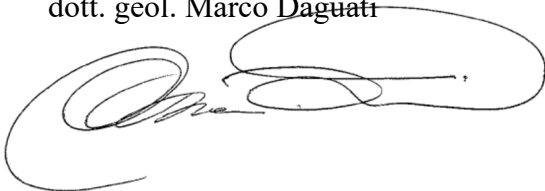


<u>Comune</u>	CODOGNO	
<u>Provincia</u>	LODI	
<u>Committente</u>	Sig.ri Antonio CARNEVALE e Chiara BASSINI	
<u>Oggetto</u>	Progetto di ristrutturazione edilizia - a mezzo di piano di recupero, ai sensi dell'art. 30 della Legge 05/08/1978 N°457 - consistente in intervento di demolizione con ricostruzione su analogo sedime riguardante immobile a destinazione residenziale in Comune di CODOGNO, Via Doberdò 17: RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	
<u>Data</u>	19 gennaio 2024	
Responsabile	dott. geol. Marco Dagupati 	F.to digitalmente 
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	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO.....	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria	5
1.3 Pericolosità idraulica	5
1.4 Inquadramento sismico.....	6
1.5 Vincoli e fattibilità geologica	6
ALLEGATO 1 – Carta geomorfologica, geologica e di prima caratterizzazione litotecnica.....	8
ALLEGATO 2 – Carta idrogeologica	9
ALLEGATO 3 – Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano	10
ALLEGATO 4 – Carta dei vincoli geologici.....	11
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO.....	12
2.1 Analisi sismica di secondo livello	13
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	17
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	18
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO	21
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	21
3.2 Modello geotecnico di riferimento	24
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione.....	26
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive	29
ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini	30
ALLEGATO 6 – Prova penetrometrica.....	31

PREMESSA

In relazione al progetto di ristrutturazione edilizia consistente in intervento di demolizione con ricostruzione su analogo sedime riguardante immobile a destinazione residenziale, la scrivente Società ha ricevuto l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Dato lo scopo del presente lavoro, che prevede la ricostruzione geologico-tecnica della porzione più superficiale di sottosuolo, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 1 prova penetrometrica;
- n. 1 indagine geofisica MASW per definire l'azione sismica di progetto.

L'area in esame si colloca nel centro abitato del Comune di Codogno, in Via Doberdò, come indicato nella seguente immagine.



Figura 1 - Ubicazione dell'area di intervento (immagine 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 60 m s.l.m., modellata nei terreni del *Fluvioglaciale Würm (Pleistocene sup.)*; 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".

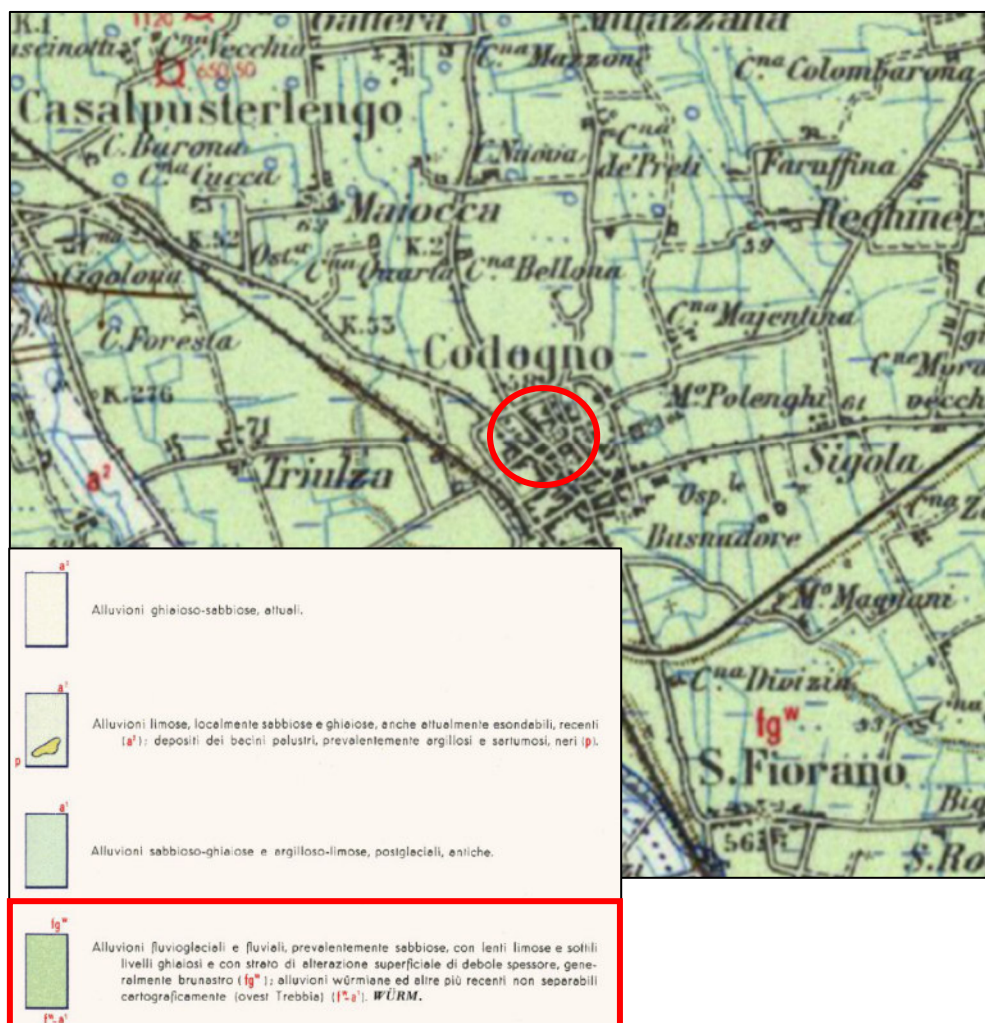


Figura 2 - Stralcio della Carta geologica d'Italia (scala 1:100.000 modificata), Foglio n. 60 "Piacenza".

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

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

Il deflusso della falda superficiale 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*); in fase di esecuzione delle indagini è stata rilevata acqua sotterranea a partire da ca. 11 m sotto il piano campagna.

1.3 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.), di cui si riporta in *Figura 4* uno stralcio, ***non individua alcuna pericolosità per inondazione*** dal reticolo idrografico.

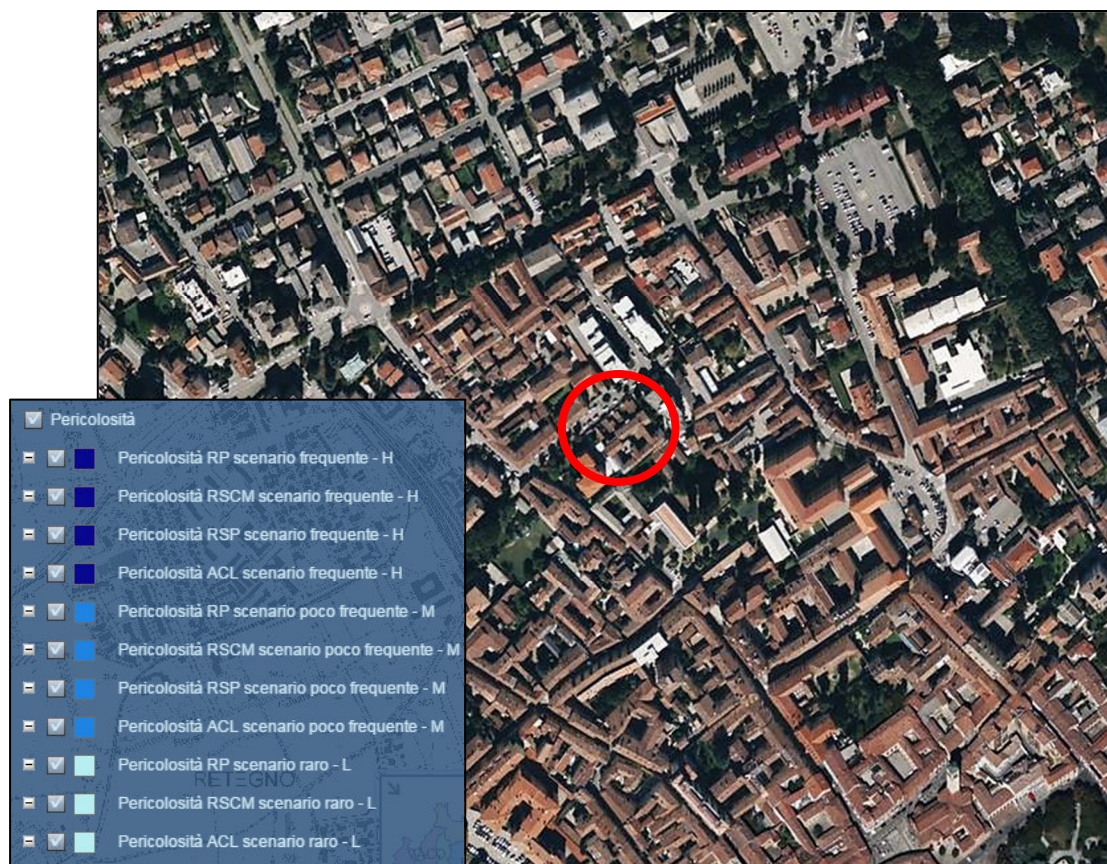


Figura 4 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

1.4 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).

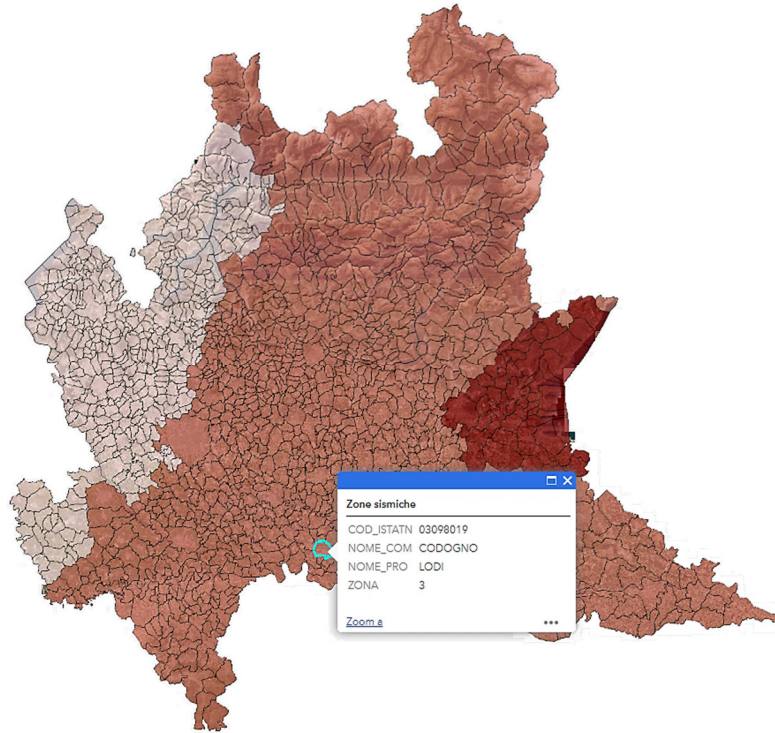


Figura 4: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

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 azzonata 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

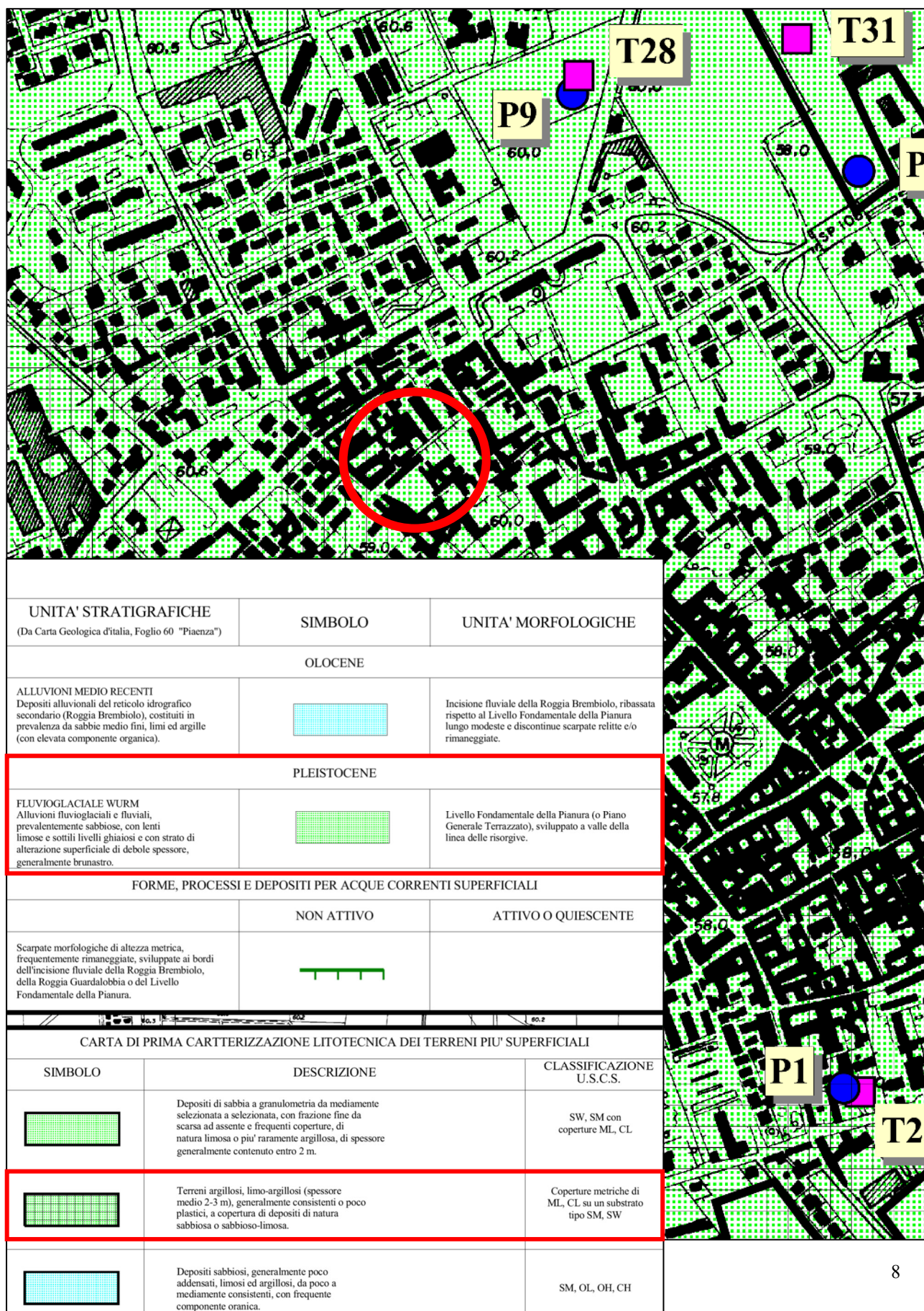
Visti i generali indici di vulnerabilità intrinseca del primo acquifero, fenestrato anche dai pozzi che alimentano la rete acquedottistica comunale, allo scopo di tutelare le acque sotterranee da possibili contaminazioni o alterazioni qualitative, qualsiasi intervento che possa costituire una potenziale 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

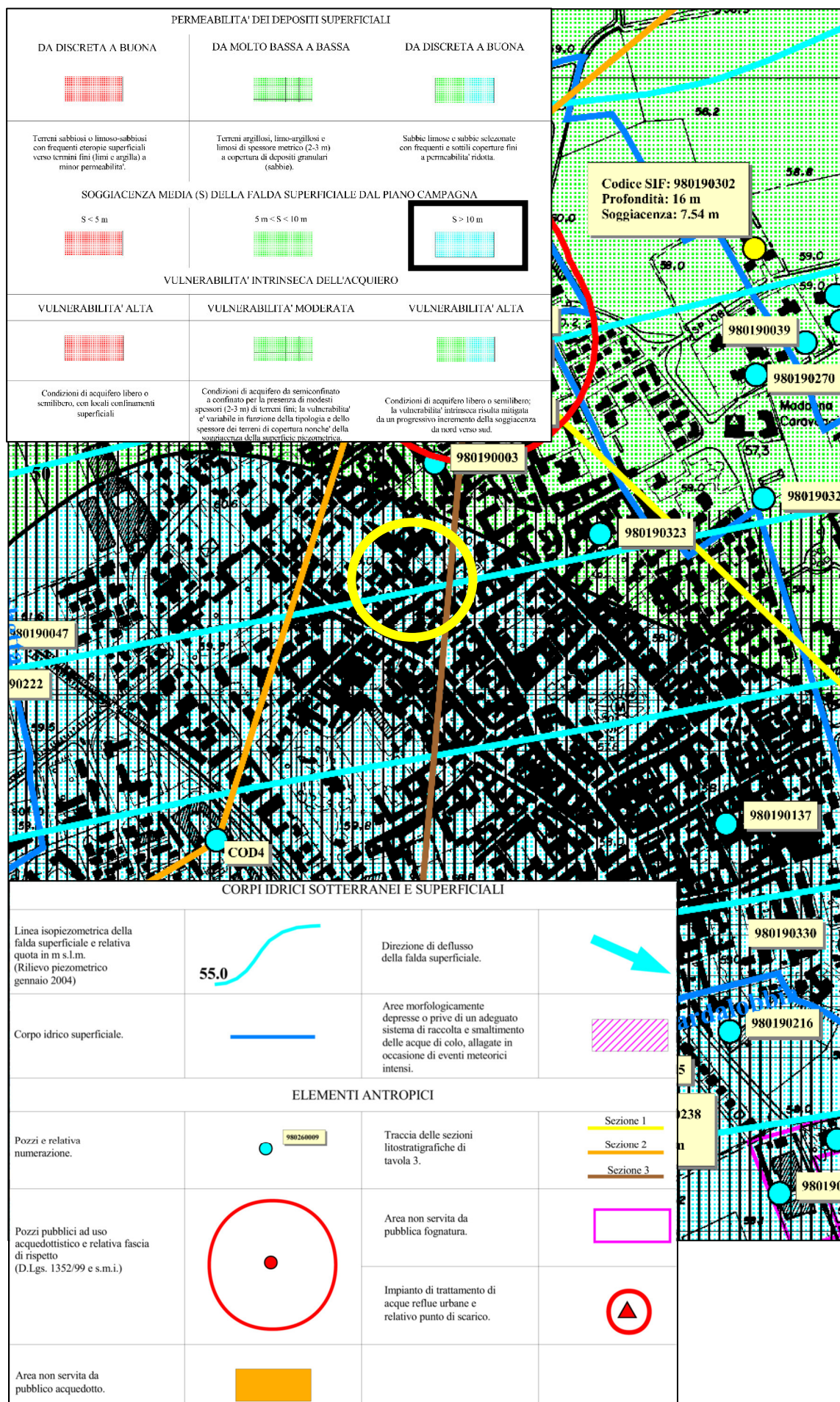
(Tratti da: "Comune di Codogno – Studio geologico del territorio comunale", anno 2004 e "Studio geologico, idrogeologico e sismico del PGT: valutazione della componente sismica", anno 2010)

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

ALLEGATO 1 – Carta geomorfologica, geologica e di prima caratterizzazione litotecnica



ALLEGATO 2 – Carta idrogeologica



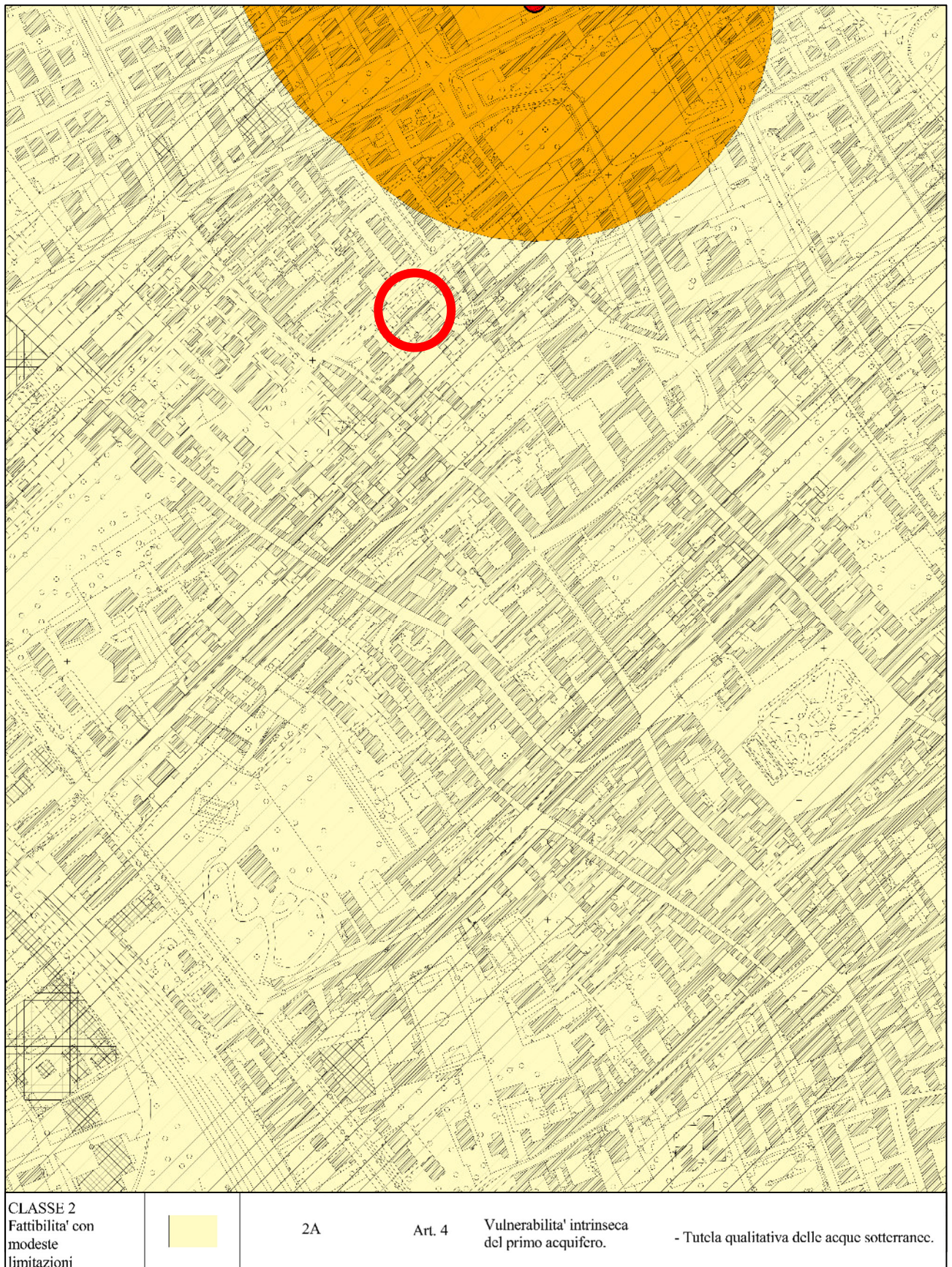
51 m

50 m

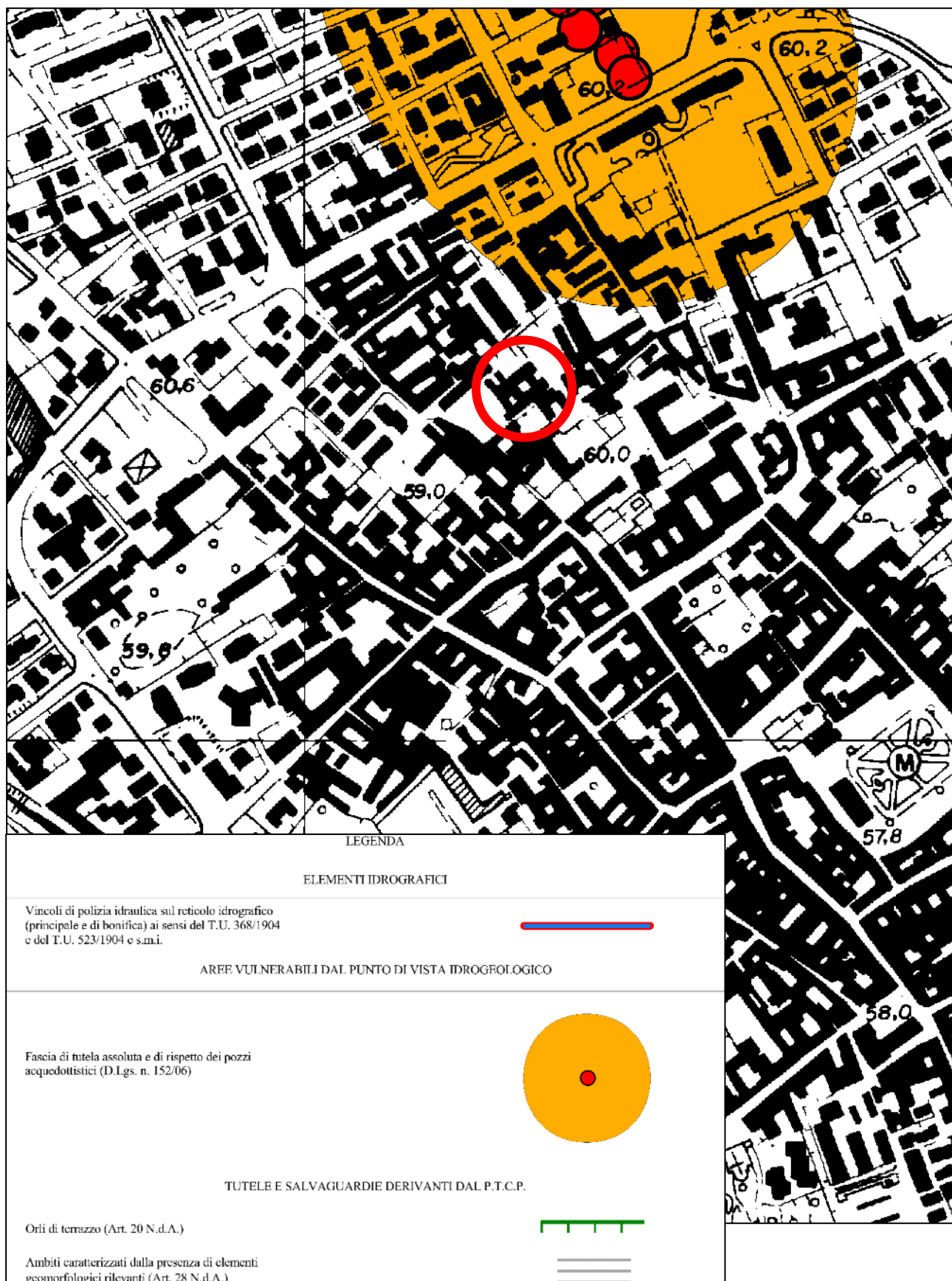
49 m

48 m

ALLEGATO 3 – Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano



ALLEGATO 4 – Carta dei vincoli geologici



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

I seguenti capitoli illustrano i risultati dell'analisi sismica di 2° livello effettuata ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 al fine di 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).

La categoria di sottosuolo 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 (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018).

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 di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari*” nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche dei terreni (amplificazione litologica - figura 1).

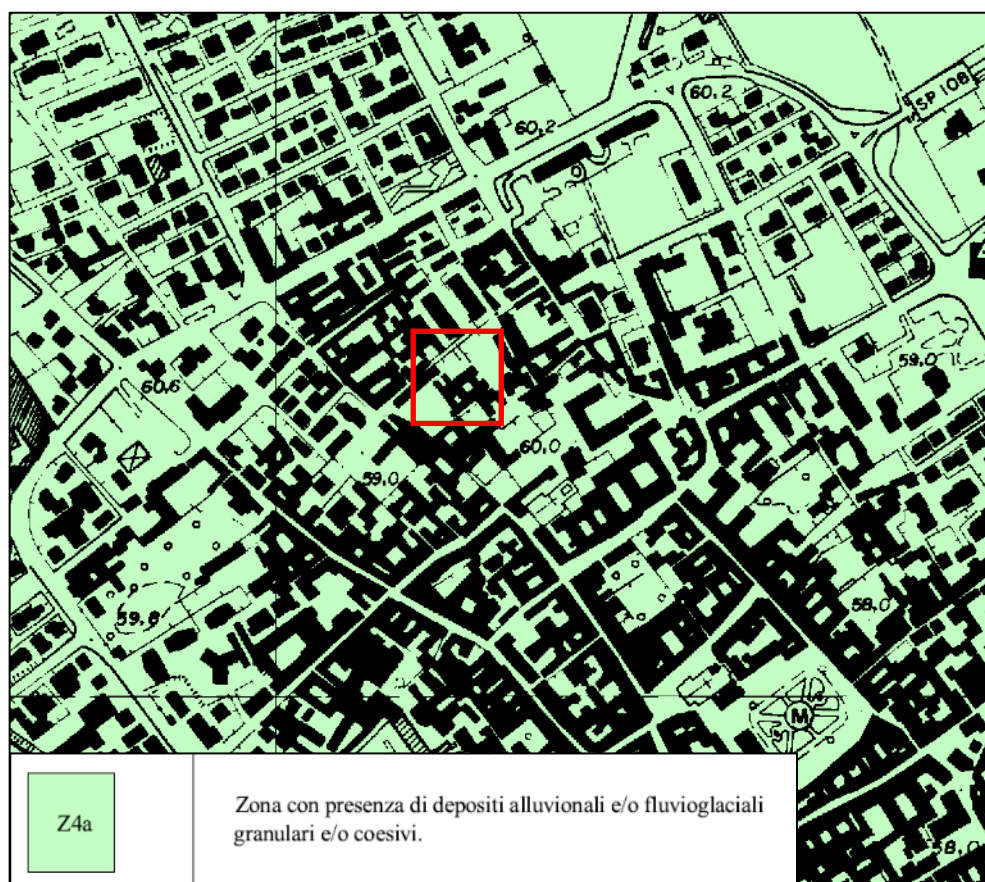


Figura 1: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. IX/2616/2011) per il territorio comunale di Codogno con ubicazione dell'area in esame.

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 (F_a).

La valutazione del fattore F_a 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 F_a caratteristico dell'area (F_{a_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 F_a 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 F_a 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:

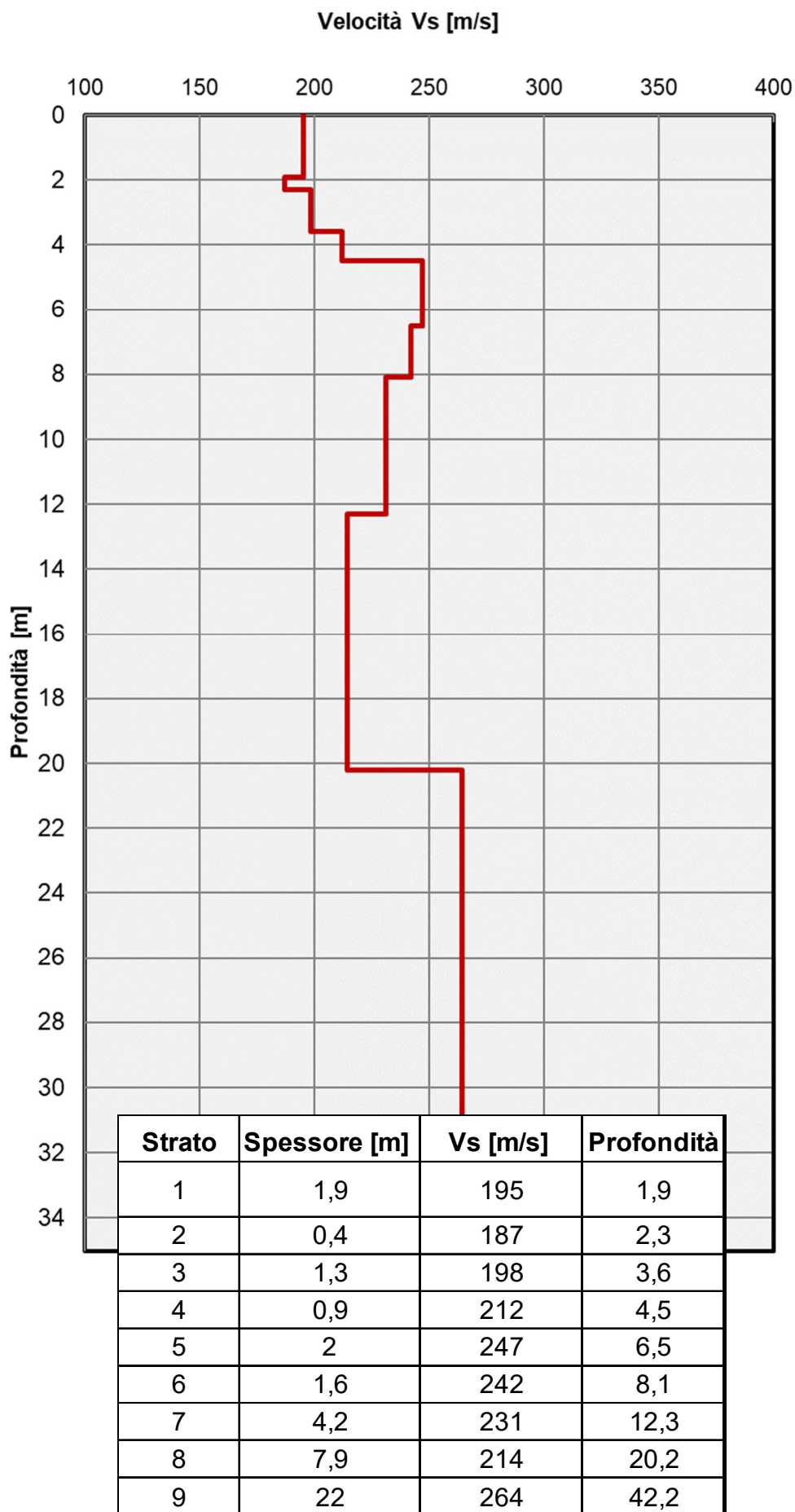
Fa_soglia - FAS				
<i>Intervallo</i>	<i>Suolo B</i>	<i>Suolo C</i>	<i>Suolo D</i>	<i>Suolo E</i>
<i>0.1-0.5</i>	1.4	1.8	2.2	1.9
<i>0.5-1.5</i>	1.7	2.4	4.1	3.0

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 di taglio V_s riveste un ruolo di fondamentale importanza motivo per cui è stata eseguita un'indagine di sismica attiva MASW

Per l'area in esame si ottiene la seguente sismo-stratigrafia (V_s -z) (la quota zero corrisponde all'attuale piano campagna):



Sulla base delle caratteristiche dei terreni di substrato e dell'andamento delle V_s 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 F_a .

Considerando una velocità dello strato superficiale prossima a 200 m/s (media dei primi 3-4 m del profilo V_s -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
	$0.03 \leq T \leq 0.45$	$0.45 < T \leq 0.80$	$T > 0.80$
2	$F_{a0.1-0.5} = -8.65T^2 + 5.44T + 0.84$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$F_{a0.1-0.5} = 1.00$

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

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

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 ad una profondità compresa tra 75-100 m (*Martelli, 2021*). Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

Scheda	Periodo T_0	FAC (0.1-0.5)	FAC (0.5-1.5)
<i>sabbiosa</i>	0.52 s	1.4	1.9

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, ai sensi delle NTC18 il valore di $V_{S,eq}$ coincide con il valore di $V_{S,30}$.

<i>Quota fondazioni da p.c.</i>	<i>$V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s]</i>	<i>Categoria sottosuolo</i>
-0.5 m	233	C
-1.0 m	234	C
-1.5 m	235	C

In *tabella 2* si confrontano 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*** ($FAC \leq FAS$).

Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
	FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$	FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$
C	1.4	1.8+0.1	SI	1.9	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 ai sensi delle 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 - 45.164057; 9.702814] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*
		[anni]	[g]		[s]
SLO	81%	30	0,030	2,534	0,201
SLD	63%	50	0,036	2,573	0,220
SLV	10%	475	0,079	2,576	0,289
SLC	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:

	S_s	C_c	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.500	1.782	1.500	0.120	0.359	1.719
SLD	1.500	1.732	1.500	0.127	0.380	1.745
SLV	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.918
SLC	1.500	1.561	1.500	0.156	0.469	2.005

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).

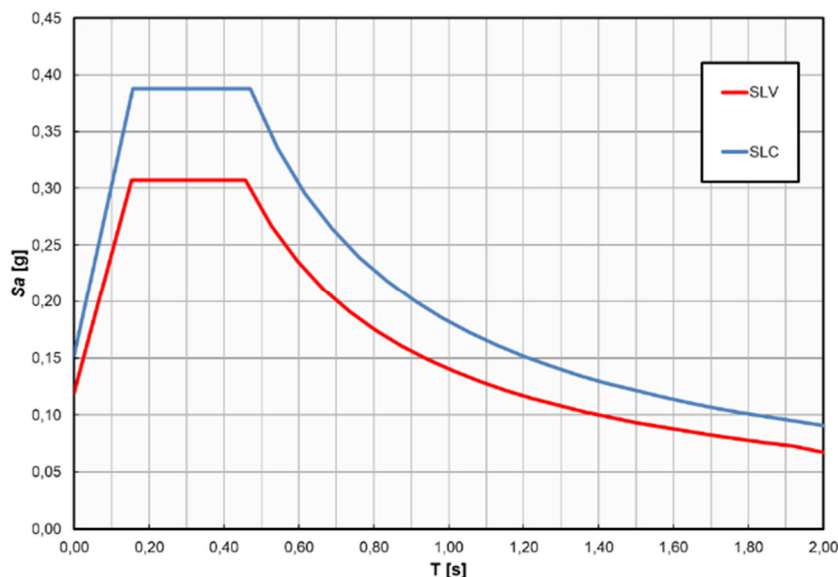


Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

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 può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $< 0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;

3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$;

Non essendo soddisfatte le condizioni di esclusione previste dalle NTC18, è stato valutato il potenziale di liquefazione dei terreni che costituiscono l'area in esame.

Di seguito si riassumono i parametri di input utilizzati nel calcolo del potenziale di liquefazione:

- ✓ 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 *Andrus e Stokoe* (1997), fondate sull'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (V_s) con la profondità ricostruito tramite indagine sismica MASW;
- ✓ **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** = 10 m da piano campagna (soggiacenza suggerita dalla *Carta Idrogeologica* del P.G.T.).

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

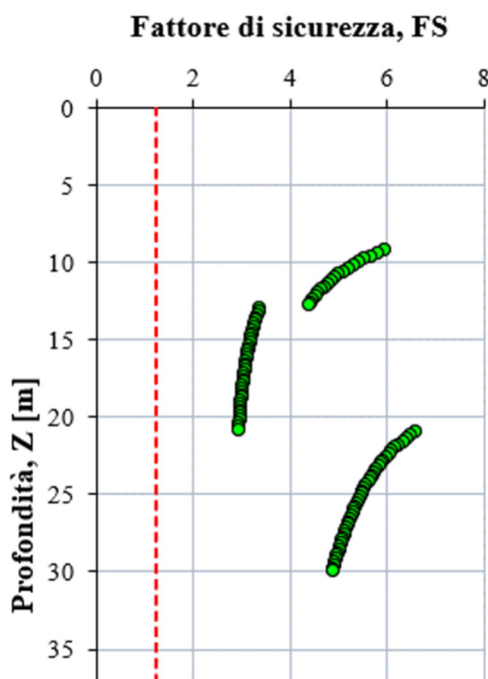
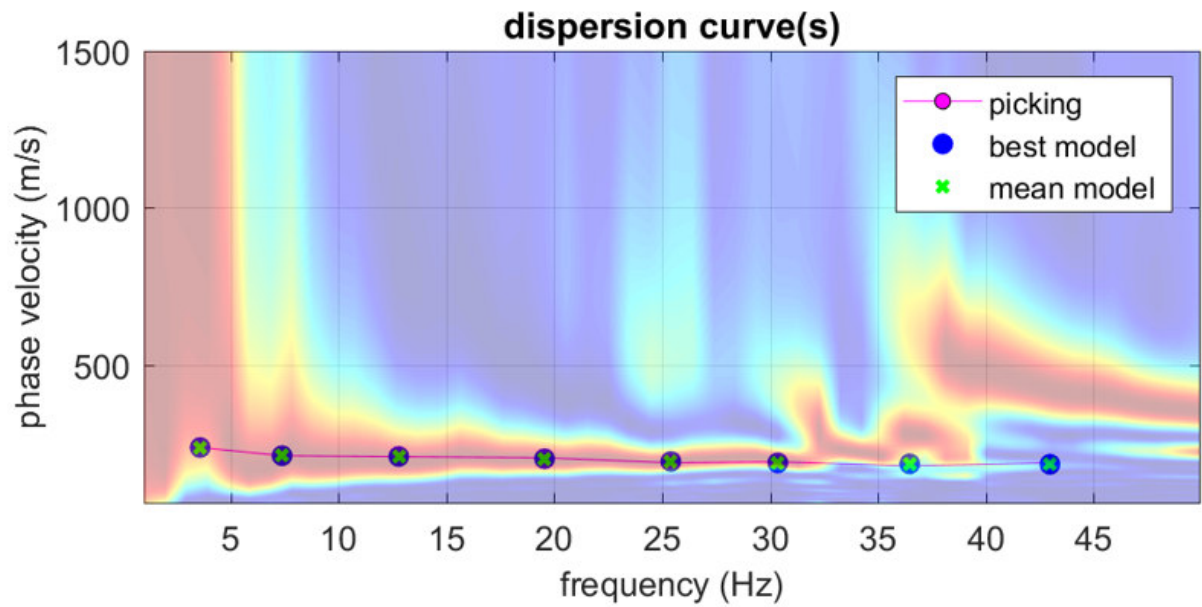


Figura 3: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, Sorgente = 3-9 m, $T_s = 1$ msec, $T_L = 2$ sec.



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, la campagna di indagine si è avvalsa dei risultati di n. 1 prova eseguita con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH), spinta sino a circa 14 m di profondità (ovvero al raggiungimento del rifiuto strumentale) e ubicata come da *Allegato 5*.

Prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH)

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

- Peso massa battente (Maglio) $M = 63 \text{ Kg}$
- Altezza di caduta libera del maglio $H = 0,75 \text{ m}$
- Punta conica : diametro $D_p = 50,8 \text{ mm}$ angolo apertura $= 90^\circ$
- Aste: peso = $4,6 \text{ Kg/m}$

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

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (Nspt), i valori di Np misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate. Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi Nspt (normalizzati al 60%) e i dati Np (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

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

In cui

$C = 1.5 - 2.0$ Terreni con ghiaie

$C = 2.0 - 2.8$ Terreni sabbiosi

$C = 2.8 - 4.0$ Argille +/- limose

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

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

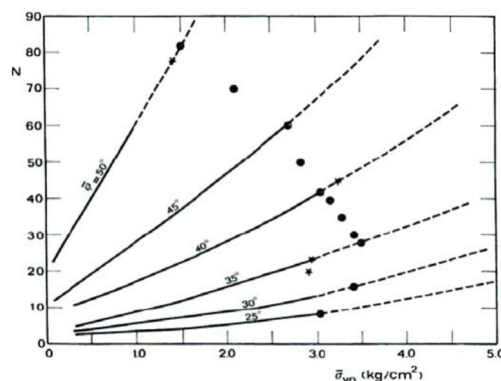
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

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

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

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

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



MODULO DI DEFORMAZIONE E.

E’ stato calcolato attraverso diversi metodi, confrontati tra loro criticamente:

BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di N_{spt}

$$\text{Per } N_{spt} = 4 \quad E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 10 \quad E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 30 \quad E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 60 \quad E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$$

SCHMERTMANN (1978): Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica:

$$E \text{ (t/mq)} = 2 \times B \times N_{spt}$$

con

N_{spt} = numero di colpi medio nello strato.

B = costante variabile in funzione della litologia

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

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

BOWLES

Definisce il valore del modulo di deformazione utilizzando la seguente correlazione:

$$E \text{ (MPa)} = 1.2 \times N_{spt} + 6$$

3.2 Modello geotecnico di riferimento


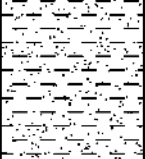
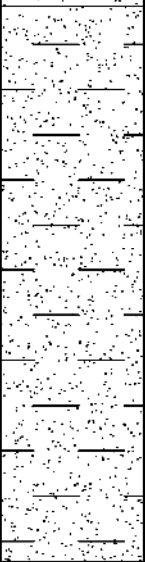
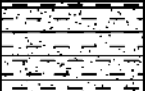
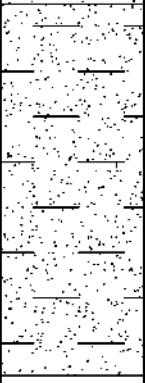
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche sovrapposte che presentano caratteristiche differenti;
- 2) in sostanziale accordo con la *Carta idrogeologica* del P.G.T. che suggerisce una soggiacenza di ca. 10 m, entro il foro penetrometrico è stata rilevata acqua sotterranea a partire da una profondità di ca. 11 m.

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

Unità R	Si tratta di un orizzonte di riporto e/o di alterazione rilevato sino ad una profondità di ca. 1.2 m da piano campagna.
Unità A	Oltre l'Unità R affiora un deposito incoerente costituito da sabbia e limo per il quale sono stati calcolati angoli d'attrito $\Phi = 26-27^\circ$ e moduli di deformazione $E = 100 -150 \text{ kg/cm}^2$. L'Unità A affiora sino alla massima profondità di 3.0 m da piano campagna.
Unità B	L'Unità B è un deposito incoerente (sabbia prevalente) di buone caratteristiche geotecniche; rielaborando i valori penetrometrici sono stati calcolati angoli d'attrito $\Phi = 29-30^\circ$ e moduli di deformazione $E = 180 -230 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	Ad una profondità compresa tra 9 m e 10 m ca. da piano campagna, il calo del valore di N_p suggerisce la presenza di un orizzonte a matrice limoso-argillosa di scadenti caratteristiche geotecniche ($\Phi = 23^\circ$; $E = 50 \text{ kg/cm}^2$).
Unità C	Oltre 10-10,5 m di profondità, i valori N_p descrivono un deposito granulare (sabbia prevalente) di buone geotecniche ($\Phi = 28^\circ-29^\circ$; $E = 180-200 \text{ kg/cm}^2$).

Il profilo stratigrafico utilizzato per il calcolo della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione è rappresentato nella seguente immagine.

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	Descrizione	Modulo edometrico coesivi (kg/cmq)	Modulo di Young (kg/cmq)	Peso di volume naturale (t/mc)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Angolo di attrito (°)
		Unità R: Riporto	nc	nc	1.6	nc	nc
1.20		Unità A: Sabbia e limo	nc	100	1.8	nc	26
3.00		Unità B: Sabbia	nc	180	1.8	nc	29
9.00		Unità C: Limo sabbioso argilloso	nc	50	1.8	nc	23
10.00		Unità D: Sabbia	nc	180	1.8	nc	28
14.00							

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.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata calcolata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando una **fondazione nastriforme, posata entro l'Unità A alla profondità minima di 1.2 m con un incastro nei terreni ("D") pari a 0.5 m, evitando interazioni con l'orizzonte di riporto e/o alterazione superficiale indipendentemente dal suo spessore.**

Qualora in fase esecutiva la profondità di affioramento della sottostante Unità A fosse eccessiva per le esigenze geometriche progettuali, si potranno eseguire circostanziati interventi di bonifica geotecnica, asportando il terreno indesiderato e riportando materiale di caratteristiche idonee (e.g.: calcestruzzo magro).

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 " γ_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):

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

dove

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

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

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

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

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

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 2**, costituito dalla combinazione $A1+M1+R3$.

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 γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

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

IPOTESI PROGETTUALE: Fondazione nastriforme

Incastro minimo della fondazione nei terreni (**D**) = **0.5 m**

Terreni di fondazione = **Unità A** (evitando interazioni con l'orizzonte di alterazione/riporto superficiale indipendentemente dal suo spessore), rilevata a partire da 1,2 m di profondità.

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]	$q_{lim} [kg \cdot cm^{-2}]$	$q_{lim} [kPa]$	γ_R	$q_{lim}/\gamma_R [kg \cdot cm^{-2}]$	$q_{lim}/\gamma_R [kPa]$	$R_d [kg \cdot 10^3]/ml$	$R_d [kN]/ml$
80	100	1,95	191,23	2,3	0,85	83,14	6,78	66,51
100	100	2,16	211,82	2,3	0,94	92,10	9,39	92,10
120	100	2,36	231,44	2,3	1,03	100,62	12,31	120,75
150	100	2,67	261,84	2,3	1,16	113,84	17,41	170,76

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

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni prodotte da un'azione (E_d) pari alla resistenza del terreno (R_d) calcolata con l'approccio 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "Settle 3" di Rocscience, la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale.

I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

FONDAZIONE NASTRIFORME						
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}/\gamma_R [kg \cdot cm^{-2}]$	$q_{lim}/\gamma_R [kPa]$	$E_d [kg \cdot 10^3]/ml$	$E_d [kN]/ml$	Ced. S [mm]
80	100	0,85	83,14	6,78	66,51	10-12
100	100	0,94	92,10	9,39	92,10	13-15
120	100	1,03	100,62	12,31	120,75	16-18
150	100	1,16	113,84	17,41	170,76	21-23

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:

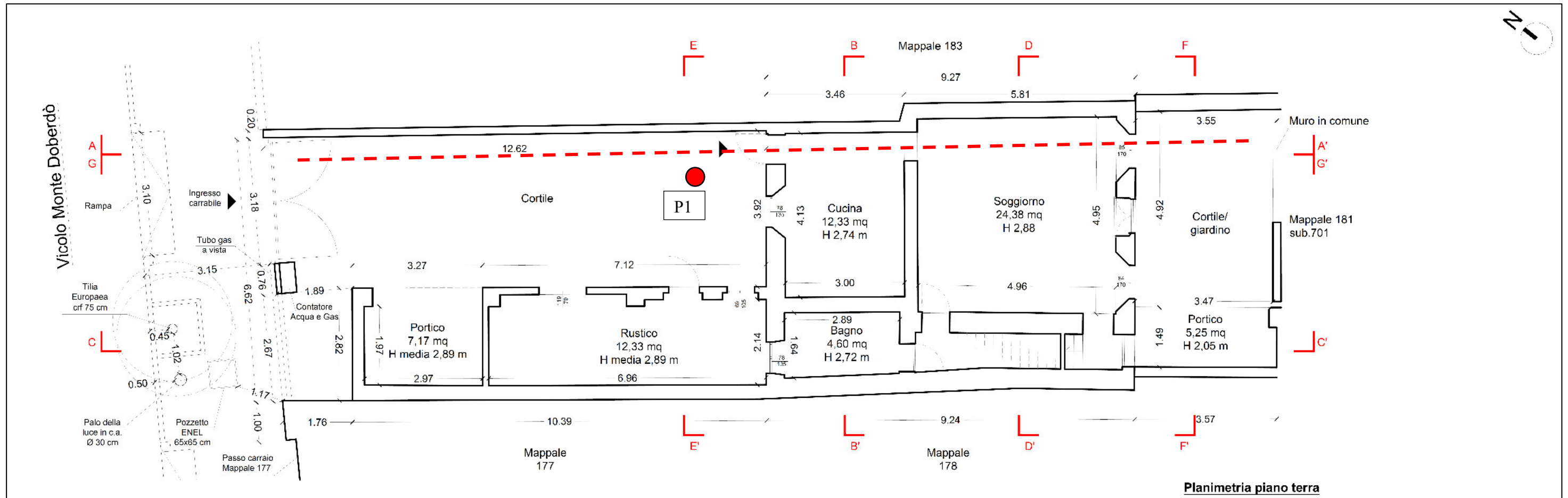
1. La capacità portante di un terreno, e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate sarà necessario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

Codogno, 19.01.2024



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

ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini



ALLEGATO 6 – Prova penetrometrica

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Verticale d'indagine P. 1

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI e RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITÀ GEOTECNICHE

DPSH P.1		<i>Unità geotecniche</i>
Prof. (m)	Nscpt	
0,3	5	<i>Unità R</i>
0,6	4	
0,9	4	
1,2	5	
1,5	10	<i>Unità A</i>
1,8	11	
2,1	10	
2,4	8	
2,7	5	
3,0	7	
3,3	18	<i>Unità B</i>
3,6	19	
3,9	17	
4,2	22	
4,5	22	
4,8	21	
5,1	17	
5,4	21	
5,7	19	
6,0	18	
6,3	21	
6,6	20	

6,9	14	
7,2	10	
7,5	13	
7,8	10	
8,1	11	
8,4	16	
8,7	15	
9,0	12	
9,3	6	<i>Unità C</i>
9,6	1	
9,9	4	
10,2	9	<i>Unità D</i>
10,5	16	
10,8	23	
11,1	25	
11,4	18	
11,7	10	
12,0	8	
12,3	6	
12,6	14	
12,9	14	
13,2	15	
13,5	15	
13,8	17	
14.1	20	
<i>Rifiuto strumentale</i>		

PROFILO PENETROMETRICO



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

Committente: Sig.ri Carnevale Antonio e Bassini Chiara

Località: Codogno (LO)

Data: 4/09/2023 Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH 1)

Profondità della falda da p.c. (m): 11

Grafico della prova

Numero colpi punta

