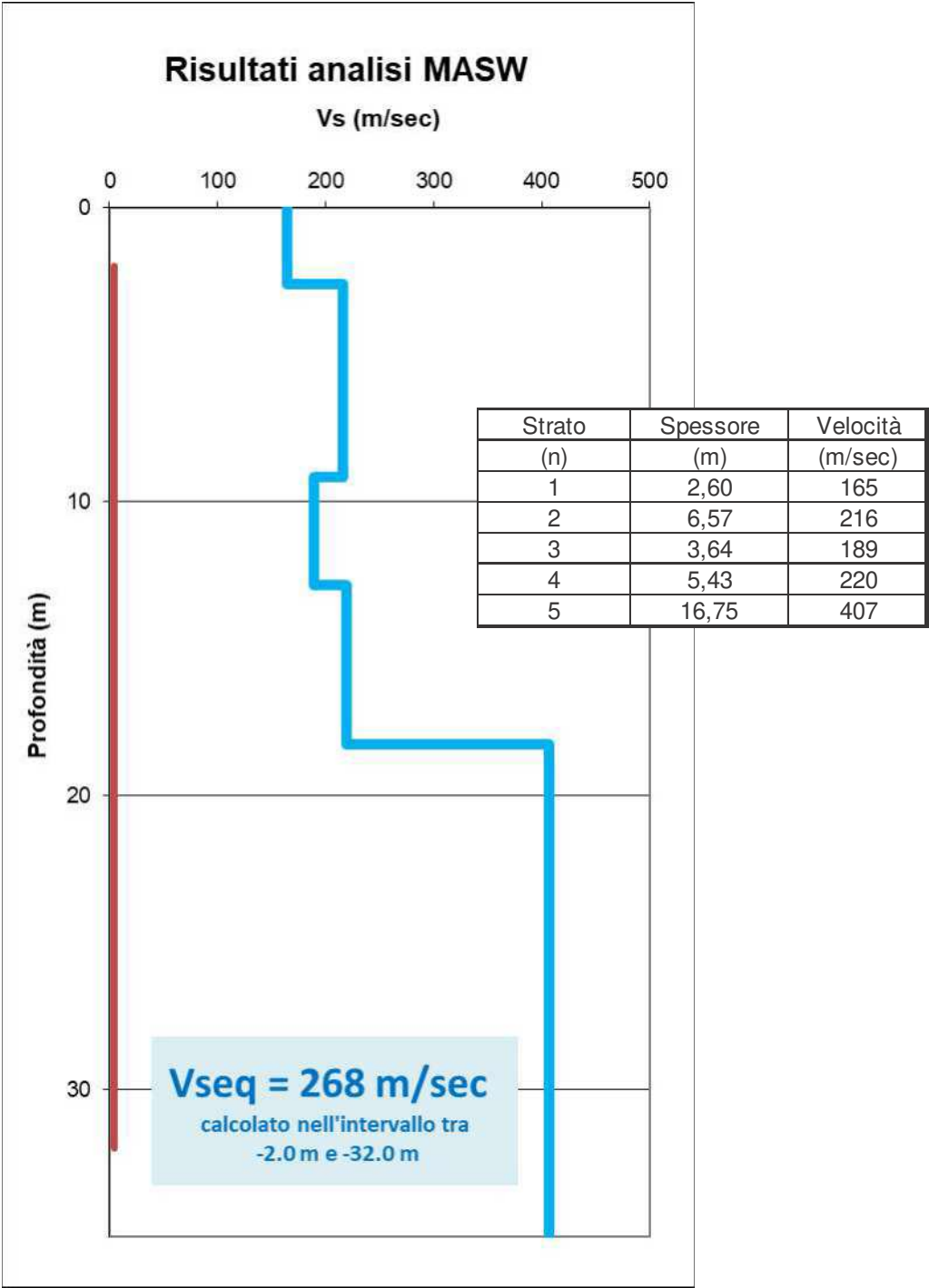


Fig. 18: profilo di velocità Vs

Ai fini della caratterizzazione sismica del sito per la definizione delle azioni sismiche di progetto, la categoria del suolo di fondazione risulta di tipo "C" la cui definizione nella classificazione dei suoli di riferimento normativo è la seguente:

C

*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

#### 14. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come descritto precedentemente, una volta definita la categoria sismica di sottosuolo, che è risultata di tipo "C" e le condizioni topografiche del sito che con riferimento alla Tabella 3.2.IV delle NTC2018 rientrano nella categoria T1, si possono individuare i coefficienti sismici di sito da applicare ai differenti stati limite. Tali coefficienti sono riportati nella tabella sottostante:

<b>Categoria di sottosuolo</b>				C
<b>Categoria topografica</b>				T1
<b>Coefficienti</b>	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>kh</b>	0,009	0,011	0,024	0,037
<b>kv</b>	0,004	0,005	0,012	0,018
<b>Amax (m/sec<sup>2</sup>)</b>	0,439	0,534	1,182	1,508
<b>Beta</b>	0,200	0,200	0,200	0,240

Tab. 4: coefficienti sismici di sito

Come riportato in precedenza la nuova classificazione di cui al DGR X/2129 del 11/07/2014, inserisce il Comune di Codogno in Zona Sismica 3 con un valore di  $A_{g_{max}}$  pari a 0.080742.



Il Piano di Governo del Territorio nella "Carta degli scenari di pericolosità sismica locale" ricomprende l'area in esame nella zona definita Z4a ossia "*Zona con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciale granulari e/o coesivi*" e pertanto soggetta ad amplificazioni litologiche per quanto riguarda il moto sismico.

Si procederà quindi ad eseguire un'analisi di secondo livello per calcolare il *Fattore di amplificazione* (Fa) proprio del sito e confrontarlo con il valore soglia definito dalla Regione Lombardia per ogni comune del territorio regionale, secondo le procedure riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 22/05/2008.

Si possono presentare due situazioni:

1) Il valore di **Fa è inferiore o uguale al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi sufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si utilizzerà lo spettro di risposta elastico previsto dalla normativa stessa.

2) Il valore di **Fa è superiore al valore di soglia**. In questo caso la normativa vigente è da considerarsi insufficiente per tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito; pertanto in sede di progettazione si dovranno effettuare analisi più approfondite (analisi di terzo livello) oppure utilizzare lo spettro di risposta elastico previsto dalla zona sismica superiore.

Il valore di soglia è stato valutato per qualunque categoria di suolo, relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazioni tipiche delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia ( $0,1 < T < 0,5$  sec e  $0,5 < T < 1,5$  sec). Per il Comune di Codogno i valori di soglia sono esplicitati nella tabella seguente:

VALORI SOGLIA PER SUOLI DI TIPO C		
Comune	Periodo 0,1<T≤0,5	Periodo 0,5<T<1,5
Codogno	1.8	2.4

Tab. 5: valori soglia

Sulla base dei dati stratigrafici e delle velocità determinate, si procede alla valutazione della litologia dominante del sito, confrontando la distribuzione verticale delle Vs con quella delle schede litologiche riportate nell'allegato 5 della DGR n. 8/7374 del 28/05/2008. Ovviamente la realtà geologica è difficilmente riconducibile ad una sola litologia tipo, quindi si sceglie la scheda che presenta la distribuzione di Vs più simile a quella sperimentale.

Sulla base delle analisi eseguite si ottiene che:

$$Fa (0,1 - 0,5) = 1.14 < 1.8+0.1 \text{ (valore soglia)}$$

$$Fa (0,5 - 1,5) = 1.98 < 2.4+0.1 \text{ (valore soglia)}$$

Pertanto la normativa antisismica è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito sia per le strutture con periodo proprio compreso tra 0,1-0,5 sec sia per quelle strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec.

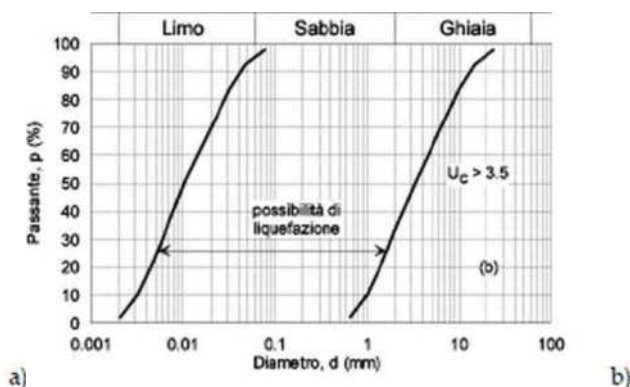
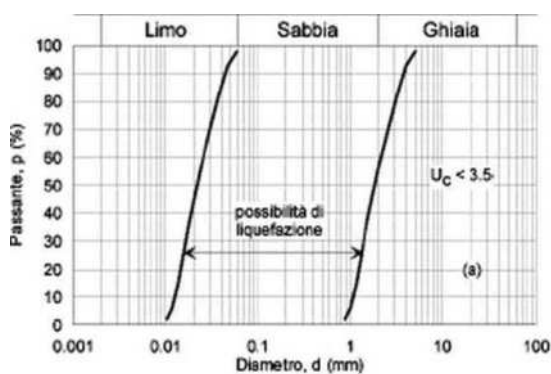
## 15. VERIFICA DELLA POSSIBILITA' DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un processo in seguito al quale un sedimento che si trova sotto il livello della falda perde temporaneamente resistenza e si comporta come un liquido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace. La liquefazione del terreno dovuta a movimenti sismici è una delle cause più importanti di danneggiamento e crollo delle costruzioni fondate su terreni non coesivi saturi.

Quando il suolo diventa liquido diventa poco resistente e può perdere la sua capacità di sopportare edifici anche ben progettati.

Nelle NTC2018 la materia è trattata al paragrafo 7.11.3.4, dove si elencano anche le condizioni per le quali la verifica alla liquefazione può essere omessa. Al paragrafo 7.11.3.4.2 si dice infatti che se sussiste anche solo una delle seguenti condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



la verifica a liquefazione può essere omessa.

Al sito in esame non è possibile applicare nessuna delle esclusioni sopra riportate e pertanto si è proceduto alla verifica della possibilità di liquefazione dei depositi mediante l'applicazione del metodo di Seed e Idriss ipotizzando la risalita della falda fino ad interessare l'unità geotecnica 1. I terreni sono risultati **non liquefacibili**.

Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss										
	Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt Normalizzato con la tensione	Tensione e litostatica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione litostatica efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione tangenziale ciclica	Resistenza a Liquefazione	Coefficiente di sicurezza liquefazione	Condizione:
	1	3.80	8.00	9.54	0.726	0.726	0.074	0.129	1.755	Livello non liquefacibile
	2	7.80	30.00	26.73	1.588	1.208	0.091	1.038	11.464	Livello non liquefacibile

Fig. 19: estratto di calcolo

## 16. CAPACITA' PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

Secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) al paragrafo 2.1 *"La sicurezza e le prestazioni di un'opera...devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale."* In particolare le opere devono possedere i requisiti di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Esercizio (SLE), nonché la robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Nel dettaglio per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri semiprobabilistici scientificamente comprovati. Nel metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (SL) di primo livello, basato sull'impiego dei Coefficienti Parziali di sicurezza (CP), la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Deve cioè essere verificata la relazione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove  $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.



I Coefficienti Parziali si Applicano ai Valori Caratteristici dei parametri considerati. Per Valore Caratteristico di un parametro geotecnico si intende una stima ragionata e cautelativa del parametro nello S.L. considerato.

I Coefficienti Parziali per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze sono riportati nelle tabelle seguenti.

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6: coefficienti parziali delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Tab. 7: coefficienti parziali per i parametri geotecnici

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 8: coefficienti parziali per le resistenze

Secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 per il calcolo della Capacità Portante devono essere eseguite le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, tenendo conto dei coefficienti parziali sopra riportati.

La normativa richiede che la verifica della capacità portante debba essere effettuata applicando la combinazione (A1 + M1 + R3) dell'Approccio 2.

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

Il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione, deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per il sistema valutando con attenzione le condizioni di drenaggio che dipendono dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

Nel caso di terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) che sono caratterizzati da alti valori di permeabilità, l'applicazione di carichi statici non genera sovrappressioni interstiziali tra le particelle.

Nel caso invece di terreni a grana fine (limi e argille), a causa della loro bassa permeabilità, applicando carichi statici nelle condizioni usuali, si generano delle pressioni interstiziali che si dissipano lentamente nel tempo.

E' necessario quindi distinguere un comportamento a breve termine, in condizioni non drenate, ed un comportamento a lungo termine in condizioni drenate.

Le condizioni non drenate sono generalmente le più sfavorevoli per la stabilità delle fondazioni in terreni coesivi perché al termine del processo di consolidazione l'incremento delle tensioni efficaci produrrà un incremento della resistenza al taglio.

Per il calcolo della capacità portante si è fatto riferimento alla formula di Brinch & Hansen (1970) che presenta la seguente espressione

$$Q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma_2 N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

dove

$c$  = coesione del terreno

$N_c, N_q, N_\gamma$  = coefficienti correttivi legati al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra e sotto al piano di posa della fondazione e agli strati a coesione nulla

$s_c, s_q, s_\gamma$  = coefficienti legati alla forma della fondazione

$d_c, d_q, d_\gamma$  = coefficienti legati alla profondità della fondazione

$i_c, i_q, i_\gamma$  = coefficienti legati alla inclinazione dei carichi

$g_c, g_q, g_\gamma$  = coefficienti legati alla inclinazione di un eventuale pendio

$b_c, b_q, b_\gamma$  = coefficienti legati alla inclinazione della fondazione

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

$D$  = profondità di posa della fondazione

$B$  = larghezza della fondazione

Si procederà alla definizione della capacità portante in condizioni drenate in relazione ad una fondazione a trave rovescia posizionata alla profondità di -2.30 metri dal p.c. Si sottolinea che i valori ottenuti sono da valutare in relazione agli effettivi carichi applicati e ai cedimenti attesi.

Per il calcolo dei cedimenti attesi e la verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE), nelle NTC 2018, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi (SLU). Nelle istruzioni applicative espresse nella circolare esplicativa si sottolinea che per effetto delle azioni trasmesse in fondazione i terreni subiscono deformazioni che provocano cedimenti del piano di posa.

Sulla base dell'entità previsionale di tali cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico ed alla funzionalità del manufatto.

Per il calcolo dei cedimenti elastici (immediati) al bordo e al centro della fondazione viene utilizzata una equazione basata sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951).

L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s \cdot I_f$$

$q_0$  = pressione di contatto;

$B'$  = larghezza minima della fondazione;

$E_s$  e  $\mu$  = parametri elastici del terreno

$I_f$  e  $I_s$  = coefficienti di influenza in funzione di (L/B, H,  $\mu$ , D)

## 16.1. Fondazione a trave rovescia a -2.30 metri dal piano campagna

### 16.1.1. Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per la realizzazione della struttura di fondazione è stata ipotizzata una Trave rovescia di larghezza  $B=1.80$  metri posta ad una quota di -2.30 metri da piano campagna. Lo schema della struttura di fondazione inserito nel modello geotecnico considerato è il seguente:

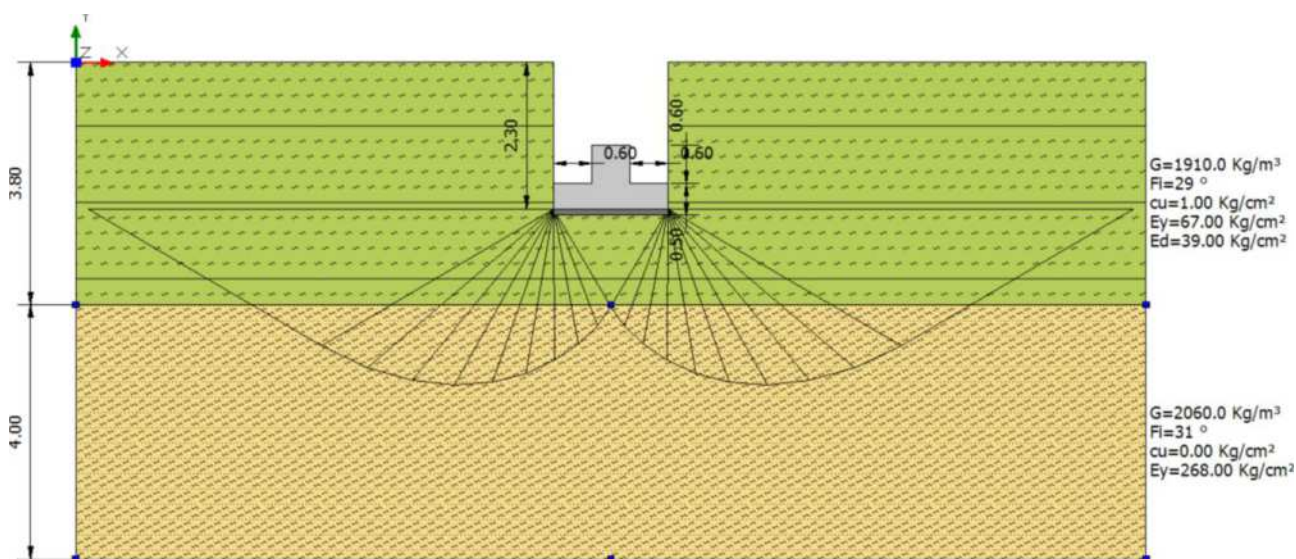


Fig. 20: stratigrafia di sintesi

Di seguito la sintesi del foglio di calcolo dedicato:

APPROCCIO 2 – Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Condizioni statiche:  $Q_{lim} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.22 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche:  $Q_{lim} = 2.79 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.21 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo (modulo di Winkler)  $K_w = 1.13-1.11 \text{ kg/cm}^3$



#### Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3								
	Brinch - Hansen 1970	2.81	1.22	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=904.048; Icrit=118.112	1.13
Sisma								
	Brinch - Hansen 1970	2.79	1.21	0.00	--	--	* Rottura generale; Ir=904.048; Icrit=118.112	1.11

#### 16.1.2. Verifica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Per le verifiche agli SLE viene considerata prudenzialmente l'applicazione di una pressione di esercizio pari alla massima pressione individuata dalla verifica agli SLU pari a 1.21 kg/cm<sup>2</sup>.

Inserito tale valore nel modello geotecnico del sito l'entità del cedimento assoluto risulta pari a S=12.20 mm, entità normalmente ritenuta tollerabile dal tipo di struttura in esame.

**Nome combinazione**  
 Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.21 Kg/cm<sup>2</sup>

**Input**  
 Pressione 1.21 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Spessore strato 2.7 m  
 Profondità substrato roccioso 100 m  
 Modulo Elastico 67 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Coefficiente di Poisson 0.35

**Cedimenti elastici**  
 Cedimento al bordo in mm 3.49  
 Cedimento al centro in mm 12.20

Fig. 21: cedimenti attesi

## 17. CONCLUSIONI

In base alle indagini effettuate si può concludere che:

- l'area interessata dal progetto in esame risulta idonea dal punto di vista geologico e geomorfologico;
- L'area rientra in **classe 2a – classe con modeste limitazioni** a motivo della vulnerabilità intrinseca del primo acquifero;
- **La vulnerabilità dell'acquifero è moderata;**
- **La soggiacenza della falda è superiore a 7.8 metri.** Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche non è stata infatti intercettata la falda superficiale. Tale livello è compatibile con quanto evidenziato nella Carta idrogeologica associata allo Studio Geologico del Piano di Governo del Territorio che attesta come la soggiacenza della falda, nell'area in esame, sia superiore a 9 metri. Non è tuttavia disponibile uno studio di dettaglio delle oscillazioni piezometriche che permetta una ricostruzione nel tempo di un eventuale trend di variazione dei valori di soggiacenza.
- L'analisi del **Piano di Gestione del Rischio Alluvione (PGRA)** attesta che l'area indagata, relativamente al Reticolo Principale e Secondario di Pianura, non ricade in alcuna area interessata da alluvione.
- Sulla base delle prove eseguite possiamo distinguere 3 livelli che presentano le seguenti caratteristiche:
  - **Livello R:** si tratta di un'unità superficiale, rimaneggiata che si ritrova ad una profondità variabile da 0.4 m in corrispondenza della prova P2 a 0.6 metri in corrispondenza della prova P1. E' data da terreno rimaneggiato, variamente compattato ed addensato, di nessun interesse geologico o geotecnico;

- **Livello 1:** si tratta dell'unità sottostante al livello R superficiale che si estende fino ad una profondità variabile da 3.3 metri in corrispondenza della prova P1 a 3.8 metri in corrispondenza della prova P2. E' costituita da limo debolmente argilloso, consistente, con un valore medio di Nspt pari a 8.4 e valori di qc e di fs medi pari rispettivamente a 38.1 kg/cm<sup>2</sup> e 1.5 kg/cm<sup>2</sup>;
- **Livello 2:** rappresenta l'orizzonte di fondo individuato fino ad almeno 7.8 metri dal p.c., profondità massima raggiunta dalle prove. E' costituito essenzialmente da limo sabbioso addensato. Presenta un valore medio di Nspt pari a 30.1 e valori di qc e di fs medi pari rispettivamente a 147.3 kg/cm<sup>2</sup> e 2.7 kg/cm<sup>2</sup>.

Il modello geotecnico di riferimento che ne consegue è il seguente:

- **Unità A**      da p.c. fino a 3.8 metri di profondità  
  
Coesione non drenata: **Cu<sub>k</sub> = 1,00 Kg/ cm<sup>2</sup>**  
  
Modulo edometrico: **Ed<sub>k</sub> = 39 Kg/ cm<sup>2</sup>**  
  
Angolo di resistenza al taglio: **φ<sub>k</sub> = 29°**  
  
Modulo di deformazione elastico: **E<sub>k</sub> = 67 Kg/ cm<sup>2</sup>**  
  
Densità relativa: **Dr<sub>k</sub> = 29%**  
  
Peso di volume: **γ<sub>k</sub> = 1.91 t/m<sup>3</sup>**
- **Unità B**      da 3.8 metri fino ad almeno 7.8 metri di profondità, termine delle prove  
  
Angolo di resistenza al taglio: **φ<sub>k</sub> = 31°**  
  
Modulo di deformazione elastico: **E<sub>k</sub> = 268 Kg/ cm<sup>2</sup>**  
  
Densità relativa: **Dr<sub>k</sub> = 83%**  
  
Peso di volume: **γ<sub>k</sub> = 2.06 t/m<sup>3</sup>**

- La prova di permeabilità in foro eseguita ha permesso di determinare il Coefficiente di Permeabilità che è risultato pari a  $K = 5.3 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$
- il comune di Codogno secondo la nuova normativa (DGR 11/07/2014 nr. X/2129), ricade in **Zona sismica 3**. Dalle carte di pericolosità sismica è possibile ottenere un valore di  $a_g$  pari a **0,080742g** per un tempo di ritorno di 475 anni. Sulla base della prova MASW effettuata, che ha dato valori di **Vs30 pari a 268 m/sec**, in accordo con la classificazione sismica dei suoli riportata nel Testo Unico, il suolo di fondazione dell'area di studio ricade nella categoria di tipo C.
- L'analisi di II livello eseguita ha permesso di definire i Fattori di Amplificazione di sito che sono risultati essere per i due intervalli di periodo

$$Fa (0,1 - 0,5) = 1.14 \quad < 1.8+0.1 \text{ (valore soglia)}$$

$$Fa (0,5 - 1,5) = 1.98 \quad > 2.4+0.1 \text{ (valore soglia)}$$

Pertanto la normativa antisismica è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito sia per le strutture con periodo proprio compreso tra 0,1-0,5 sec sia per quelle strutture con periodo compreso tra 0,5 e 1,5 sec.

- si possono escludere fenomeni di liquefazione.
- la Verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) del complesso terreno-fondazione ha dato i seguenti valori per una trave rovescia di larghezza  $B=1.80$  metri posta ad una quota di  $-2.30$  metri da piano campagna:

Condizioni statiche:  $Q_{lim} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.22 \text{ kg/cm}^2$

Condizioni dinamiche:  $Q_{lim} = 2.79 \text{ kg/cm}^2$  e  $R_d = 1.21 \text{ kg/cm}^2$

Costante di sottofondo (modulo di Winkler)  $K_w = 1.13 - 1.11 \text{ kg/cm}^3$

- la Verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) del complesso terreno-fondazione ha dato i seguenti valori:

Nome combinazione		
Nr=3 (S.L.E.) Pressione normale=1.21 Kg/cm <sup>2</sup>		
Input		
Pressione	1.21	Kg/cm <sup>2</sup>
Spessore strato	2.7	m
Profondità substrato roccioso	100	m
Modulo Elastico	67	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.35	
Cedimenti elastici		
Cedimento al bordo in mm	3.49	
Cedimento al centro in mm	12.20	

I cedimenti ottenuti sono generalmente tollerabili dalla struttura in esame. Se fossero in ogni caso non compatibili con la struttura in esame, è necessario ridurre i carichi di esercizio o procedere ad un miglioramento delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo.

***ALLEGATO***



CC816 - - 1 - 2025-09-08 - 0029175



ubicazione indagini su CTR e immagine satellitare	UBICAZIONE INDAGINI	Allegato
---	---------------------	----------