GEOLOGIA
GEOTECNICA
INDAGINI AMBIENTALI
IDROGEOLOGIA
CAVE
GEOTERMIA

STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. CARLO DEGIOANNI
VIA DON G. MINZONI 4
*20062 **CASSANO D'ADDA** (MI)*
(+39)339 3342169
e-mail: studiogeologia.degioanni@gmail.com

Progettista
Studio di Architettura Parodo
Via della Resistenza 10 - Opera (MI)

Proprietà
COOP LOMBARDIA Soc. Coop., viale Famagosta, 75 – MILANO

Progetto

Comparto Logistico Consorzio Coop Nord Ovest

Adeguamento comparto logistico funzionale all'automazione

Via A. Moro 1 - Pieve Emanuele (MI)

OTTOBRE 2025

Consulenze Geologiche

elaborato	revisione	data	note	redatto	verifica	approvazione
1	00	28/10/2025		CDGeo	CDGeo	CDGeo
	01					
	02					
	03					

INDICE

PREMESSA 3
CARATTERISTICHE GEOLITOLOGICHE 3
FATTIBILITA' 6
IDROGEOLOGIA 7
Falda acquifera locale e caratteristiche di permeabilità 8
Coefficiente di permeabilità 9
INDAGINI IN SITO 10
CALCOLO DELLE VS,30 - DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO 11
ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO SITO SPECIFICA 12
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO SECONDO LA NORMATIVA ANTISISMICA 15
ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE 17
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE 19
Modello geotecnico ipotizzato (da confermare) 19
VALUTAZIONI CONCLUSIVE 21

ALLEGATI

Planimetria di progetto
Ubicazione delle linee sismiche MASW
Ubicazione delle prove SCPT e sondaggi a carotaggio
Grafici delle prove penetrometriche SCPT
Allegati fotografici
Grafici delle registrazioni sismiche MASW

PREMESSA

Nella presente relazione si analizzano le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e sismiche dell'area interessata dall'adeguamento funzionale all'automazione del Comparto Logistico Consorzio Coop Nord Ovest di via A. Moro 1 a Pieve Emanuele.

CARATTERISTICHE GEOLITOLOGICHE

Il settore territoriale della pianura milanese, in cui si inserisce il comune di Pieve Emanuele, si sviluppa in un ambito di media e bassa pianura, compreso fra la fascia attiva dei fontanili a Nord ed il corso del fiume Po a Sud; la parte settentrionale della pianura milanese si contraddistingue per litologie granulari maggiormente grossolane (ghiaie e sabbie), elevata permeabilità e sviluppo di strutture idrogeologiche peculiari quali i fontanili. I settori occidentale e meridionale, sviluppati in prossimità del fiume Ticino e verso il fiume Po, si caratterizzano per litologie granulari più fini (sabbioso dominanti associate ad intercalazioni limoso-sabbiose) costituendo i settori distali delle conoidi fluviali e fluvioglaciali a struttura coalescente generate dai principali corsi d'acqua (nel caso di Pieve Emanuele dal Fiume Lambro Meridionale). La continuità di tali depositi viene localmente interrotta da valli fluviali (attive o relitte) topograficamente depresse ed interessate, nel Quaternario recente, dalla deposizione anche di sedimenti coesivo dominanti, non sempre chiaramente distinguibili dalle alluvioni più antiche.

Fig. 1: estratto dalla carta Geologica – PGT 2013 – Comune di Pieve Emanuele

Fig. 2: legenda della carta Geologica – PGT 2013 – Comune di Pieve Emanuele

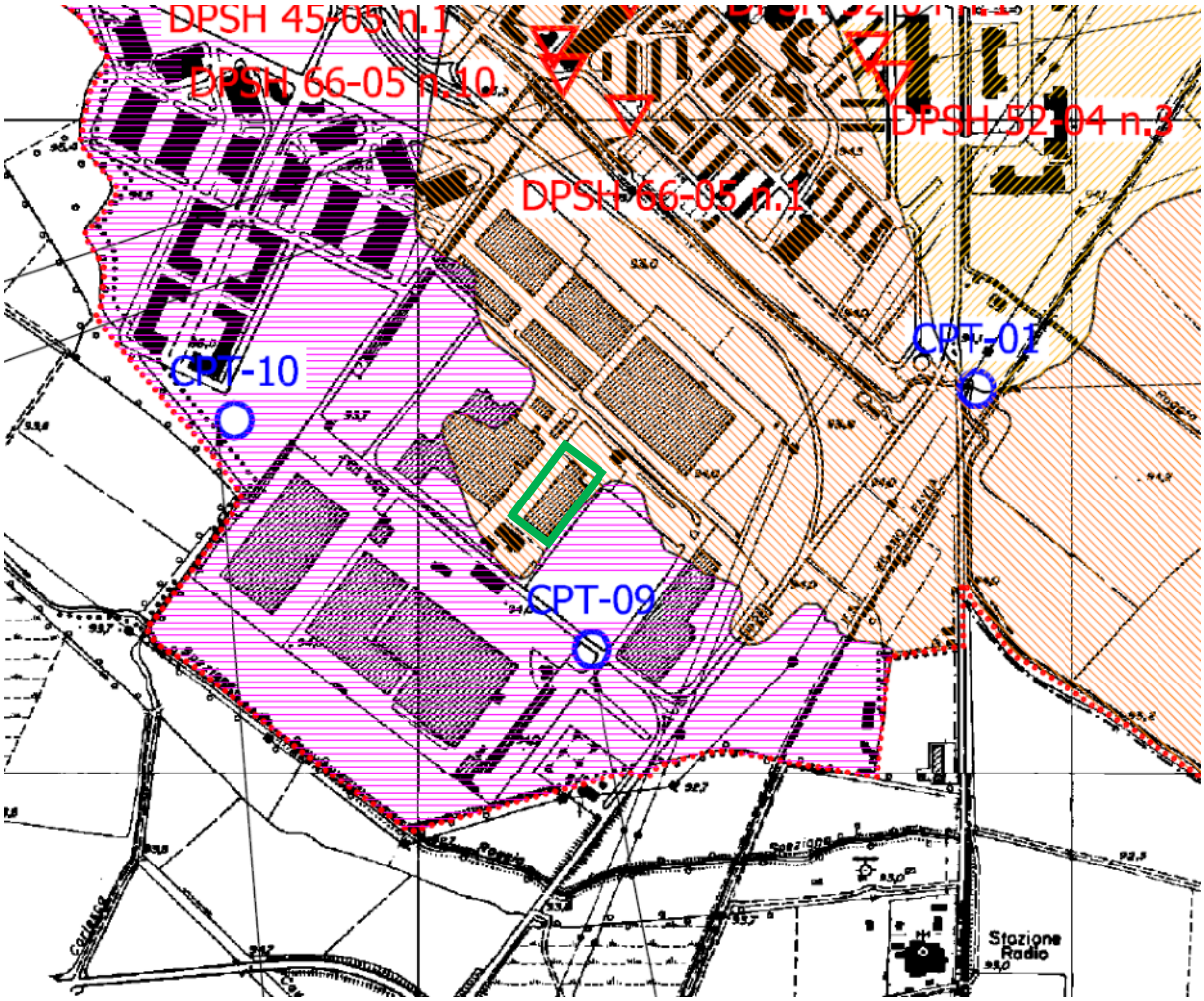


Fig. 3: estratto dalla carta Geologica-tecnica – PGT 2013 – Comune di Pieve Emanuele

FATTIBILITA'

L'area oggetto di studio ricade, come è possibile vedere dall'allegato sotto riportato, nell'area caratterizzata da classe di fattibilità 2 (fattibilità con modeste limitazioni) ed in particolare Classe 2b caratterizzata da limitazioni relative all'alta vulnerabilità della falda freatica che localmente ha una soggiacenza di -2,4 m dal p.c.(maggio 2020), -2,00 m dal p.c. (ottobre 2025).

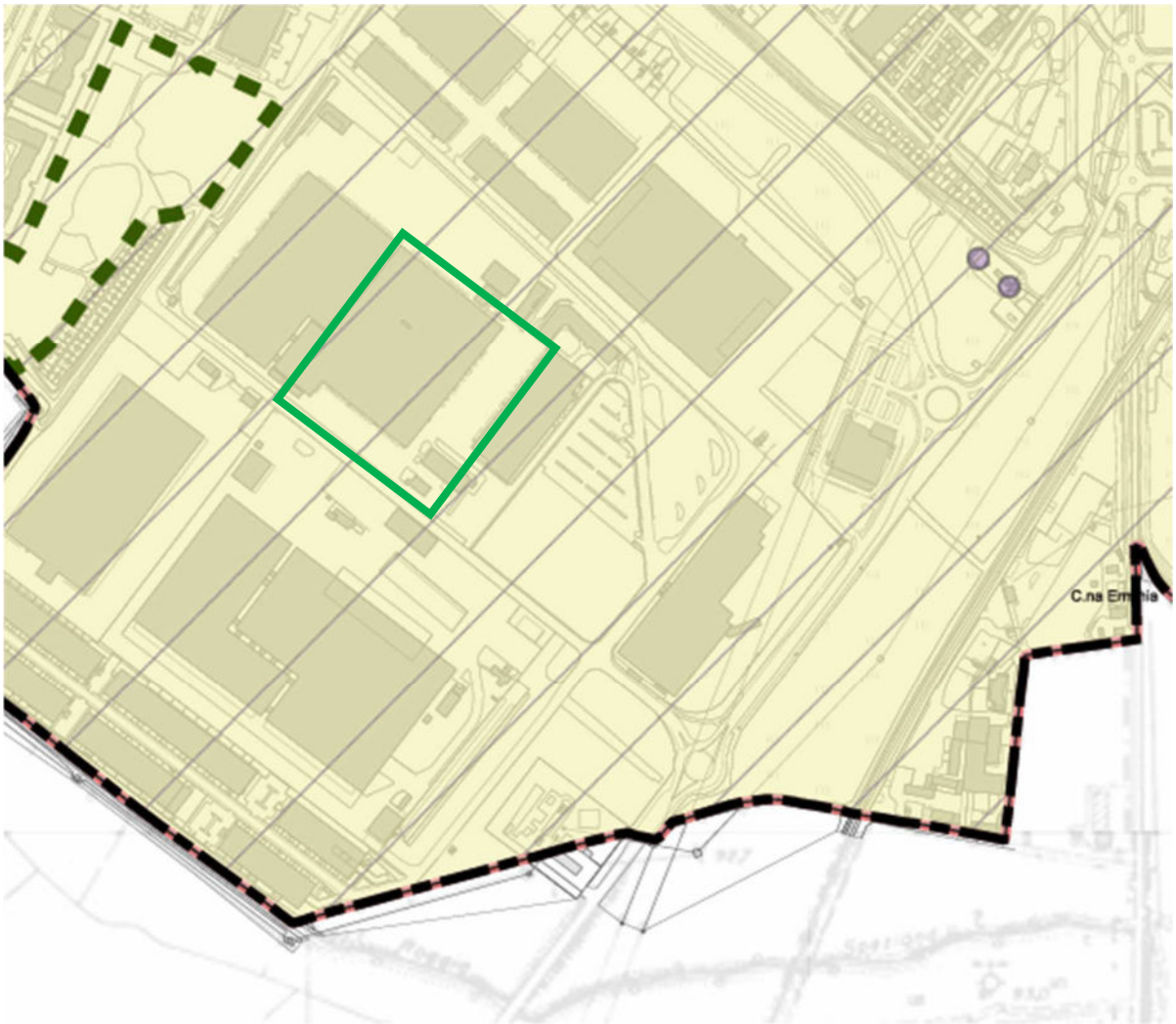


Fig. 4: estratto dalla carta della fattibilità – PGT 2021 – Comune di Pieve Emanuele

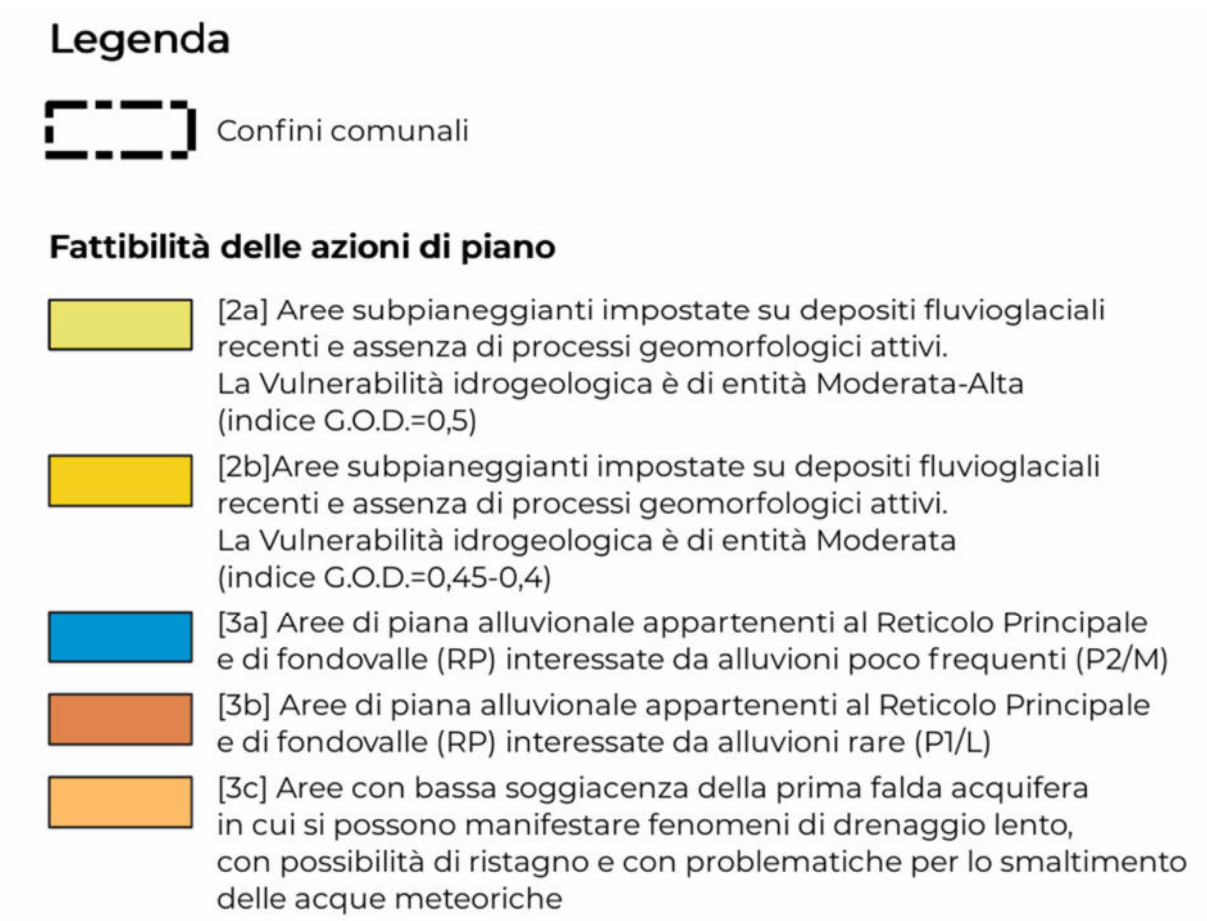


Fig. 5: legenda carta della fattibilità – PGT 2021 – Comune di Pieve Emanuele

IDROGEOLOGIA

Nel settore territoriale di specifico interesse il primo sottosuolo risulta costituito da depositi fluvioglaciali e fluviali incoerenti interessati da intercalazioni coesive di geometria e spessore assai variabile organizzate in alternanze più o meno frequenti. Sono pertanto presenti corpi acquiferi sovrapposti sviluppati nei sedimenti sabbioso-ghiaiosi maggiormente permeabili dei quali il più superficiale presenta caratteri idraulici freatici, localmente semiconfinati, e soggiacenza dell'ordine di 2-4 m circa dal piano campagna.

Di seguito si riporta uno stralcio della carta idrogeologica estratta dallo studio geologico a supporto del PGT comunale (2013).

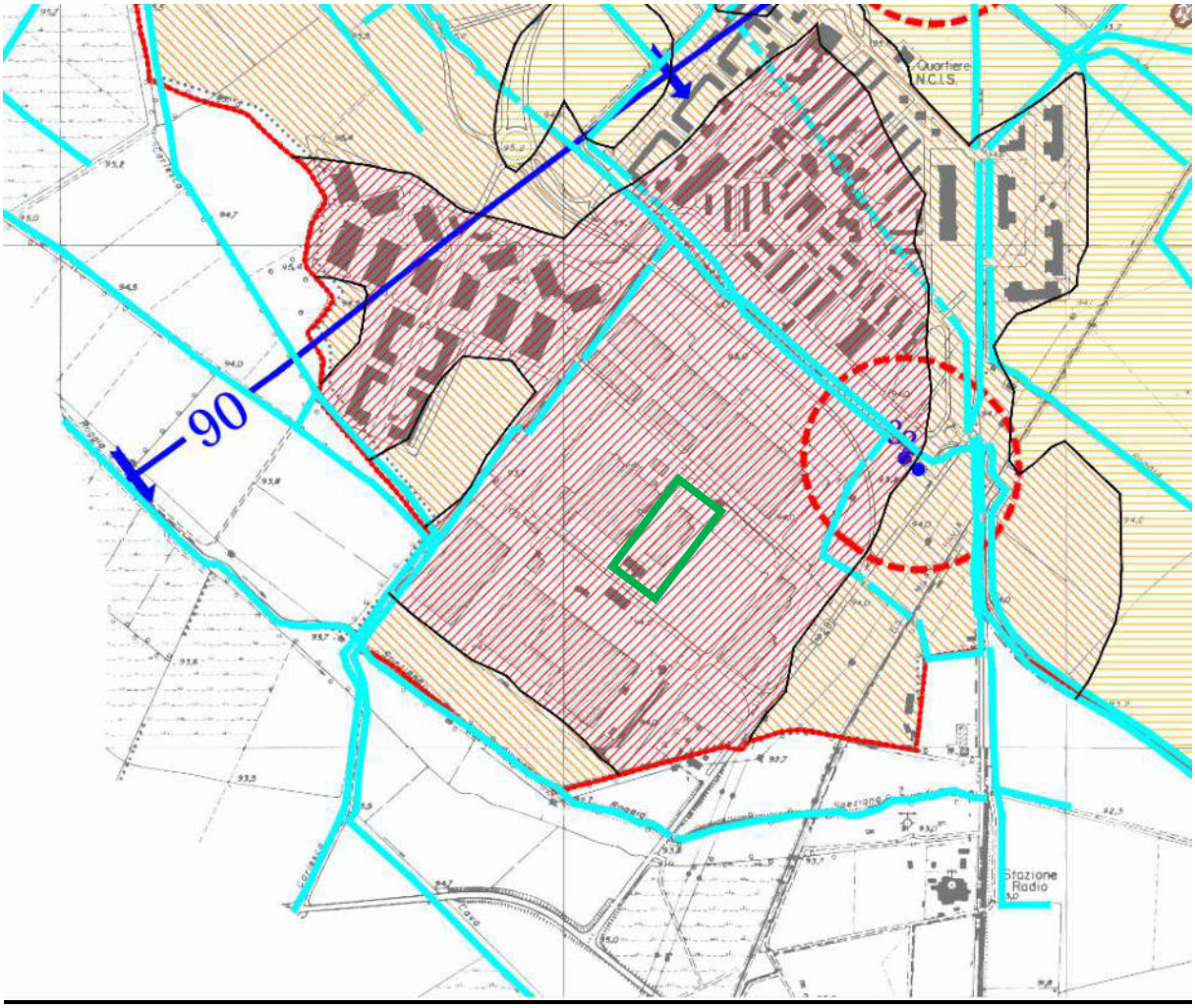


Fig. 6: estratto carta idrogeologica – PGT 2013 – Comune di Pieve Emanuele

Falda acquifera locale e caratteristiche di permeabilità

In fase di esecuzione delle indagini geognostiche nel mese di marzo 2020 si è rilevata la soggiacenza locale della falda mediante un piezometro realizzato sulla verticale di una prova SCPT. La soggiacenza è risultata essere a 2,40 m da p.c. Attualmente sono in fase di esecuzione le prove penetrometriche dinamiche programmate per la caratterizzazione dei terreni di fondazione; in data 27 e 28 ottobre 2025 sono state effettuate 9 prove penetrometriche dinamiche SCPT che hanno confermato la stratigrafia locale già ricostruita con le indagini di marzo 2020, come riportata nei paragrafi successivi, e la soggiacenza della falda a 2,30-2,40 m da p.c. come rilevato nel mese di marzo 2020.

Anche dal punto di vista dei dati storici l'area è caratterizzata da una soggiacenza minima in linea con i valori rilevati in fase di indagini geognostiche.

Coefficiente di permeabilità

Per la valutazione del coefficiente di permeabilità si fa riferimento a quanto rilevato in fase di indagini effettuate nel mese di marzo 2020, alle prove penetrometriche SCPT eseguite in data 27 e 28 ottobre 2025 e sulla base di dati bibliografici relativi all'area di studio.

Il sottosuolo investigato risulta essere costituito a partire da una profondità di circa 0.9/1.0 m da **limo sabbioso (parzialmente saturo)**. Utilizzando tabelle e correlazioni presenti in letteratura è possibile indicare il coefficiente di permeabilità del terreno in oggetto tra 10^{-5} e 10^{-3} m/s. Tuttavia si suggerisce di adottare un valore del coefficiente di permeabilità prossimo a 10^{-5} m/s. Infatti non avendo a disposizione ancora prove di permeabilità effettuate in sito si propende per un valore del coefficiente di permeabilità valido anche per terreni prettamente limosi, come riportato nella tabella sottostante.

Tipo di terreno	Coefficiente di permeabilità (k) [m/s]
Argilla e fango	$< 10^{-6}$ (o $< 10^{-8}$ per i fanghi più fini)
Limo	da 10^{-6} a 10^{-4}
Sabbia limosa e limosa sabbiosa	da 10^{-5} a 10^{-3}
Sabbia e ghiaia sabbiosa	da 10^{-3} a 10^{-1}
Ghiaia e sabbia ghiaiosa	$> 10^{-3}$ (o $> 10^{-1}$ per le ghiaie più grossolane)

Tab. 1: coefficienti di permeabilità per terreni di varia natura

INDAGINI IN SITO

Indagini geotecniche (da eseguire per il dimensionamento delle soluzioni fondazionali)

Per poter caratterizzare i terreni di fondazione verranno eseguite prove penetrometriche dinamiche continue SCPT (in parte eseguite nei giorni 27 e 28 ottobre c.a., e sondaggi a carotaggio continuo.

Per l'esecuzione delle prove SCPT è stato utilizzato un penetrometro superpesante "tipo Meardi".

In fase di indagini verrà realizzato un piezometro in corrispondenza della verticale delle prove SCPT al fine di poter monitorare nei prossimi mesi l'oscillazione della falda acquifera.

Indagini sismiche (eseguite due linee sismiche MASW in data 22/10/2025)

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

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.0 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

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

Nell'esecuzione delle prove MASW è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico.

Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*). La sorgente è stata posta ad una distanza

compresa tra 4 e 6 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*"Optimum Field Parameters of an MASW Survey",* Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012). Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva o ReMi) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

CALCOLO DELLE VS,30 - DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il Comune di Pieve Emanuele 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. vigente, 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 litotecniche dei terreni (amplificazione litologica).

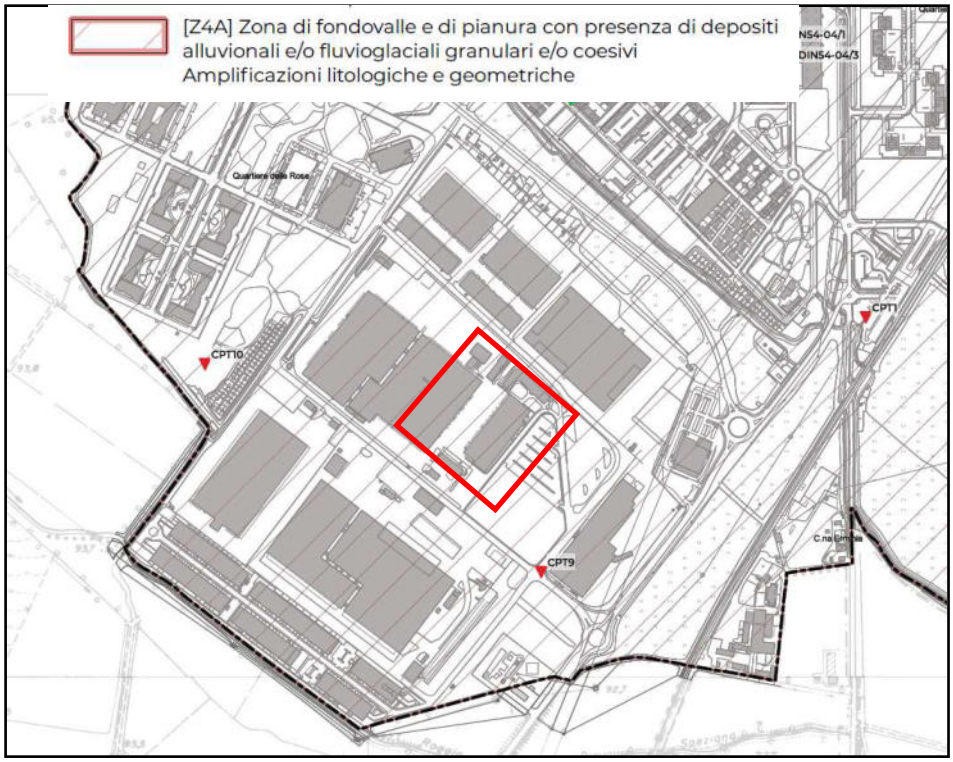


Fig. 7: estratto della carta di PSL con ubicazione dell'area in esame (rettangolo rosso)

ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO SITO SPECIFICA

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

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

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

Per il Comune di Pieve Emanuele i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s e per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche sono i seguenti:

Fa_soglia - FAS				
Intervallo	***Suolo B***	***Suolo C***	***Suolo D***	***Suolo E***
0.1-0.5	1.4	1.8	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

Tab. 2: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Pieve Emanuele - Regione Lombardia.

Stima degli effetti litologici

Nella stima e nell'attendibilità degli effetti litologici propri dell'area in esame, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una specifica campagna di indagini geofisiche che si è concretizzata con l'esecuzione di n. 2 linee sismiche tipo MASW.

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

Considerando una velocità dello strato superficiale compresa tra 200 e 250 m/s (media dei primi 3-4 m del profilo Vs-z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

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

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

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

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

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

dove h_i e Vs_i sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con Vs > 800 m/s).

Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nelle prove MASW.

Utilizzando i modelli di velocità ricostruiti si ottengono i seguenti risultati:

ID	**Scheda**	**Periodo T_o**	**Fa (0.1-0.5)**	**Fa (0.5-1.5)**
M1	sabbiosa	0.48 s	**1.5**	**1.8**
M2	sabbiosa	0.49 s	**1.5**	**1.8**

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 17.01.2018, sulla base del valore di $V_{S,eq}$ che nel caso specifico corrisponde al valore di $V_{S,30}$ (in quanto H>30 m da quota fondazioni – NTC18).

A partire dai profili Vs-profondità ricostruiti, si ottengono i seguenti risultati:

Quota fondazioni da p.c.	***M1*** $V_{S,eq} = V_{S,30}$ ***[m/s]***	***M2*** $V_{S,eq} = V_{S,30}$ ***[m/s]***	***Categoria sottosuolo NTC18***
-1.5 m	321	*325*	*C*
-2.0 m	327	*333*	*C*
-2.5 m	332	*340*	*C*
-3.0 m	338	*344*	*C*

In *tabella 3* si effettua il confronto tra i valori di Fa proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore Fa 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 propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s (FAC≤FAS).

Area	Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
		FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS	FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS
M1	*C*	*1.5*	1.8+0.1	**Si**	*1.8*	2.4+0.1	**Si**
M2	*C*	*1.5*	1.8+0.1	**Si**	*1.8*	2.4+0.1	**Si**

Tab. 3: 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).

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: Lat 45.337971 - Long 9.194549] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	30	0.202	2.552	0.1749
SLD	63%	50	0.259	2.560	0.1975
SLV	10%	475	0.551	2.611	0.2800
SLC	5%	975	0.681	2.624	0.2955

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

	S_S	C_C	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.50	1.87	1.50	0.11	0.33	1.68
SLD	1.50	1.79	1.50	0.12	0.35	1.70
SLV	1.50	1.60	1.50	0.15	0.45	1.82
SLC	1.50	1.57	1.50	0.15	0.46	1.87

In *figura 8* 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).

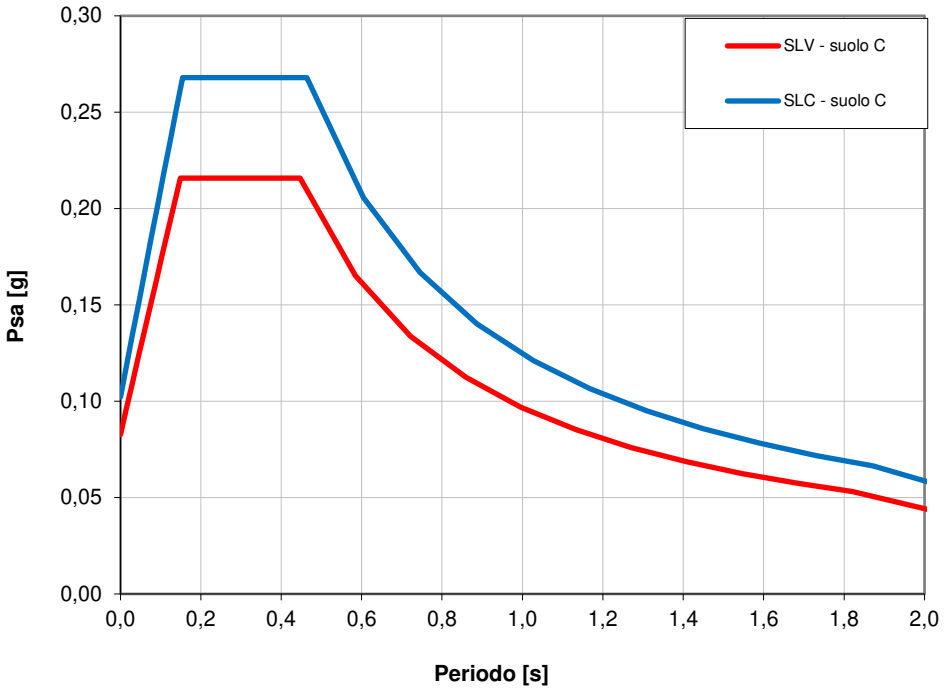


Fig. 8: spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite SLV e SLC – Categoria sottosuolo tipo C.

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

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

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

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).
Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

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

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale a_{max}=0.083g ($a_{max}=a_g*S$ – SLV V_R=50 anni e categoria di sottosuolo di tipo C);

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

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Come indicato nei paragrafi precedenti verranno eseguite indagini geognostiche atte a caratterizzare i terreni di fondazione e a definire le caratteristiche delle soluzioni fondazionali degli edifici in progetto. E' possibile caratterizzare in via preliminare i terreni di fondazione in oggetto sulla base delle prove eseguite nell'area posta immediatamente ad est di quella in oggetto per la realizzazione dell'edificio D. La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione verrà definita dopo l'esecuzione delle indagini geognostiche programmate.
In prima battuta è possibile indicare che il sottosuolo investigato è caratterizzato da tre unità geotecniche.
Di seguito si riporta la suddivisione in Unità geotecniche del sottosuolo oggetto di studio e i relativi parametri che dovranno essere confermati in fase successiva.

Modello geotecnico ipotizzato (da confermare)

UNITA' 1 (da p.c. a – 0,90 m) (terreno di riporto/terreno di coltivo)	
Resistenza alla penetrazione dinamica (S.P.T.) NSPT	**> 30-40**
Stato di addensamento	**ben addensato**
Densità relativa	**70 % - 80 %**
Peso di volume naturale	**18,5 kN/mc**
Angolo di attrito efficace	**Non significativo**
Spessore	**0,90 m**

UNITA' 2 (da -0,90 a – 4,80/7,50 m) (limo sabbioso parzialmente saturo)	
Resistenza alla penetrazione dinamica (S.P.T.) NSPT	**12**
Stato di addensamento	**poco addensato**
Densità relativa	**55 % - 60 %**
Peso di volume naturale	**18,5 kN/mc**
Angolo di attrito efficace	**29°**
Spessore	**3,60 m**

UNITA' 3 (da – 4,80/7,50 a – 11,70 m da p.c.) (sabbia debolmente limosa satura)	
Resistenza alla penetrazione dinamica (S.P.T.) NSPT	**24**
Stato di addensamento	**Mediamente addensato**
Densità relativa	**60-65%**
Peso di volume naturale	**18,5 kN/mc**
Angolo di attrito efficace	**30°- 31°**
Spessore	**6,90 m**

UNITA' 4 (da – 11,70 m) (ghiaia con sabbia satura)	
Resistenza alla penetrazione dinamica (S.P.T.) NSPT	**40**
Stato di addensamento	**ben addensato**
Densità relativa	**70 %**
Peso di volume naturale	**18,5 kN/mc**
Angolo di attrito efficace	**> 32° - 33°**

VALUTAZIONI CONCLUSIVE

L'area oggetto della presente relazione è stata caratterizzata sulla base dei dati ottenuti da una campagna di indagini geognostiche e sismiche condotte nel mese di marzo 2020 (sull'area adiacente interessata dall'edificio D) e nel mese di ottobre 2025 (ancora in corso e da ultimare) da una campagna realizzata appositamente per l'intervento in oggetto.

Nella campagna in corso è prevista l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SCPT, sondaggi a carotaggio continuo e indagini sismiche tipo MASW.
Il sottosuolo è stato suddiviso distinguendo un livello di riporto o terreno di coltivo e da tre unità geotecniche sostanzialmente omogenee su tutta l'area
In fase di esecuzione delle prove SCPT sono stati misurati i livelli della falda direttamente nelle verticali di prova e nel piezometro realizzato.
Le misurazioni hanno confermato i dati del 2020 con una soggiacenza della falda a 2,20/2,40 da p.c.

Dal punto di vista sismico effettuato il confronto tra i valori di Fa proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore Fa di soglia, emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica **(sottosuolo di tipo C)** è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s (FAC≤FAS).

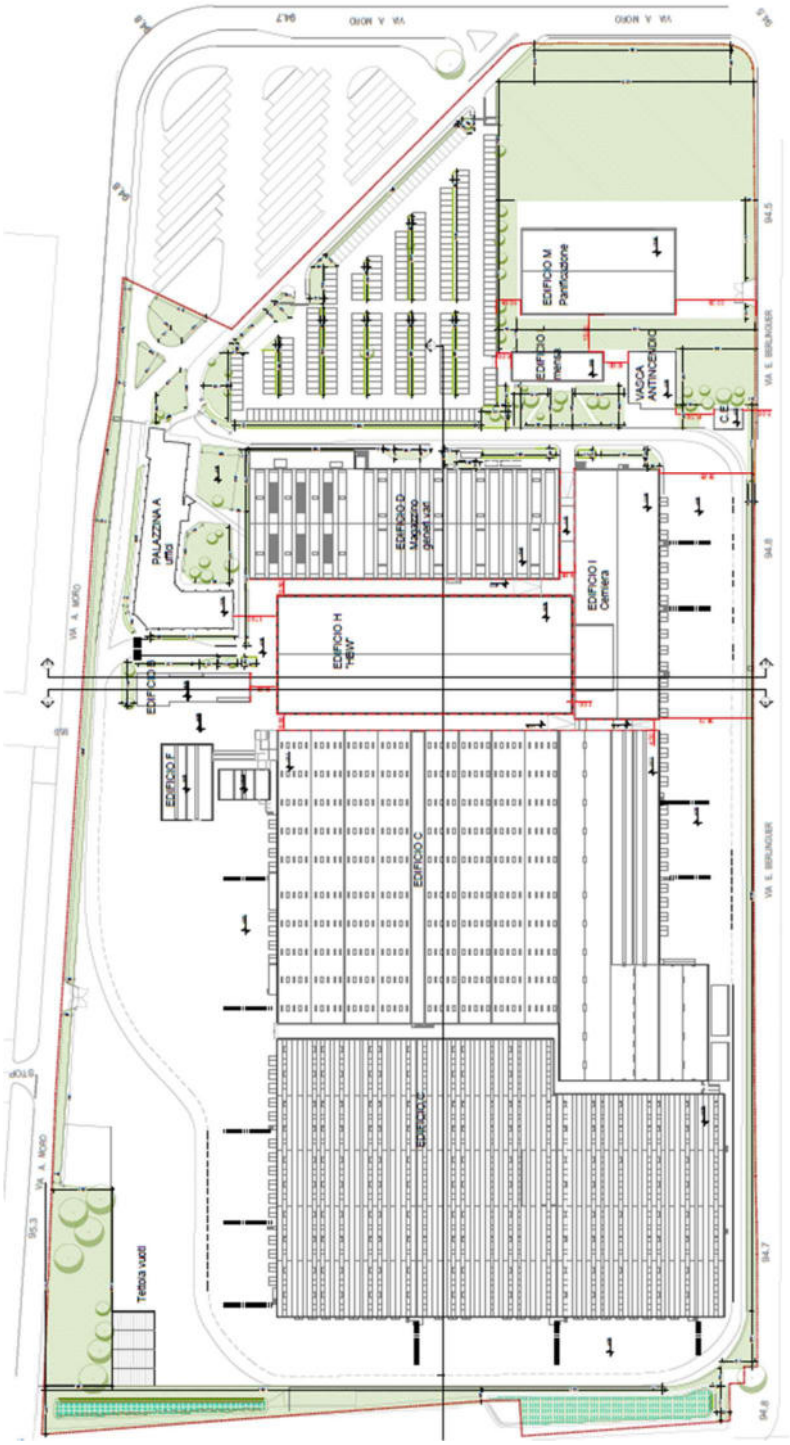
In relazione al coefficiente di permeabilità da utilizzare per la stima dell'invarianza idraulica si è valutata la ricostruzione stratigrafica effettuata sulla base delle prove SCPT effettuate nella campagna di indagini del 2020 e di quella in corso di esecuzione. Da tale ricostruzione emerge che lo spessore di terreno soprastante la superficie freatica (soggiacenza 2,20/2,40 m d pc,) è costituito da limo sabbioso (Unità 2 del modello geotecnico adottato). Per tale litologia di materiali è possibile indicare un coefficiente di permeabilità tra 10^{-5} e 10^{-3} m/s. Tuttavia si suggerisce di adottare un valore del coefficiente di permeabilità (più cautelativo) prossimo a 10^{-5} m/s. Infatti non avendo a disposizione ancora prove di permeabilità effettuate in sito si propende per un valore del coefficiente di permeabilità valido anche per terreni prettamente limosi, generalmente con un coefficiente di permeabilità più basso di terreni limo sabbiosi.

Cassano d'Adda, 28 ottobre 2025

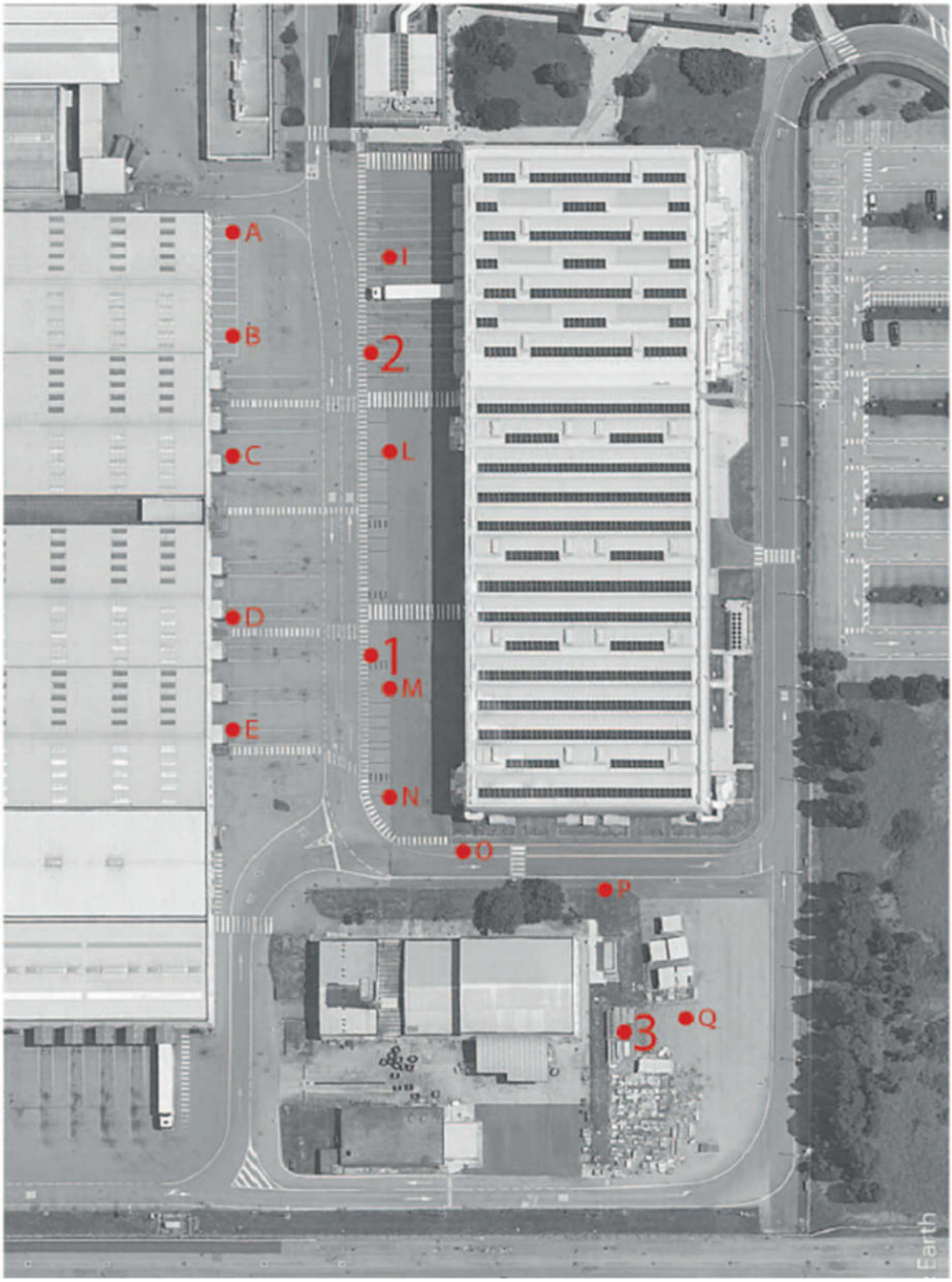
dott. geol. Carlo Degioanni

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
CARLO DEGIOANNI
geologo specialista
Albo n. 764 AP
sezione A

A L L E G A T I



Planimetria di progetto



Ubicazione prove SCPT e sondaggi a carotaggio (da ultimare) all'interno del comparto

Ubicazione prove SCPT (da ultimare) all'esterno del comparto

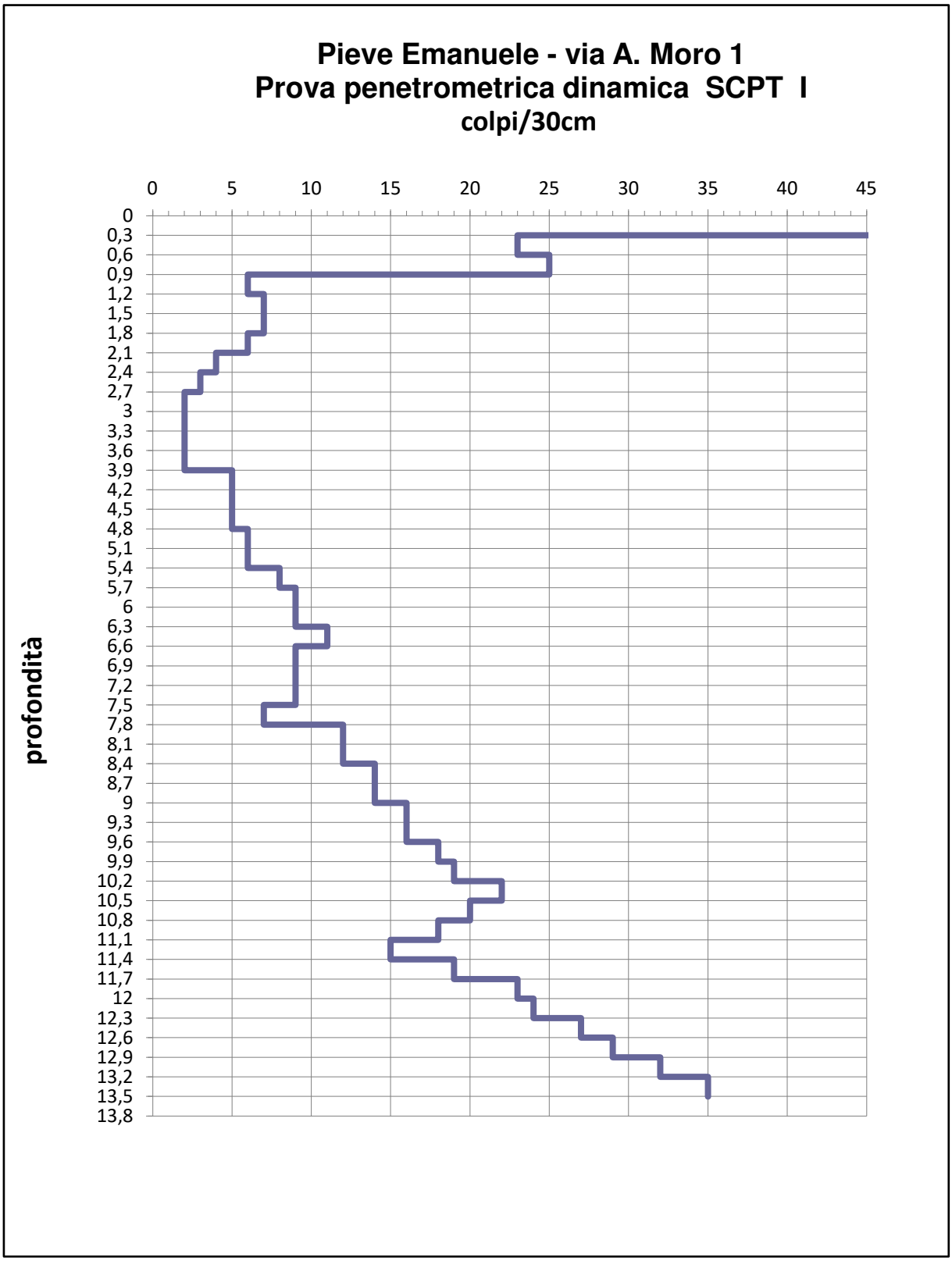


Grafico prova penetrometrica SCPT I (ottobre 2025)

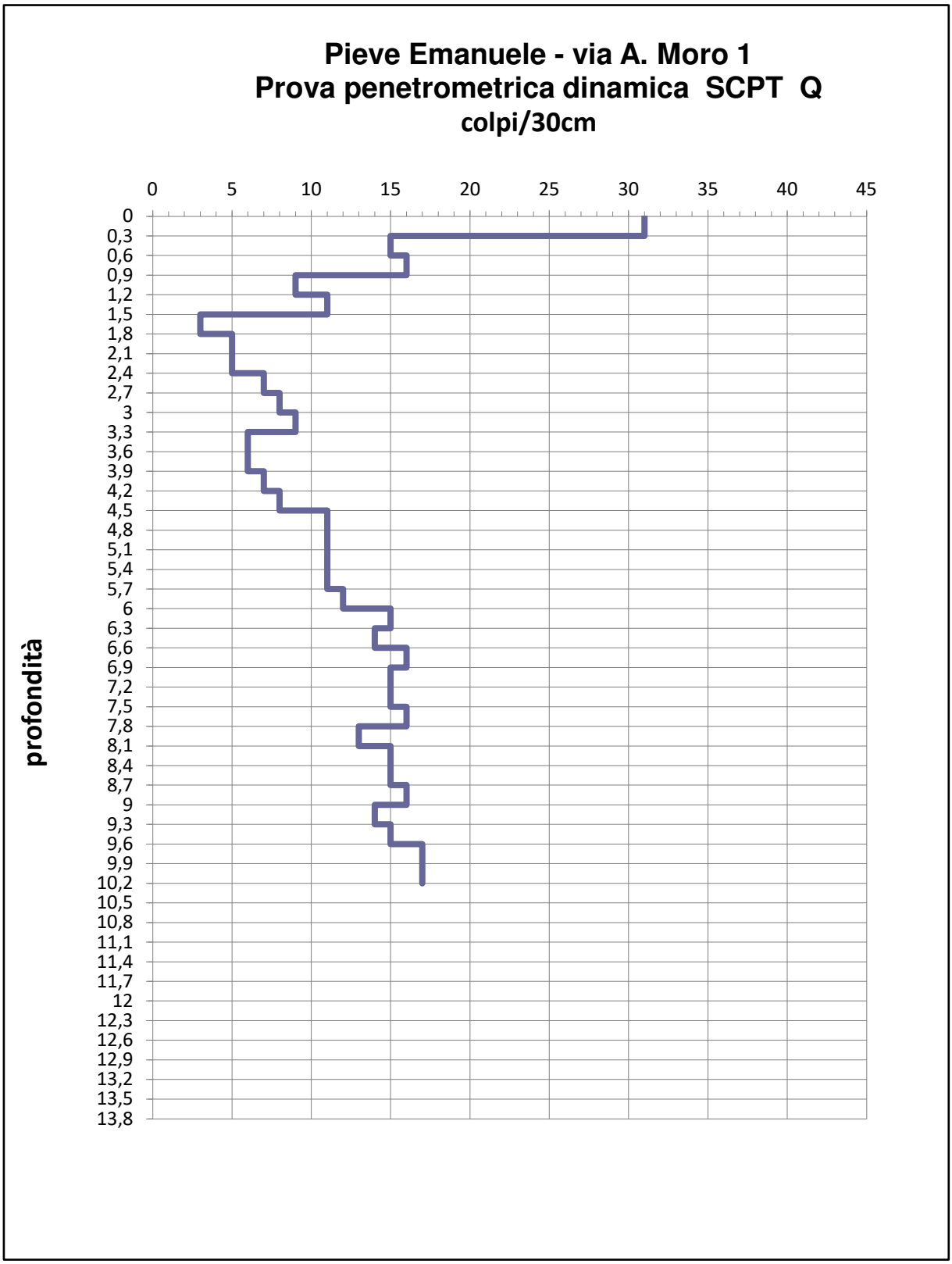


Grafico prova penetrometrica SCPT Q (ottobre 2025)

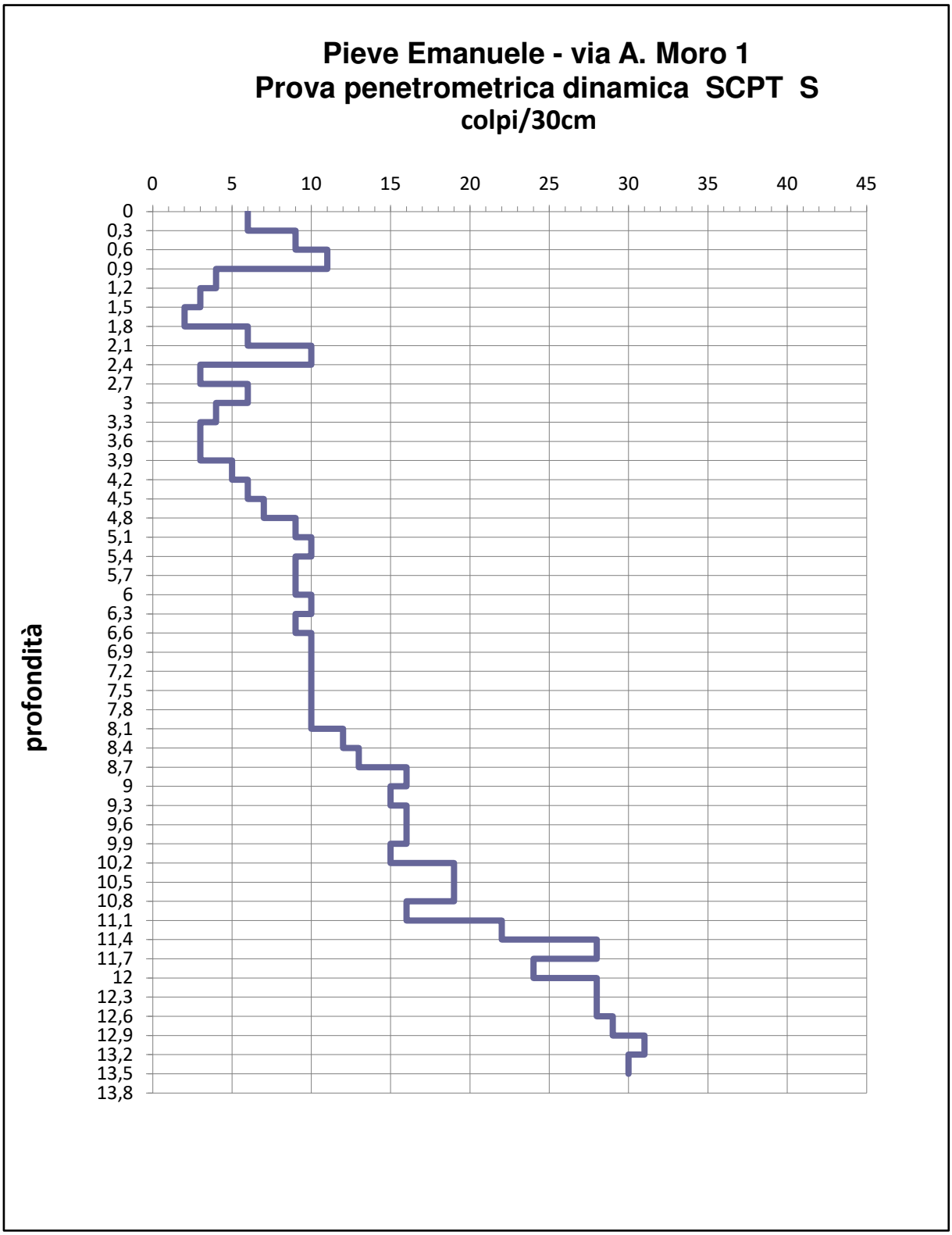
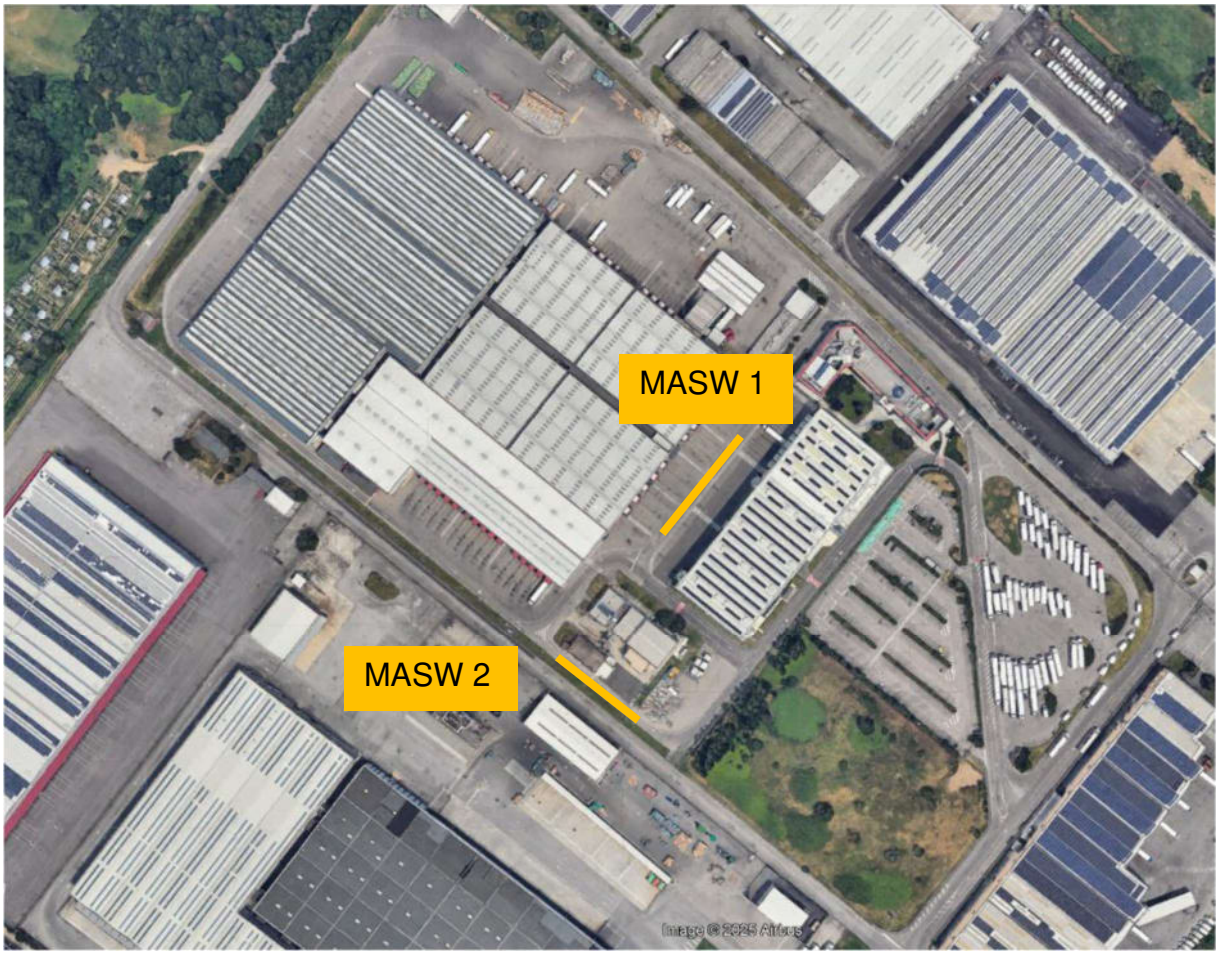
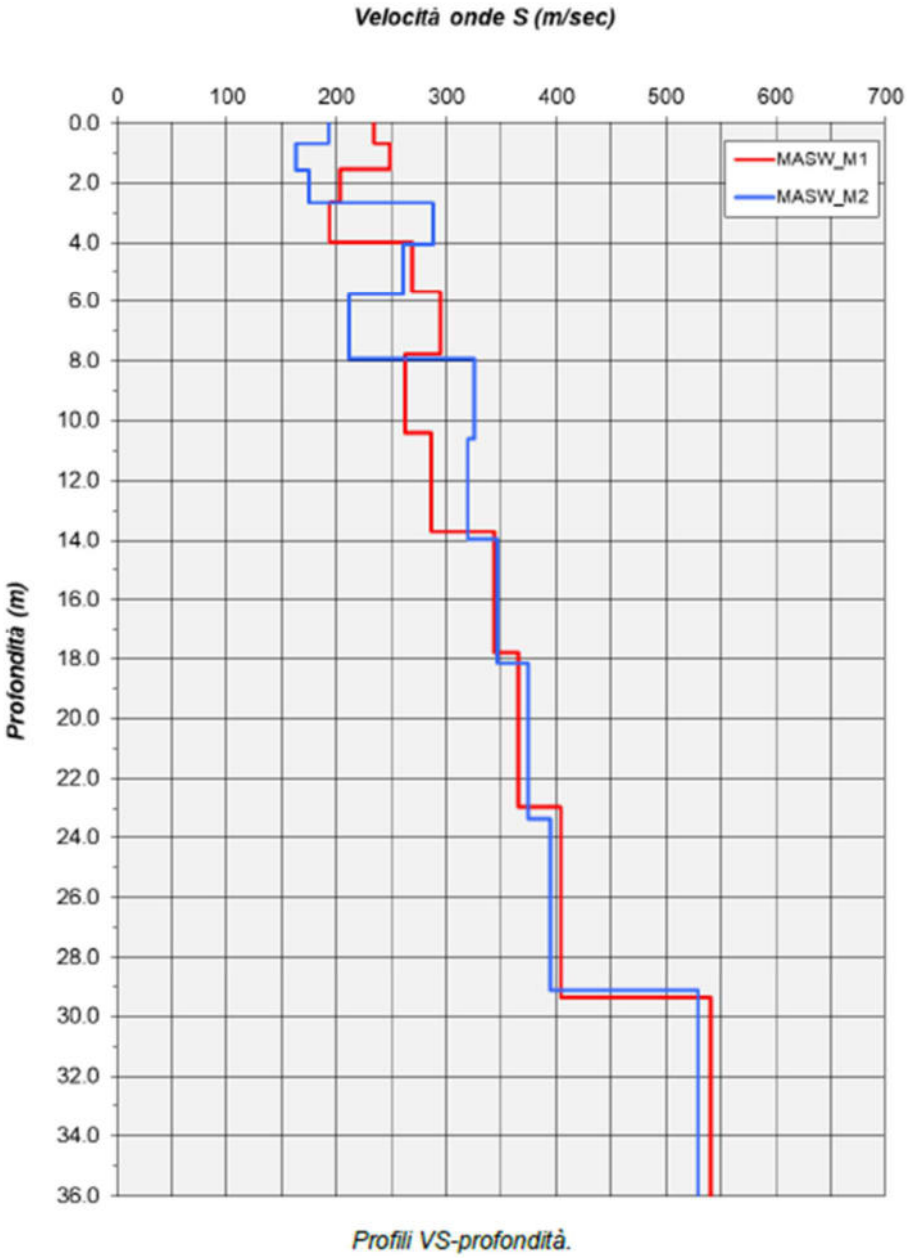


Grafico prova penetrometrica SCPT S (ottobre 2025)

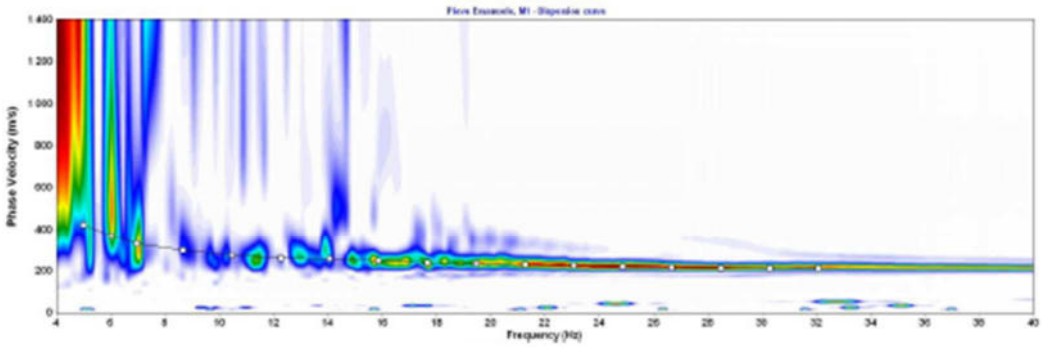


Ubicazione delle indagini sismiche MASW

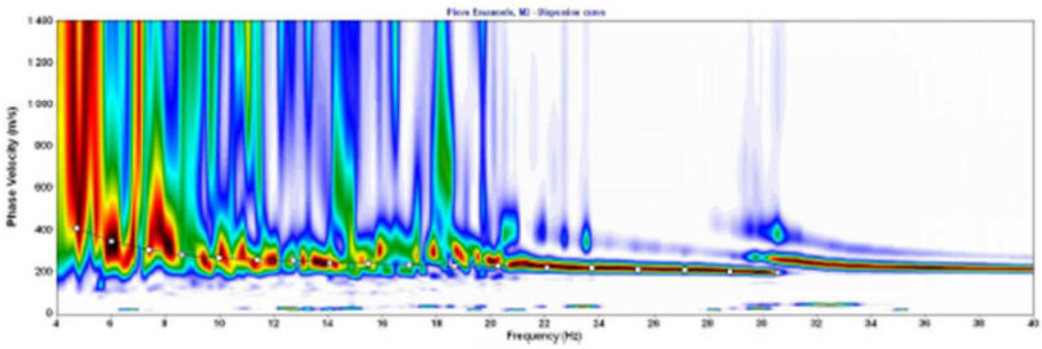


Elaborazione del profilo delle velocità

MASW M1 - CURVA DI DISPERSIONE e PICKING



MASW M2 - CURVA DI DISPERSIONE e PICKING



Curve di dispersione e picking per le due linee sismiche MASW