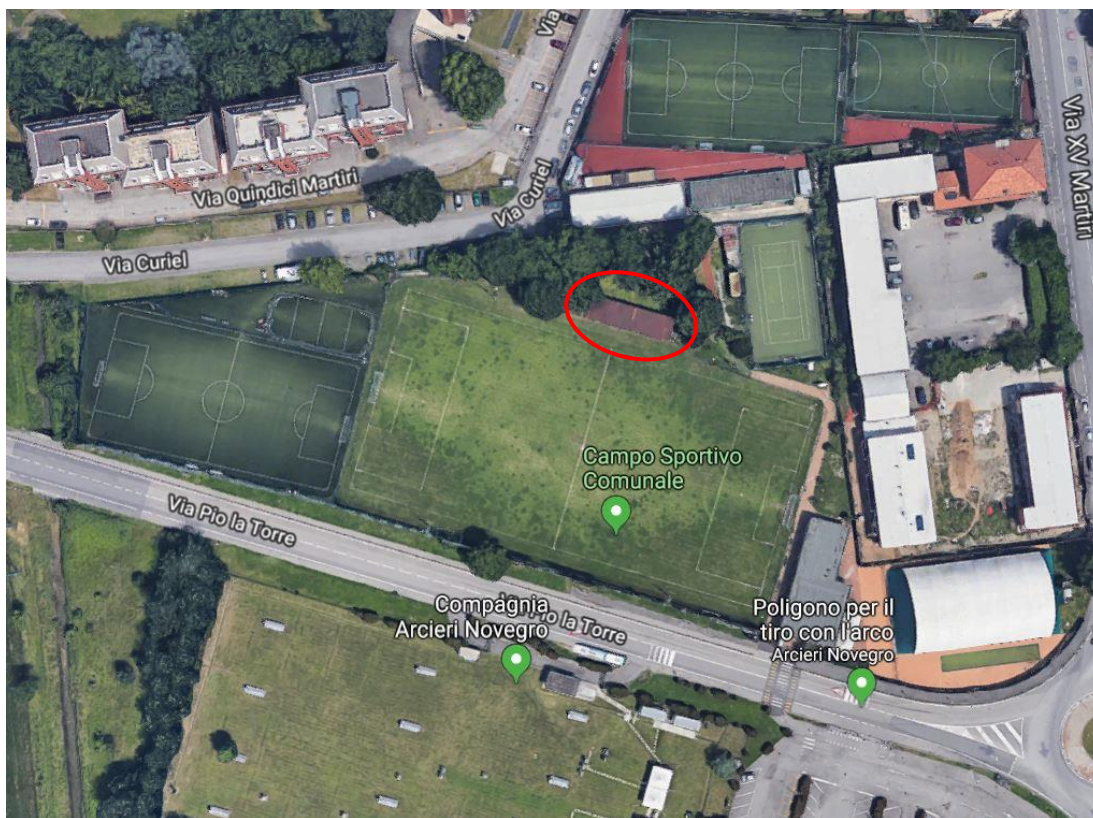


SDM Studio Arch. Giuseppe De Martino

Viale Sarca 78

20125 Milano



Progetto

Relazione geologica e geotecnica a supporto del progetto di costruzione di una tribuna spettatori ubicata presso il centro sportivo di Via Pio La Torre sito in Comune di Vimodrone

Oggetto

RELAZIONE TECNICA

(ai sensi della D.G.R. IX/2616/2011 e del D.M.
17.01.2018)

Data: 12 dicembre 2018

Riferimento: 2018 130-167

Revisione: 00

Il Progettista



Giorgio Cardin

Dott. Geol. Giorgio Cardin
Via Sandro Pertini 34/B
20019 Settimo Milanese (MI)
Cell. 339/6817492
Tel. 02/45548992
Fax 02/70038183
E-mail: gcardin@geologi.it

P.IVA 13305380159

Autore: gic

mod: nnn-95 rel_tecnica 09.dot



1. PREMESSA.....	4
2. INQUADRAMENTO DEL SITO	5
2.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO	7
FASCICOLO GEOLOGICO (A)	9
A1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO	10
A1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	10
A1.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO.....	11
A1.3 INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO	12
A1.4 DESCRIZIONE DEL LUOGO	12
A1.5 CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI OPERA E DELLA CLASSE D'USO	13
A2 INDAGINI IN SITO.....	14
A2.1 INDAGINE DIRETTA - PROVE PENETROMETRICHE	14
A2.1.1 Prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T.....	16
A2.1.2 Assetto Idrogeologico Locale.....	16
A2.2 INDAGINE INDIRETTA – PROVE SISMICHE MASW	17
A2.2.1 Risultati e analisi del profilo sismico.....	18
A3 MODELLO GEOLOGICO.....	19
FASCICOLO GEOTECNICO (B)	20
B1 MODELLO GEOTECNICO	21
B.1.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO	22
B2 CALCOLO AZIONE SISMICA	23
B2.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	23
B2.2 VALORI SISMICI DI SITO	23
B3 VERIFICA LIVELLI DI SICUREZZA.....	25
B4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	25
B4.1 CARICHI DI PROGETTO E IPOTESI PROGETTUALI DELLE FONDAZIONI	26
B5 VERIFICA DEI CEDIMENTI – VERIFICA AGLI SLE	28
B6 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	30
B7 VERIFICA ESCLUSIONE FENOMENO DI LIQUEFAZIONE	31

Relazione tecnica

CONCLUSIONI.....	32
BIBLIOGRAFIA	34
AUTORI	35
ALLEGATI	36

1. PREMESSA

.....

La presente relazione, redatta su incarico dello Studio SDM Arch. Giuseppe De Martino in qualità di Progettista dell'opera, costituisce la sintesi delle indagini geotecniche, sismiche e idrogeologiche eseguite in previsione dell'intervento di costruzione di una tribuna spettatori ubicata presso il centro sportivo di Via Pio La Torre sito in Comune di Vimodrone.

L'intervento edilizio in progetto consiste nella demolizione della tribuna esistente e nella costruzione di una nuova tribuna a servizio del campo di calcio a 11 ubicato in Via Pio La Torre a Vimodrone (MI).

Lo studio è stato aggiornato ai sensi del recente D.M. 17/01/2018 "*Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*", pubblicato in G.U. n. 42 del 20/02/2018 ed entrato in vigore a partire dal 22/03/2018, e secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Ai sensi della normativa vigente, la presente relazione si presenta divisa nel fascicolo geologico e nel fascicolo geotecnico; nel dettaglio, il fascicolo geologico (A) è stato redatto in conformità di quanto richiesto dalla D.G.R. IX/2616/2011 e del D.M. 17/01/2018, mentre il fascicolo geotecnico (B) è stato redatto ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Il lavoro è stato impostato in tre fasi distinte e successive.

Una prima fase di analisi in cui è stata svolta una ricerca bibliografica sul territorio oggetto dell'incarico, una seconda fase di campagna in cui sono state effettuate indagini dirette e indirette (n. 2 prove penetrometriche e n. 1 rilievo sismico tipo MASW) con lo scopo di accertare le proprietà fisico-meccaniche del volume significativo.

Infine, è stata svolta una terza fase di diagnosi e sintesi, durante la quale i dati ottenuti in fase di analisi e di rilievo geognostico sono stati confrontati ed elaborati al fine di evidenziare i parametri più significativi dal punto di vista geologico-geotecnico.

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

Il settore di indagine è ubicato in Via Pio La Torre, nel settore centro-meridionale del territorio comunale di Vimodrone (MI) in un'area pianeggiante a prevalente vocazione agricola e residenziale. La quota topografica base di riferimento del sito di indagine è pari a circa 125 m s.l.m.

L'area nella quale è in progetto la costruzione della nuova tribuna è inserita nel contesto del complesso Sportivo Pio La Torre attualmente in disuso e nel quale sono previsti lavori di manutenzione straordinaria e adeguamento normativo, l'area circostante nel complesso ha una destinazione d'uso prevalentemente residenziale.

Nelle figure seguenti si individua l'area in esame sulla Carta Tecnica Regionale (Figura 1) e da foto satellitare (Figura 2).

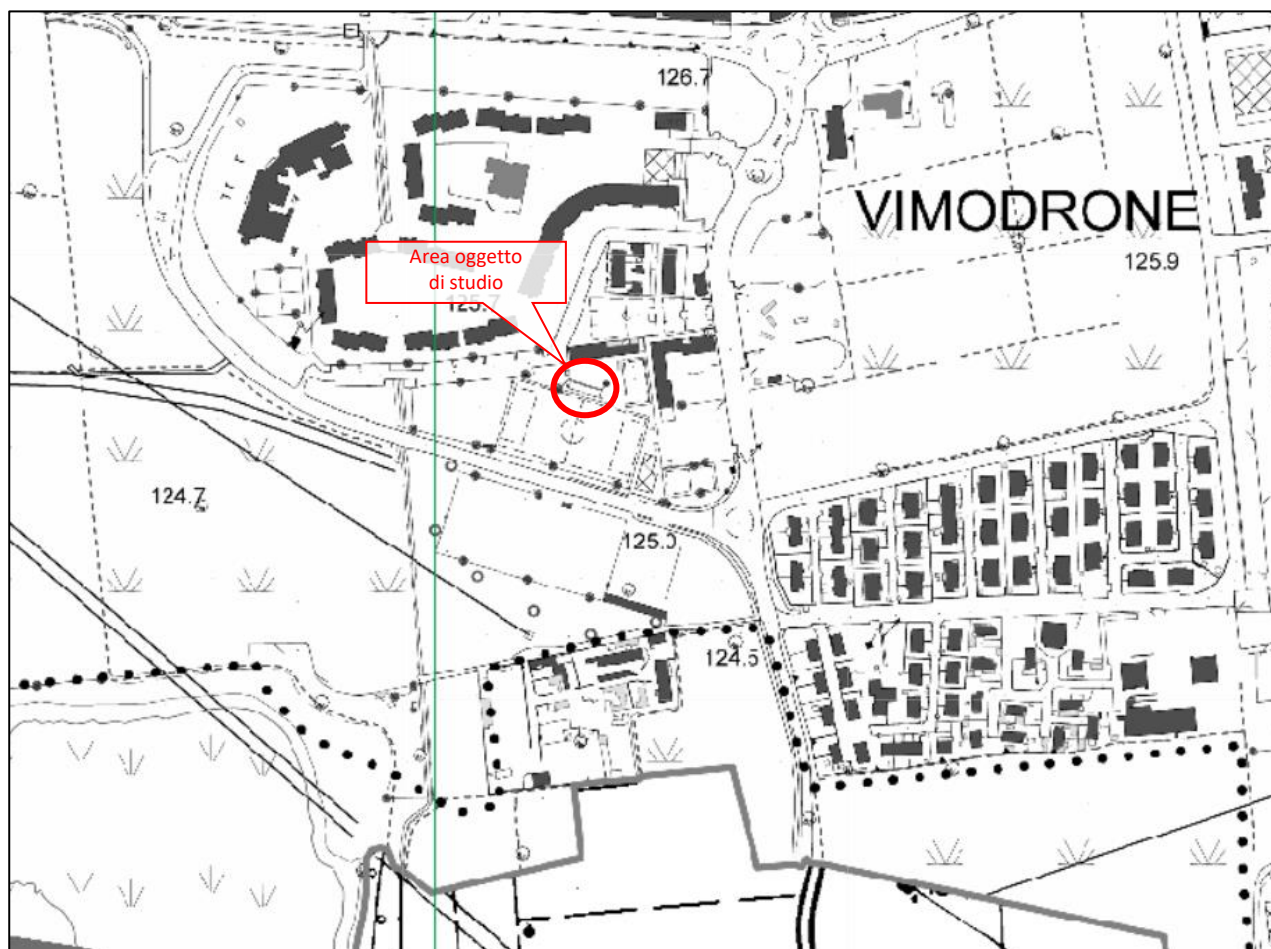


Figura 1: Ubicazione area di studio - estratto Carta Tecnica Regionale, (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)

Relazione tecnica



Figura 2: Ubicazione del settore in cui è inserita l'area di studio (Fonte: Google Maps)

2.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO

Come si evince dalla Tavola PdR07b.0 “Quadro urbanistico Ovest” allegata al vigente Piano delle Regole del PGT del Comune di Vimodrone della quale di seguito si riporta un estratto, l’area oggetto di indagine è stata classificata come Sistema insediativo consolidato (T2).

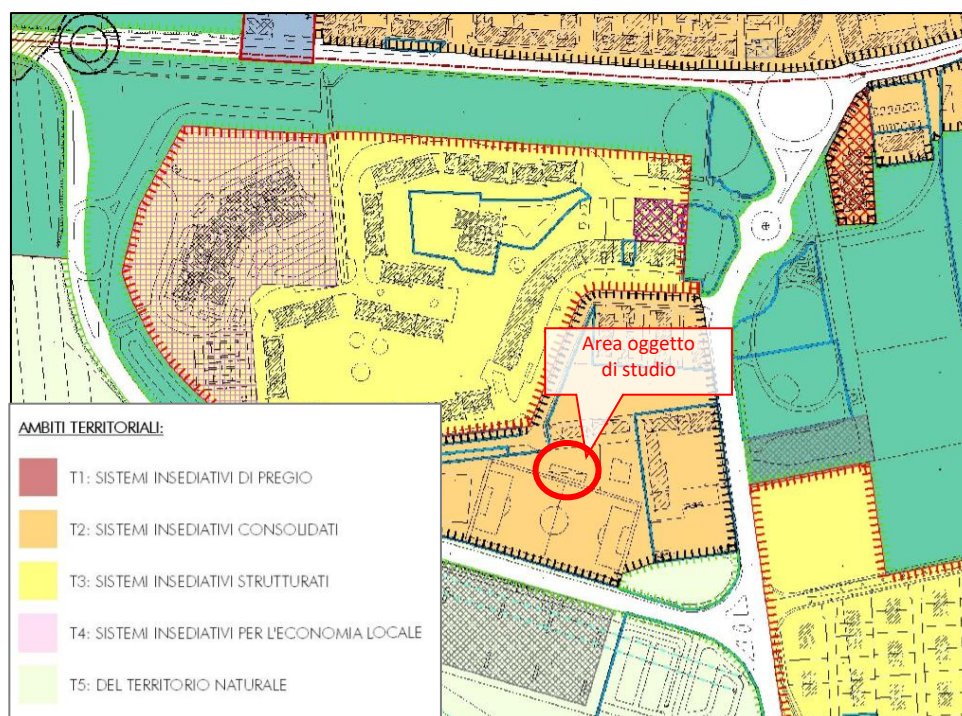


Figura 3: Stralcio della TavolaPdR07b.0 “Quadro urbanistico Ovest”
(Fonte: Piano delle Regole del Comune di Vimodrone)

Secondo quanto redatto nello Studio della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di Vimodrone, l’area oggetto di indagine ricade in **Classe di Fattibilità 1: Fattibilità senza particolari limitazioni** (Figura), che comprende aree le quali, non presentano particolari limitazioni all’utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d’uso, e per le quali deve essere direttamente applicato quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui alla normativa nazionale. Non si riscontrano pertanto generali limitazioni all’edificabilità o alla modifica dell’uso del territorio.

Infatti, le aree ricadenti in classe di fattibilità 1 comprendono tutto il Livello Fondamentale della Pianura, le cui aree pianeggianti sono topograficamente, geomorfologicamente, idrograficamente e idrogeologicamente favorevoli alla realizzazione e allo sviluppo del tessuto urbanistico. Il primo sottosuolo è costituito da depositi fluvio-glaciali sciolti prevalentemente ghiaiosi con subordinate sabbie e locali intercalazioni coesive di limi argillosi poco addensate con caratteristiche geotecniche da scadenti a buone. La vulnerabilità degli acquiferi è mediamente alta con profondità media della superficie di falda compresa tra 16 e 7 m da p.c.

Date le condizioni generali di bassa pericolosità è sufficiente, in sede progettuale, elaborare un'adeguata relazione geologica e geotecnica corredata di indagini geognostiche redatta in conformità a:

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»”

Il presente documento intende perseguire quanto richiesto dalla normativa vigente per la classe in cui ricade il sito oggetto di indagine.

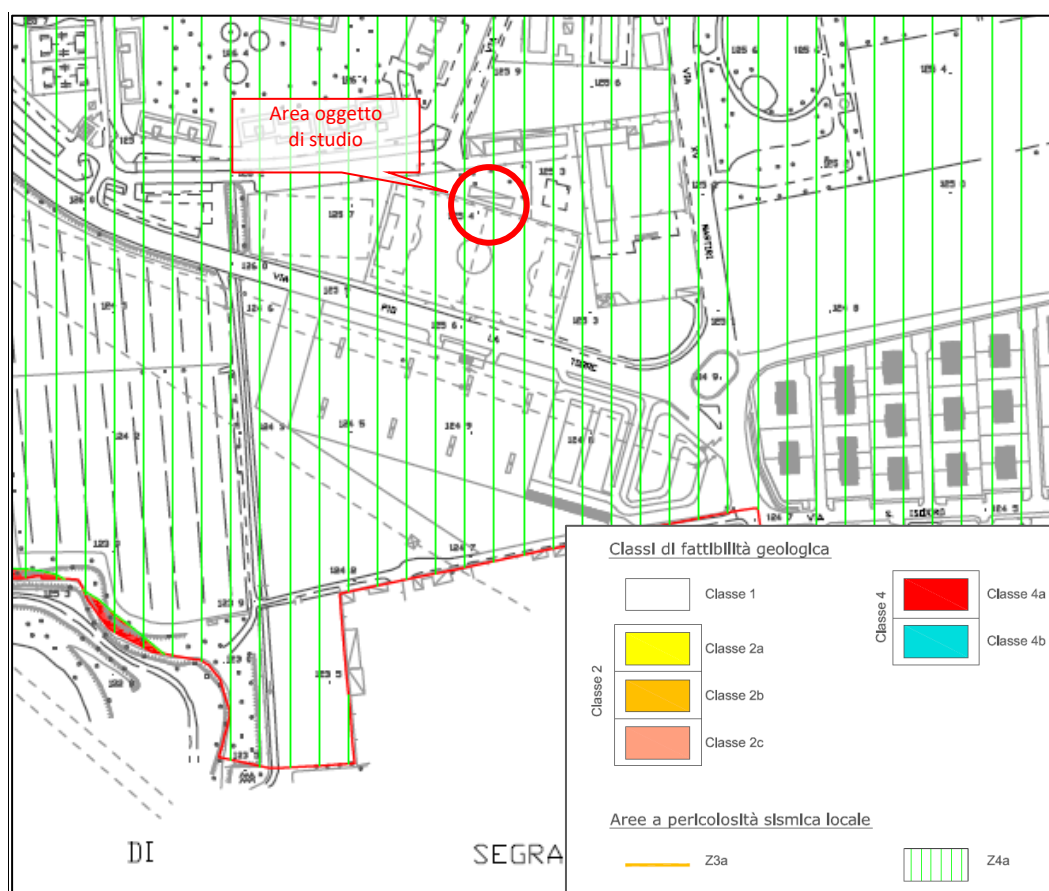


Figura 4: Stralcio della “Carta della fattibilità geologica” e relativa legenda (Fonte: Studio geologico a supporto del PGT)

Per quanto concerne i possibili vincoli insistenti presso il sito oggetto di indagine, come si evince nella “Carta dei vincoli” allegata allo strumento urbanistico vigente, in corrispondenza del sito di interesse non sono presenti né vincoli geologici né idrogeologici ai sensi delle normative vigenti in materia.

Inoltre, sulla base dei dati consultabili sul Geoportale delle Regione Lombardia, si evidenzia come l’area oggetto dell’intervento non ricada all’interno delle aree allagabili definite dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni; il sito, infatti, è ubicato ad una distanza lineare pari a circa 2 km rispetto al Fiume Lambro che scorre in direzione nord-sud e si trova ad ovest rispetto al sito oggetto del presente studio.

Relazione tecnica

FASCICOLO GEOLOGICO (A)

A1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO

A1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Vimodrone è caratterizzato dalla presenza di una successione di depositi quarternari appartenenti ai sistemi deposizionali fluviali e fluvioglaciali.

Dal punto di vista morfologico, il Comune di Vimodrone si inserisce nella media pianura alluvionale nella quale sono riconoscibili solo i terrazzi fluviali attuali, in parte anch'essi modificati dal rimodellamento riconducibile all'attività antropica.

Ne consegue, pertanto, che l'aspetto più rilevante sia riconducibile all'intensa antropizzazione che incide profondamente sui processi morfogenetici naturali, soprattutto con il controllo della circolazione idrica superficiale e l'impermeabilizzazione del suolo ad opera delle coperture artificiali.

Inoltre, il territorio del Comune di Vimodrone si caratterizza per la presenza in affioramento di una sola unità litostratigrafica, costituita da depositi fluvioglaciali della pianura di età wurmiana che presentano in genere una fascia superiore di sabbia mista a ghiaia alterata, di colore bruno rossiccio, segnata dall'alterazione degli agenti atmosferici.

Dal punto di vista litologico, come si può osservare nell'estratto della *"Carta geomorfologica ed idrogeologica"* allegata allo studio geologico a supporto del PGT del Comune di Vimodrone di seguito riportato (Figura), il sito in esame ricade nell'area di affioramento dell'unità litologica indicata come "Diluvium Tardivo".

Infine, dal punto di vista geomorfologico, non sono stati evidenziati, in corrispondenza del sito di interesse, caratteri di particolare rilevanza.

Relazione tecnica

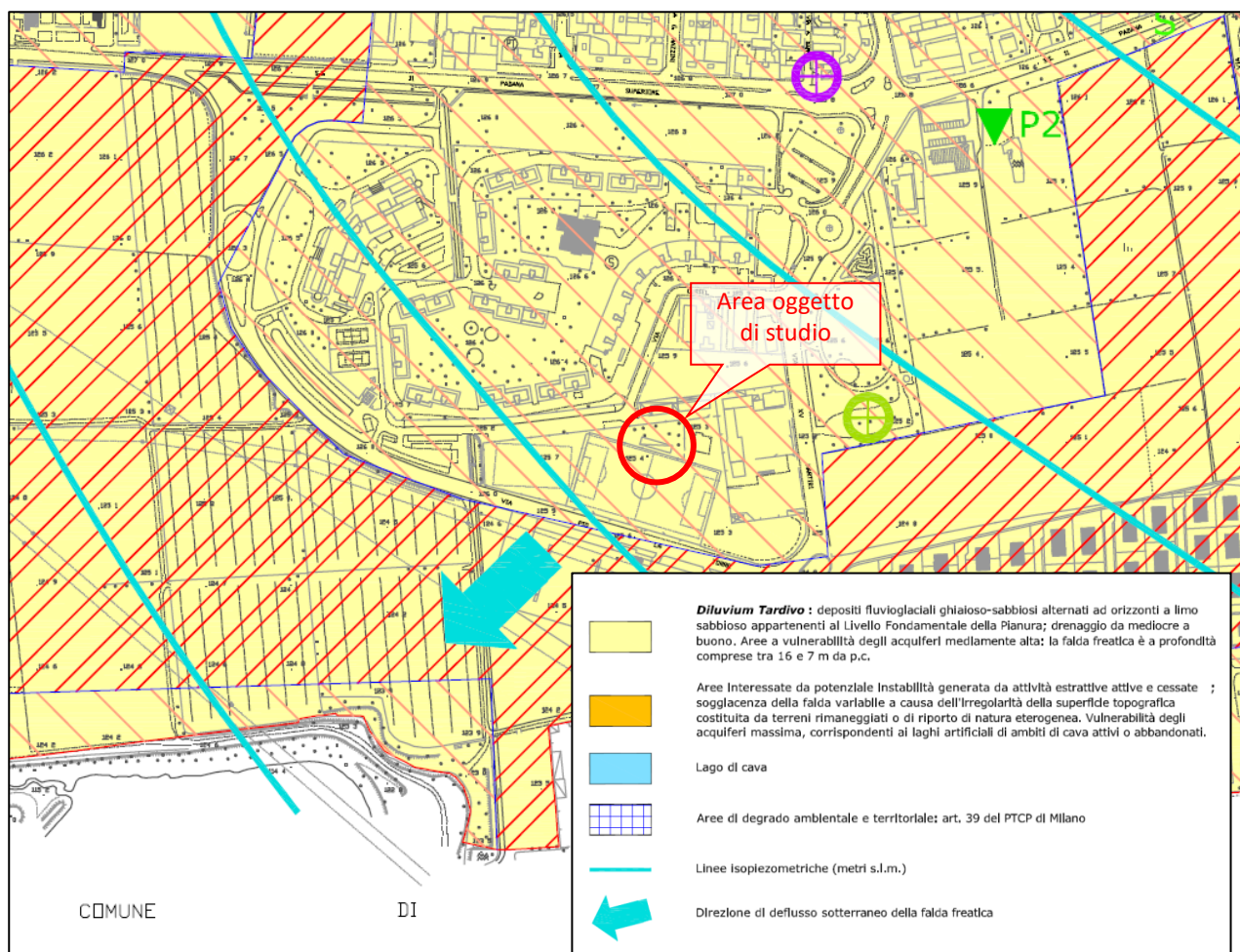


Figura 5 Stralcio della "Carta geomorfologica ed idrogeologica" dell'area e relativa legenda (Fonte: Studio geologico a supporto del PGT)

A1.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito da una successione di sedimenti fluvio-glaciali, costituiti da prevalenti ghiaie-sabbiose con orizzonti limoso sabbiosi appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura.

L'area in esame non è interessata da zone di rispetto dei pozzi idrici a scopo idropotabile.

Come si evince dall'estratto della "Carta Idrogeologica" allegata allo strumento urbanistico vigente di seguito riportato, il livello della falda superficiale, nel settore in cui ricade il sito indagato, è prossimo al valore di 113,3 m s.l.m.; pertanto, in considerazione del fatto che la quota topografica di riferimento per il sito oggetto di studio è pari a circa 125 m, è possibile stimare una soggiacenza della falda pari a circa 12 m da p.c. attuale. Infine, come si può osservare da tale immagine, il deflusso della falda è diretto circa da nord-est verso sud-ovest.

Per quanto concerne, invece, gli aspetti idrografici rilevanti si segnala l'assenza nelle immediate vicinanze del sito di indagine di elementi idrografici afferenti al reticolo idrico individuato a livello comunale.

L'area ricade anche all'esterno delle fasce fluviali PAI.

A1.3 INQUADRAMENTO SISMICO DEL SITO

Con riferimento all'allegato 1 dell'O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003 e alla D.G.R. 7/14964 del 7/11/2003, che classifica dal punto di vista sismico l'intero territorio italiano e della Lombardia a scala comunale, il comune di Vimodrone era inserito in zona sismica 4, cui corrispondono il minor grado di pericolosità sismica e i valori più bassi di accelerazione orizzontale massima su suolo tra le quattro zone individuate.

Tuttavia, con la recente D.G.R. 11 Luglio 2014 n. X/2129 di Regione Lombardia, pubblicata sul B.U.R.L. n. 29 S.O. del 16/07/2014, che ha proposto l'aggiornamento della classificazione sismica del territorio, **il Comune di Vimodrone è stato inserito in zona sismica 3.**

Sulla base della "Carta della Pericolosità Sismica Locale" (primo Livello di approfondimento) allegata allo strumento urbanistico vigente, si rileva per il sito oggetto del presente studio il seguente specifico scenario:

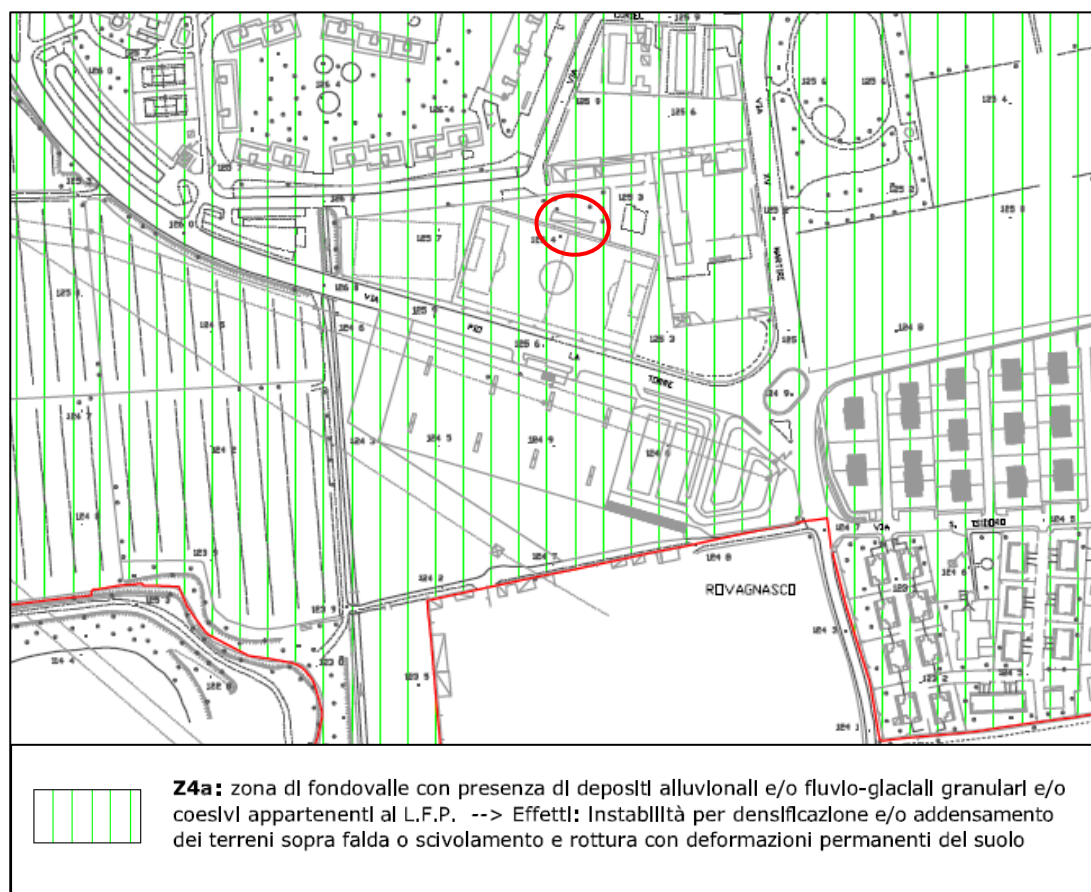


Figura 6 Stralcio della "Carta della Pericolosità Sismica Locale" dell'area e relativa legenda (Fonte: Studio geologico a supporto del PGT)

A1.4 DESCRIZIONE DEL LUOGO

Il sito di indagine è posto nel settore centromeridionale del territorio comunale di Vimodrone, in un'area pressoché pianeggiante.

L'assetto geologico-strutturale dell'area in esame è caratterizzato da una uniformità litologica, in quanto sono presenti depositi quaternari appartenenti ai sistemi deposizionali fluviali e fluvioglaciali.

Anche dal punto di vista morfologico il sito è inserito, come il resto del territorio comunale, nella media pianura alluvionale, nella quale le morfologie naturali sono pressoché obliterate dall'attività antropica di rimodellamento.

Di seguito si riassumono sinteticamente le caratteristiche del sito:

Quota topografica media del settore in esame: ca. 125 m s.l.m. (non è attualmente disponibile un rilievo topografico di dettaglio)

Litologia di superficie: ghiaie-sabbiose con orizzonti limoso sabbiosi appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura

Elementi geomorfologici: nessun elemento di particolare rilevanza

Vincoli:

- fascia di rispetto reticolo idrico principale o minore: non presente
- zone di rispetto captazioni idropotabili: non presente

Soggiacenza falda idrica sotterranea: non rilevata durante le attività di campagna; tuttavia si segnala che, nel settore indagato, la soggiacenza della falda si attesta intorno a 12 m di profondità da piano campagna

A1.5 CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI OPERA E DELLA CLASSE D'USO

Per stabilire con quali modalità procedere nei calcoli geotecnici seguenti, è necessario classificare il tipo di opera e la classe d'uso della costruzione (vedasi capitolo 2 NTC-18), da cui si ottiene per il progetto in esame:

- Tipo di costruzione: TIPO 2 (tabella 2.4.I - NTC-18) => "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" ($V_n \geq 50$ anni);
- Classe d'uso della costruzione in presenza di azioni sismiche, "con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso": CLASSE II (§2.4.2 -NTC-18) => "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

A2 INDAGINI IN SITO

L'analisi dell'area è stata effettuata con l'ausilio di metodi diretti e indiretti secondo il piano di indagine di seguito riportato:

- **Indagini dirette:** n. 2 prove penetrometriche dinamiche (per la cui descrizione si rimanda al paragrafo A2.1), spinte fino ad una profondità sufficiente per descrivere il sottosuolo con cui interagiranno le fondazioni dell'opera in progetto;
- **Indagini indirette:** n. 1 prova geofisica di sismica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) effettuata allo scopo principale di definire la categoria di sottosuolo dal punto di vista sismico, secondo le definizioni della Tabella 3.2.II delle NTC 2018, a partire dalla determinazione sperimentale delle velocità sismiche trasversali Vs.

A2.1 INDAGINE DIRETTA - PROVE PENETROMETRICHE

Come anticipato, nell'ambito dell'area in esame sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche dinamiche distribuite in modo da caratterizzare in modo omogeneo il settore di indagine.

Le prove penetrometriche dinamiche consentono di determinare le caratteristiche di resistenza dei terreni attraversati, mentre per quanto riguarda la stratigrafia sono possibili soltanto valutazioni indirette. Infatti, questo tipo di indagine ha il pregio di fornire informazioni continue sulla resistenza alla penetrazione dinamica ma presenta un limite rilevante che consiste nel non poter dare indicazioni dirette inerenti la natura litologica del terreno investigato; a questa restrizione si è parzialmente ovviato tenendo in considerazione le informazioni bibliografiche disponibili che, tuttavia, non consentono di indicare con certezza la stratigrafia presente ottenibile, viceversa, solo con appositi carotaggi o saggi di scavo.

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato utilizzato un penetrometro di tipo standard DPM30 avente le seguenti caratteristiche:

Attrezzatura	Sigla	[u.m.]	Quantità
Peso massa battente	M	kg	30
Altezza caduta libera	H	m	0,20
Peso sistema di battuta	Ms	kg	0,24
Diametro punta conica	D	mm	35,7
Area base punta conica	A	cm ²	10
Angolo apertura punta	α	°	60
Lunghezza delle aste	La	m	1
Peso aste per metro	Ma	kg	2,40
Profondità Giunzione prima asta	P1	m	0,8
Avanzamento punta	δ	m	0,10
Energia specifica per colpo	Q	kg/cm ²	6,00

Relazione tecnica

Attrezzatura	Sigla	[u.m.]	Quantità
Qspt= 7,83 kg/cm ²			
Coefficiente teorico di energia	βt	Q/Qspt	0,766

Per poter utilizzare i dati emersi dalle prove con le metodologie di correlazione di uso comune è necessario che i risultati siano espressi come numero colpi piede secondo lo standard Nspt (*Standard Penetration Test*); a tale riguardo si evidenzia come nel caso specifico sia opportuno introdurre un fattore di correzione pari circa a 0,766.

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche consentono, a partire dai valori di Nspt e utilizzando apposite correlazioni empiriche, di risalire allo stato di addensamento dei terreni e alla definizione della resistenza al taglio dei materiali indagati.

È ugualmente importante la determinazione della resistenza dinamica alla penetrazione (Rdp), ottenibile ad esempio mediante l'algoritmo di Cestari (1990); tale dato consente tra l'altro un confronto tra i risultati di prove effettuate con strumentazioni diverse:

$$q_d = \frac{M^2 g H}{(M + M') A e}$$

ove: q_d = resistenza dinamica alla compressione (Mpa);

M = massa del maglio (kg);

H = altezza di caduta del maglio (m);

M' = massa complessiva aste e testa di battuta;

g = accelerazione di gravità;

A = area della sezione trasversale della punta (m²);

e = penetrazione media per colpo.

I log penetrometrici sono riportati in Allegato 2.

Di seguito sono riassunti i dati geometrici delle prove; non essendo stato eseguito un rilievo topografico di dettaglio si è preferito restituire i dati in termini di profondità (relativa) da piano campagna attuale sia per la falda sia per le profondità raggiunte durante l'esecuzione delle prove penetrometriche.

ID prova	Profondità prova (m dal p.c.)	Quota falda rilevata (m dal p.c.)
DP1	-5,3	non rilevata
DP2	-5,5	non rilevata

Nel corso delle indagini in sito le prove sono state spinte fino al raggiungimento di una profondità da

p.c. attuale ritenuta sufficiente al fine di definire un modello del sottosuolo esaustivo per la tipologia di intervento. Per quanto concerne la prova 1, si è giunti a condizioni di “rifiuto” alla profondità di 5,3 m e non è stato quindi possibile proseguire oltre.

A2.1.1 Prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T.

Il relativo diagramma di avanzamento, con tabulati numerici ed elaborazioni varie sono contenuti nell’Allegato 2. Il terreno di fondazione è stato suddiviso secondo determinate classi di resistenza alla penetrazione dinamica, tenendo anche in considerazione le osservazioni riguardanti la probabile stratigrafia, derivante da fonti bibliografiche, e precisamente:

- $2 < N < 4$: Limi sabbiosi;
- $4 < N < 5$: Sabbie mediamente fini;
- $5 < N < 10$: Sabbia di media consistenza passante a sabbia grossolana;
- $10 < N < 12$: Sabbia ghiaiosa da mediamente consistente a compatta;
- $12 < N < 18$: Ghiaia sabbiosa da mediamente consistente a compatta.

A2.1.2 Assetto Idrogeologico Locale

Durante l’esecuzione dell’indagine non è stata rilevata presenza di acqua di falda.



Figura 7 esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche nel sito di indagine

A2.2 INDAGINE INDIRECTA – PROVE SISMICHE MASW

Le indagini indirette di tipo sismico, di seguito descritte, sono state effettuate principalmente allo scopo di determinare in termini di velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio i primi 30 m di profondità, in modo da definire la categoria di sottosuolo di riferimento del sito in esame, in funzione delle verifiche da condurre in condizioni sismiche.

La metodologia utilizzata, il cosiddetto “metodo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*)” è una tecnica di indagine non invasiva che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo; in particolare, vengono utilizzate le onde di Rayleigh che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata alla propagazione delle onde.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diversa lunghezza si propagano con diverse velocità di fase e di velocità gruppo o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza (con un range di frequenze tra 5 e 70 Hz).

Attraverso una specifica procedura in tre fasi, è possibile definire il modello stratigrafico del sito, le velocità V_s dei diversi strati e, infine, determinare il valore di $V_{s,30}$.

La strumentazione utilizzata per questo tipo di analisi è la Echo 12/24 con geofoni disposti ad intervalli di 2 m per un totale di 22 metri di stendimento.

Per l'esecuzione delle misure sperimentali sono state utilizzate le seguenti strumentazione ed attrezzature:

Apparecchiatura	Strumentazione per indagine sismica MASW	n.
Sistema acquisizione dati	Sismografo ECHO 12-24/2002 seismic unit	1
	Computer portatile hp per la registrazione delle onde	1
Sistema di ricezione	Geofoni con frequenza pari a 14 Hz	12
	Cavo di collegamento per geofoni – 12 prese con spaziatura 2m	1
Trigger	Dispositivo inerziale meccanico montato su mazza battente	1
Sistema energizzante	Massa battente da 8 kg	1

Successivamente, i dati ottenuti in campagna sono stati analizzati col supporto del software specifico EasyMASW, fornendo gli spessori degli strati e le velocità delle onde di taglio (onde S) che caratterizzano il sottosuolo.

A2.2.1 Risultati e analisi del profilo sismico

In Allegato 3 sono riportate le elaborazioni relative alla prova MASW eseguita in data 06 dicembre 2018 presso il sito oggetto di indagine.

A partire da tale ricostruzione è stata calcolata la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ che, applicando la formula 3.2.1 delle NTC 2018 (paragrafo 3.2.2 “*Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*”), è risultata pari a 193,15 m/s, **consentendo di attribuire il sottosuolo alla categoria C** che comprende:

“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.”

Le geometrie dello stendimento effettuato sono di seguito riassunte:

Lunghezza del profilo (m)	22
Numero dei geofoni	12
Spaziatura dei geofoni (m)	2
Numero delle energizzazioni	4

In seguito, i dati ottenuti in campagna sono stati analizzati col supporto di un software specifico, *Easy MASW* di Geostru, ottenendo gli spessori degli strati e le velocità delle onde di taglio (onde S) che caratterizzano il sottosuolo.

Per quanto concerne il modello di velocità delle onde sismiche di taglio ottenuto a partire dalla prova eseguita è stato possibile ricostruire il modello del sottosuolo (in termini di sismostrati) riportato in Allegato 3.



Figura 8 esecuzione della prova MASW nell'area di indagine

A3 MODELLO GEOLOGICO

Sulla base delle informazioni reperite in letteratura, integrate con i parametri determinati nel corso delle prove dirette, sono state dunque definite le principali caratteristiche dei terreni oggetto d'indagine che hanno condotto ad un modello geologico del primo sottosuolo in seguito descritto.

La tipologia delle prove effettuate non ha consentito di aggiungere ulteriori informazioni rispetto a quanto noto dalla letteratura, anche se ha permesso di evidenziare, in maniera diretta ed indiretta, una situazione sostanzialmente omogenea per quanto concerne la successione dei depositi nel primo sottosuolo.

Si ritiene, infatti, anche ai fini della successiva ricostruzione geotecnica, di considerare prevalente negli orizzonti indagati la presenza di depositi ghiaiosi-sabbiose con orizzonti limoso sabbiosi appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura.

Relazione tecnica

FASCICOLO GEOTECNICO (B)

B1 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base della ricostruzione riportata nel Modello Geologico integrata con i risultati delle prove penetrometriche eseguite sono state determinate le principali caratteristiche geotecniche degli orizzonti presenti nel primo sottosuolo. Nel dettaglio, le prove penetrometriche hanno permesso di determinare le caratteristiche geotecniche per un volume ritenuto “significativo” al fine di fornire informazioni utili in merito alle potenziali interazioni tra le fondazioni in progetto e il terreno di fondazione stesso.

Di seguito si sintetizzano le principali caratteristiche del modello geotecnico individuato per il sottosuolo del sito oggetto di indagine, fornendo un’ipotesi interpretativa di quella che può essere una possibile stratigrafia del sottosuolo, a partire dai dati indiretti delle prove penetrometriche.

- le prove penetrometriche sono state spinte fino al raggiungimento di una profondità dal p.c. attuale ritenuta sufficiente al fine di definire un modello del sottosuolo esaustivo: infatti, le prove hanno permesso di raggiungere la profondità massima pari a – 5,5 m da p.c..

Si è riscontrata la presenza di terreno vegetale, comune ad entrambe le prove effettuate, sino a 0,20 m di profondità

- Orizzonte A: fino ad una profondità di circa 1,70 metri da p.c.(DP2) è stata riscontrata la possibile presenza di un livello superficiale costituito da un deposito a granulometria sabbiosa grossolana; l’Nspt medio ha un valore medio compreso tra 7,33 (DP2) e 11,02 (DP1).
- Orizzonte B : procedendo lungo il profilo si riscontra la presenza di un orizzonte caratterizzato da Nspt medio pari a 11,07 (DP2) verosimilmente assimilabile ad un deposito di ghiaia sabbiosa che si estende fino ad un massimo di 2,90 m di profondità.

Per quanto concerne la DP1, l’orizzonte B si imposta a partire da una profondità minore rispetto alla DP2 (da 1,0 m da p.c sino a 1,70 m di profondità), con caratteristiche geotecniche abbastanza scadenti (Nspt medio pari a 6,35). Tra 1,70 m e 2,30 m da p.c., sempre in corrispondenza della DP1, si riscontra un orizzonte A1 con caratteristiche geotecniche simili all’orizzonte A soprastante (Nspt medio pari a 13,02)

- Orizzonte C: si identifica in seguito un altro livello, comune ad entrambe le prove effettuate, che presenta un Nspt medio pari a 9,19 colpi per la DP1 e pari a 9,47 colpi per la DP2, identificabile come un possibile livello sabbioso grossolano.
- Orizzonte D: proseguendo lungo il profilo, si identifica un orizzonte caratterizzato da Nspt medio compreso tra 14,01 (DP1) e 15,05 (DP2), assimilabile ad una ghiaia sabbiosa.
- Orizzonte E: si identifica infine un ultimo livello, con Nspt medio compreso tra 30,13 (DP1) e 30,35 (DP2), assimilabile ad un livello ghiaioso compatto

B.1.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le tabelle di sintesi dei parametri geotecnici ottenuti per le prove penetrometriche eseguite mediante l'elaborazione eseguita con l'ausilio del software Geostru Dynamic Probing.

Nel dettaglio, si possono osservare i parametri geotecnici medi caratteristici del sottosuolo ricavati fino alla profondità massima raggiunta pari a – 5,5 m da p.c. (in corrispondenza della prova DP2 delle prove penetrometriche eseguite).

Prova Penetrometrica n. 1

ID strato	Profondità base strato (m da p.c.)	Spessore strato (m)	Nspt medio	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso unità di volume saturo (kN/m ³)	ϕ (°)	Classificazione AGI (1977)
A	1,00	1,00	11,02	17,26	20,01	30,31	Moderatamente addensato
B	1,70	0,70	6,35	15,59	18,83	28,91	Poco addensato
A1	2,30	0,60	13,02	17,95	18,63	30,91	Moderatamente addensato
C	3,20	0,90	9,19	16,67	19,02	29,76	Poco addensato
D	4,30	1,10	15,04	18,44	18,73	31,51	Moderatamente addensato
E	5,30	0,80	30,35	20,99	19,12	36,1	Addensato

Prova Penetrometrica n. 2

ID strato	Profondità base strato (m da p.c.)	Spessore strato (m)	Nspt medio	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso unità di volume saturo (kN/m ³)	ϕ (°)	Classificazione AGI (1977)
A	1,70	1,70	7,33	15,98	18,63	29,2	Poco addensato
B	2,90	1,20	11,7	17,55	18,93	30,51	Moderatamente addensato
C	4,0	1,10	9,47	16,77	18,73	29,84	Poco addensato
D	4,70	0,70	14,01	18,14	19,02	31,2	Moderatamente addensato
E	5,50	0,70	30,13	20,99	20,01	36,04	Addensato

B2 CALCOLO AZIONE SISMICA

B2.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

Come anticipato nel capitolo relativo alla descrizione delle indagini condotte, nel corso del presente incarico è stata realizzata una indagine sismica mediante esecuzione di una prova con metodologia MASW finalizzata alla determinazione della categoria del sottosuolo presso il sito di indagine risultata nell'assegnazione della *categoria D sulla base del valore di $V_{s,30}$ ottenuto*.

Di seguito, si riporta la definizione associata alla categoria di sottosuolo D secondo quanto contenuto nel D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»":

Categoria	Definizione
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>

B2.2 VALORI SISMICI DI SITO

I dati di base, ottenuti con il procedimento descritto nei paragrafi precedenti, per le verifiche di stabilità da effettuare in condizioni dinamiche sono di seguito descritti:

Coordinate geografiche

ottenute mediante l'ausilio del programma *Geostru PS Parametri sismici*:

- Latitudine WGS84 = 45.509324
- Longitudine WGS84 = 9.283109

Tipo di opera

- Tipo di costruzione: 2 - "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" → $V_n = \geq 50$ anni (tab. 2.4.I)
- Classe d'uso: classe II → $C_u = 1,0$ (tab. 2.4.II)
- Periodo di riferimento sismico $V_r = V_n * C_u = 50 * 1 = 50$ anni
- Probabilità di superamento P_{vr} (SLV) = 475 anni (10%) (tab. 3.2.I)

Fattori amplificazione sismica

- Categoria di sottosuolo: D
- Categoria topografica: T1 (essendo l'area di studio pressoché sub-pianeggiante) (tab. 3.2.III)

da cui si ottengono i seguenti parametri

- S_s (amplificazione stratigrafica) = 1,80 (tab. 3.2.IV)

Relazione tecnica

- C_c (coefficiente funzione categoria) = 2,36 (tab. 3.2.IV)
- S_t (amplificazione topografica) = 1,0 (tab. 3.2.V)

Parametri sismici del sito di riferimento (SLV – 475 anni):

- $a_g = 0,055 \text{ g}$
- $F_0 = 2,630$
- $T_c^* = 0,281 \text{ s}$

Da cui si ottengono i seguenti coefficienti di sito:

- $A_{\max} = 1,203$
- $\beta = 0,200$
- $k_h = 0,025$
- $k_v = 0,012$

B3 VERIFICA LIVELLI DI SICUREZZA

La verifica della capacità portante e dei cedimenti è stata effettuata utilizzando i criteri previsti dall'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17.01.2018, adottando in particolare le indicazioni contenute nel §6.4 relativo alle opere di fondazione, eseguendo le verifiche di sicurezza agli stati limite mediante l'applicazione di criteri propri dei metodi semiprobabilistici, normati nelle NTC2018, e basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, per le azioni A (γ_F), i parametri geotecnici M (γ_M) e le resistenze R (γ_R), con i criteri che verranno successivamente illustrati.

B4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Secondo le vigenti NTC 2018, la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto.

Lo stato limite è *“la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata”*.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici delle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera; *il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso*;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio; il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite e stabilità globale. La verifica a rottura per carico limite è effettuata utilizzando l'Approccio 1 con le relative combinazioni riferite rispettivamente alle verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO); dove, in base alle definizioni di tali stati limite:

- STR: raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;
- GEO: raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata necessariamente secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (GEO). Secondo quanto previsto dalle vigenti NTC 2018, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Per la valutazione della capacità portante si sono utilizzati e confrontati tra loro i principali metodi impiegati dalla comunità scientifica quali: Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1975), Brinch-Hansen (EC7 - EC8), Meyerhof and Hanna (1978).

Di seguito è riportata la soluzione di *Brinch-Hansen* (1961, 1970); per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A} = c' \times N_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times s_q \times i_q + 0.5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$$

Seguono i vari fattori di forma e quelli di inclinazione della risultante dovuta al carico.

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

B4.1 CARICHI DI PROGETTO E IPOTESI PROGETTUALI DELLE FONDAZIONI

Nei calcoli, effettuati con l'ausilio di un software dedicato (LoadCap 2018), sono stati utilizzati i parametri geotecnici esposti nei precedenti paragrafi; la valutazione è stata indirizzata in modo particolare, come condizione più gravosa, alla verifica di compatibilità dei terreni in posto con i carichi indotti nella fase di realizzazione della nuova tribuna (struttura prefabbricata metallica) del centro sportivo di via Pio La Torre presso il Comune di Vimodrone.

Il progetto, come indicato nel documento *"Progetto Esecutivo - Calcoli esecutivi delle strutture"* redatto a cura dell'Arch. Giuseppe De Martino, prevede infatti la messa in opera di una platea in c.a. al di sotto della quale sarà realizzato un livello di magrone dello spessore di 10 cm, posto al di sopra di un livello di circa 15 cm di misto granulare.

Sulla base della scelta progettuale, ponendo la profondità di posa della fondazione a -0,5 m rispetto al piano campagna, essa interagirà direttamente con l'orizzonte geotecnico "A", caratterizzato un N_{spt} medio pari a 7,3; questo orizzonte risulta assimilabile ad un deposito di sabbie grossolane.

Relazione tecnica

I dati progettuali sono di seguito riassunti:

Caratteristiche della fondazione	Platea
Larghezza della fondazione [m]	5,7
Lunghezza della fondazione [m]	23,04
Spessore della fondazione [m]	0,4
Profondità del piano di posa della fondazione [m da p.c.]	- 0,5
Unità geotecnica interessata dalla fondazione	A

Per quanto concerne la combinazione delle azioni, partendo dal valore di 110 kN/m^2 , sono stati elaborati i successivi valori da introdurre nei calcoli nelle diverse combinazioni delle azioni secondo il seguente schema:

Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	143 kN/m^2
Combinazione fondamentale statica SLU (GEO)	110 kN/m^2
Combinazione sismica SLV	$111,1 \text{ kN/m}^2$
Combinazione frequente SLE	110 kN/m^2

Anche se in parte di carattere generale si ritiene che le valutazioni effettuate potranno guidare in modo corretto i progettisti nella futura scelta della tipologia e del posizionamento delle fondazioni.

I calcoli sono stati effettuati adottando l'Approccio 2 in condizioni statiche e con le correzioni sismiche per lo stato limite SLV.

B5 VERIFICA DEI CEDIMENTI – VERIFICA AGLI SLE

Dato che i valori esposti nel capitolo precedente si riferiscono a condizioni di equilibrio limite determinate sulla base dell'angolo di attrito di picco, ne segue che gli assestamenti necessari alla mobilitazione di tali valori potrebbero risultare non compatibili con la stabilità della struttura e le prestazioni attese per l'opera stessa; ne segue quindi la necessità di una verifica dei cedimenti, che è stata effettuata considerando i carichi definiti mediante la combinazione frequente SLE definita nel precedente capitolo.

Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

dove:

- Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE;
- Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni che deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto.

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli SLE, si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera.

Come valori ammissibili di riferimento possono essere assunti gli intervalli compresi tra 2,5 e 5 cm riferito ad opere con murature portanti, piuttosto che quelli compresi tra 5 e 10 cm riferiti ad opere con strutture intelaiate, secondo le indicazioni della tabella riportata di seguito e tratta da Cestelli Guidi, 1981.

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento	Collegamento a reti di servizi Accesso Probab. di cedimenti differenziali • murature portanti • strutture intelaiate • ciminie, silos	15 ÷ 30 cm 30 ÷ 60 cm 2,5 ÷ 5 cm 5 ÷ 10 cm 7,5 ÷ 30 cm
Rotazione rigida (<i>tilt</i>)	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminie, torri operatività di macchine • macchine tessili • turbogeneratori Binari di carro ponte Drenaggio di sup. pavimentate	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H 0,003 L 0,0002 L 0,003 L 0,01 ÷ 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano Murature portanti ad un piano Lesioni di intonaci Telai in c.a. Pareti di strutture a telaio in c.a. Telaio in acciaio Strutture semplici in acciaio	0,0005 ÷ 0,001 L 0,001 ÷ 0,02 L 0,001 L 0,0025 ÷ 0,004 L 0,003 L 0,002 L 0,005 L

L = distanza fra due pilastri adiacenti.

I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture rigide e condizioni di sottosuolo irregolari.

Nella verifica relativa al raggiungimento dello SLE, i parametri geotecnici di progetto utilizzati nei calcoli non presentano alcun coefficiente parziale di riduzione. In sintesi, i coefficienti parziali sono pari ad 1:

- $A_i = 1$
- $M_i = 1$
- $R_i = 1$

Le determinazioni sono state eseguite con l'equazione di Burland e Burbidge (1984) che consente di valutare i cedimenti direttamente a partire dai dati di una prova penetrometrica dinamica.

Di seguito l'espressione del cedimento secondo Burland e Burbidge (1984):

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C \right] =$$

ove:

S	cedimento (mm)
$f_s \cdot f_H \cdot f_t$	fattori correttivi che tengono conto della forma, dello spessore dello strato comprimibile e della componente viscosa dei cedimenti;
σ'_{vo}	pressione litostatica alla quota di fondazione;
q'	carico di esercizio;
B	larghezza fondazione;
I_c	indice comprimibilità.

Questo metodo consente di calcolare la capacità portante ammissibile di progetto per fondazioni di dimensioni variabili da 0,80 a 135 m ipotizzando un cedimento massimo ammissibile del complesso terreno-fondazione variabile da 10 a 50 mm dopo un periodo di 30 anni (Peck, 1967).

Partendo dai dati delle prove penetrometriche dinamiche condotte sono stati dunque calcolati, i valori di *cedimento massimo*, calcolato sulla base di un carico di esercizio.

B6 RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Il software utilizzato, LoadCap (vers. 2018) di Geostru, ha consentito di calcolare, per ogni combinazione, i seguenti parametri:

- Carico limite – Qult [kN/m^2];
- Resistenza di progetto – Rd [kN/m^2], calcolato come rapporto tra Qult e coefficiente di riduzione della capacità portante verticale, assimilabile alla portata ammissibile;
- Tensione – Ed [kN/m^2] definito in input dal progettista;
- Fattore di sicurezza definito come $F_s = Qult/Ed$;
- Condizioni di verifica $Rd > Ed$;
- Cedimenti.

Per quanto concerne la fondazione tipo platea descritta, sulla base delle ipotesi progettuali espone nei paragrafi precedenti, implementati mediante l'utilizzo del software descritto, sono stati ottenuti i risultati di seguito esposti:

Carico limite: Ipotesi di fondazione – platea

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m^2)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m^2)	Tensione [Ed] (kN/m^2)
A1+M1+R3	HANSEN (1970)	688,17	299,21	143,0
	TERZAGHI (1955)	970,70	422,04	143,0
	MEYERHOF (1963)	821,06	356,98	143,0
	VESIC (1975)	970,38	421,91	143,0
	BRINCH - HANSEN (1970)	894,78	389,03	143,0
	MEYERHOF AND HANNA (1978)	346,78	150,78	143,0

Come si evince dalla tabella precedente, per quanto concerne la tipologia di fondazione platea, la formulazione di Meyerhof and Hanna (1978) è la più conservativa, risultando nel valore più basso della resistenza di progetto calcolata, mentre la formulazione di Terzaghi (1955) restituisce il valore della resistenza di progetto più elevato.

Si evidenzia comunque la compatibilità dell'intervento previsto con le resistenze del terreno in esame, in quanto la condizione $Rd > Ed$ risulta verificata con tutte le formulazioni.

Cedimenti: Ipotesi di fondazione – platea

Per quanto concerne la verifica dei cedimenti attesi, applicando il citato metodo di Burland e Burbidge, essi sono stati stimati utilizzando una pressione pari a 110 kN/m^2 , ottenendo quanto di seguito esposto:

Pressione normale [kN/m^2]	Tempo [anni]	Cedimento [mm]
110	15	28,3

Sulla base dei dati riportati nella precedente tabella, si può, dunque, osservare come l'entità dei cedimenti attesi applicando la pressione di progetto ipotizzata possa essere considerato trascurabile.

B7 VERIFICA ESCLUSIONE FENOMENO DI LIQUEFAZIONE

Ai sensi della normativa tecnica vigente, il sito oggetto del presente studio deve essere stabile nei confronti della liquefazione, ossia rispetto ai fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o all'accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Qualora il terreno indagato dovesse risultare suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti dovessero apparire tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorrerebbe procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o a trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Inoltre, in assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiederebbe comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Nel dettaglio del sito di interesse, in applicazione di quanto indicato dalla normativa vigente (punto 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018) in merito alla stabilità nei confronti della liquefazione, nell'ambito della redazione del presente studio si è valutato di omettere la verifica a liquefazione in relazione alla sussistenza in corrispondenza del sito di interesse delle seguenti circostanze:

- *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g.*

CONCLUSIONI

Il settore di indagine è ubicato in Via Pio La Torre, nella porzione centro-meridionale del territorio comunale di Vimodrone, in un settore sub-pianeggiante nel quale in affioramento e sino alle profondità interessate dall'interazione opera-terreno, sono presenti depositi di origine fluvioglaciale, ascrivibili per il sito di interesse all'unità litologica di superficie definita come "Diluvium Tardivo", costituito da depositi ghiaioso-sabbiosi alternati ad orizzonti a limo sabbioso appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura.

L'area non è interessata da alcun processo geomorfologico attivo.

Per quanto concerne gli aspetti idrogeologici, si evidenzia che non si ritiene prevedibile l'interazione con la falda superficiale la cui soggiacenza, dedotta dallo strumento urbanistico vigente, si attesta ad una profondità pari a circa di – 12 m dal piano campagna attuale.

Ai sensi delle Norme Geologiche di Piano del PGT del Comune di Vimodrone, le aree ricadenti nella *Classe di fattibilità 1: fattibilità senza particolari limitazioni*, consistono in aree che non presentano particolari limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, e per le quali deve essere direttamente applicato quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui alla normativa nazionale. Non si riscontrano pertanto generali limitazioni all'edificabilità o alla modifica dell'uso del territorio.

Come riportato nello strumento urbanistico vigente, l'area di interesse non è soggetta a vincoli di natura geologica né idrogeologica.

Le indagini svolte dallo Scrivente hanno consentito di effettuare una specifica caratterizzazione geotecnica dell'area in cui è in progetto la realizzazione della tribuna del centro sportivo quale intervento di manutenzione straordinaria e adeguamento normativo; le prove penetrometriche sono state spinte fino al raggiungimento di una profondità da p.c. attuale ritenuta sufficiente al fine di definire un modello del sottosuolo esaustivo: infatti, le prove hanno permesso di raggiungere una profondità massima pari a – 5,5 m da p.c.

Si evidenzia come in corrispondenza della prova penetrometrica DP2 siano state riscontrate le condizioni lievemente più mediocri dal punto di vista geotecnico e che, pertanto, si ritiene possa essere assunta come riferimento per le valutazioni di competenza dei progettisti.

In tale settore dell'area di indagine è stata riscontrata, tramite esecuzione della prova sopra citata, un'alternanza di depositi a sabbia grossolana, ghiaia e ghiaia sabbiosa, in accordo con i dati bibliografici reperiti.

In relazione alle caratteristiche geotecniche, l'orizzonte geotecnica A, con il quale interagirebbero le

Relazione tecnica

fondazioni superficiali ipotizzate per i calcoli riportati nel presente documento, è contraddistinto da buone caratteristiche geotecniche.

In base alla tipologia degli interventi previsti, si può anticipare, quale conclusione preliminare in grado di orientare i progettisti, che le caratteristiche geotecniche riscontrate nell'ambito degli orizzonti superficiali sono compatibili con l'esecuzione dell'intervento in progetto. La stima dei cedimenti attesi ha inoltre evidenziato valori assolutamente accettabili ai fini della compatibilità con le strutture in progetto.

Si ritiene opportuno, comunque, suggerire di valutare in fase di escavazione la presenza di eventuali falde idriche sospese e di orizzonti francamente fini che potrebbero dare origine a fenomeni di liquefazione.

Relazione tecnica

BIBLIOGRAFIA

Comune di Vimodrone, settembre 2013	<i>“Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio” del comune di Vimodrone (MI)</i>
Arch. Giuseppe De Martino, Ottobre 2014	<i>Lavori di manutenzione straordinaria e adeguamento normativo centro sportivo di Via Pio La Torre - Progetto esecutivo calcoli esecutivi delle strutture</i>

Relazione tecnica

AUTORI



Dr. Geol. Giorgio Cardin
Via Sandro Pertini 34/B
20019 Settimo Milanese (MI)
Cell. 339/6817492
Tel. 02.45.548.992
Fax 02.700.381.83
E-mail: gcardin@geologi.it

Dr. Geol. Giorgio Cardin

Iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia al n. 1080



Settimo Milanese, 12 dicembre 2018

ALLEGATI

- 1. Ubicazione punto di indagine per prova MASW**
- 2. Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche**
- 3. Prove penetrometriche S.C.P.T.**
- 4. Profilo sismico – Risultati indagine MASW**

Relazione tecnica

Allegato 1. Ubicazione punto di indagine per prova MASW

Relazione tecnica



Legenda - Indagini Dicembre 2018

— Stendimento MASW


Relazione tecnica

Allegato 2. Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche

Relazione tecnica



Legenda - Indagini Dicembre 2018

 Prove Penetrometriche

Relazione tecnica

Allegato 3. Prove penetrometriche SCPT

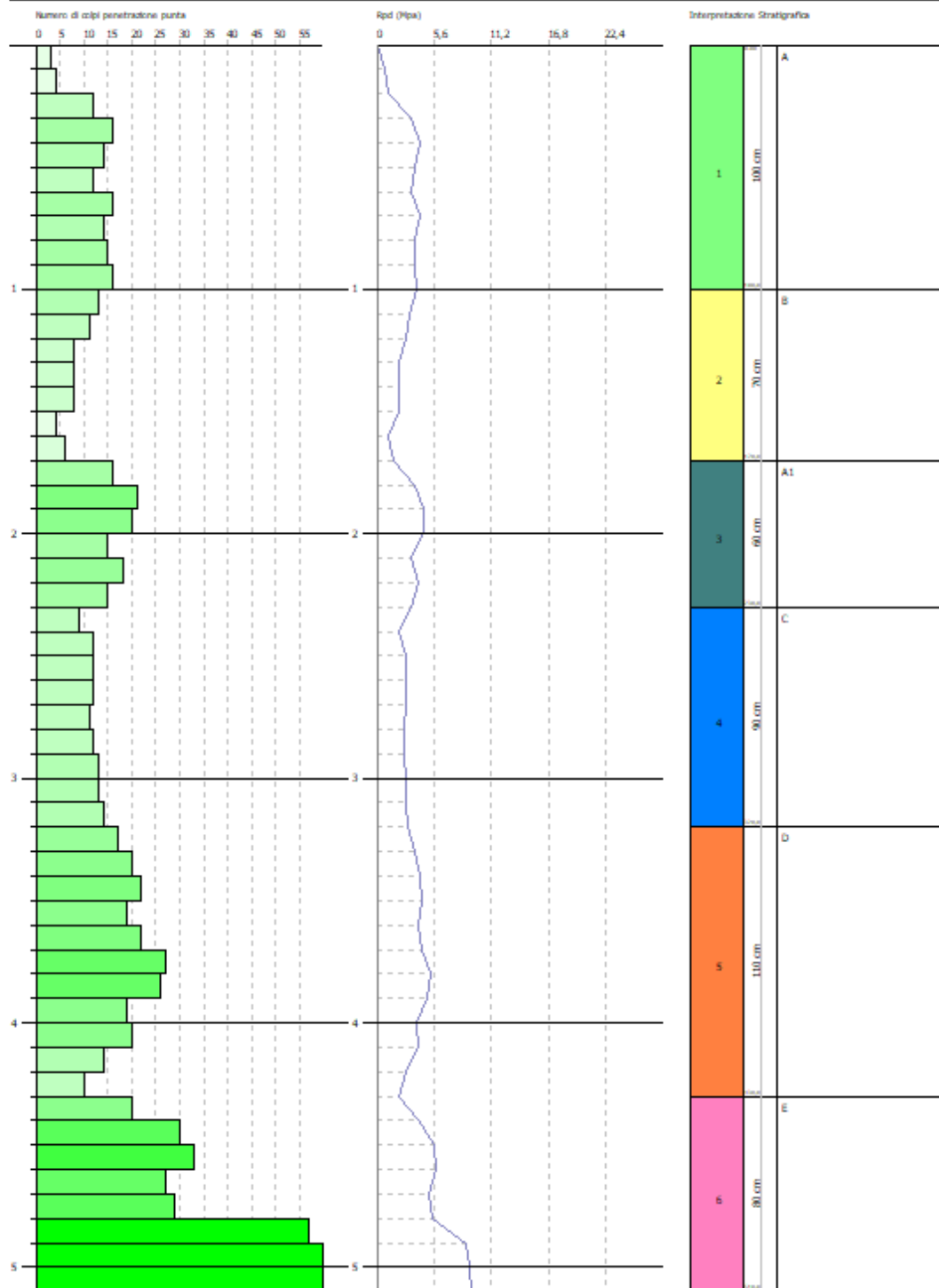
Relazione tecnica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: SDM Studio Arch. Giuseppe De Martino
Descrizione: Esecuzione prova penetrometrica dinamica
Località: Centro sportivo di Via Pio La Torre, Vimodrone (MI)

Data:

Scala 1:22



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

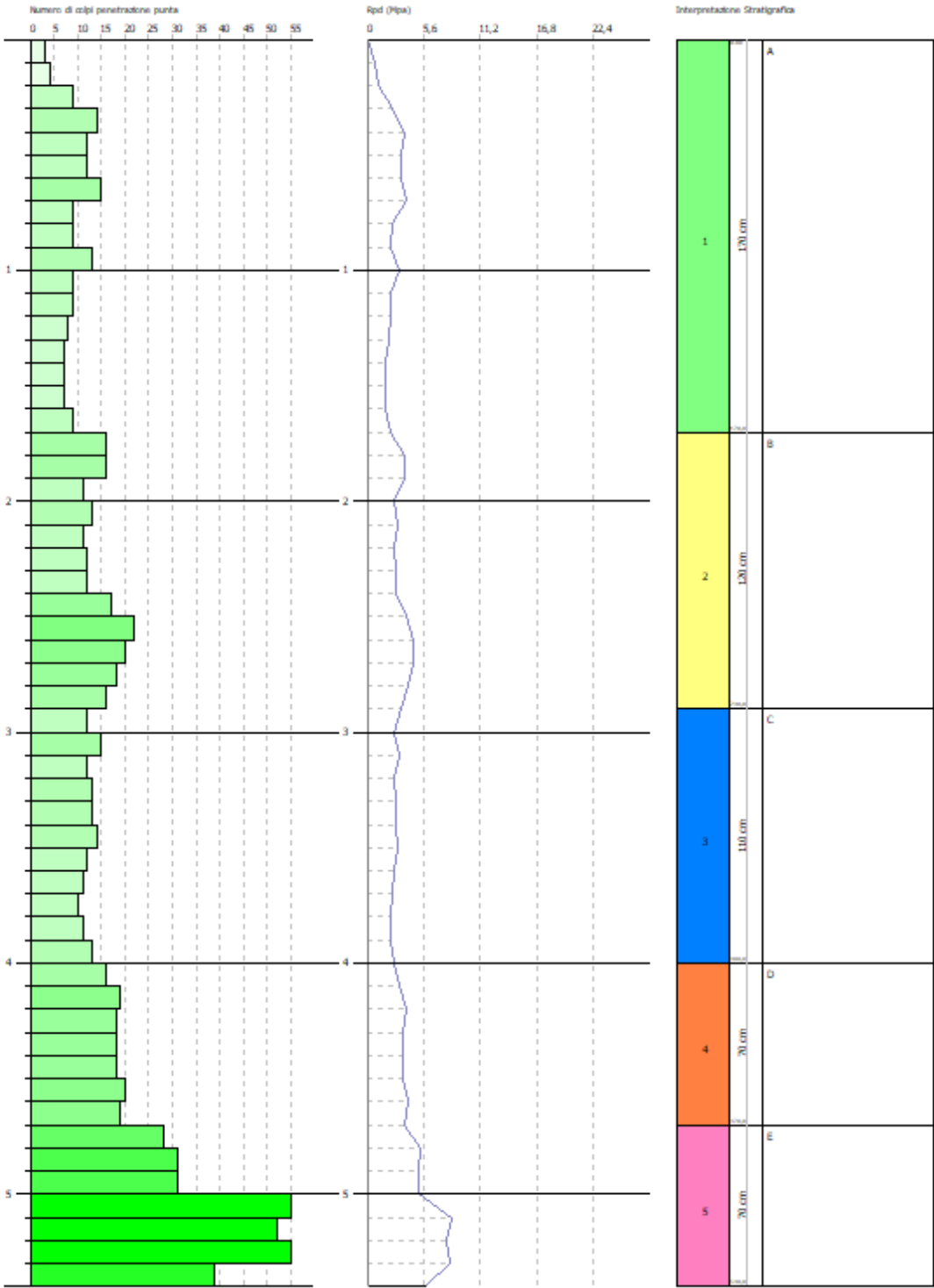
Relazione tecnica

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP2
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: SDM Studio Arch. Giuseppe De Martino
Descrizione: Descrizione prova penetrometrica dinamica
Località: Centro sportivo di Via Pio La Torre, Vimodrone (MI)

Data:

Scala 1:25



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

Relazione tecnica

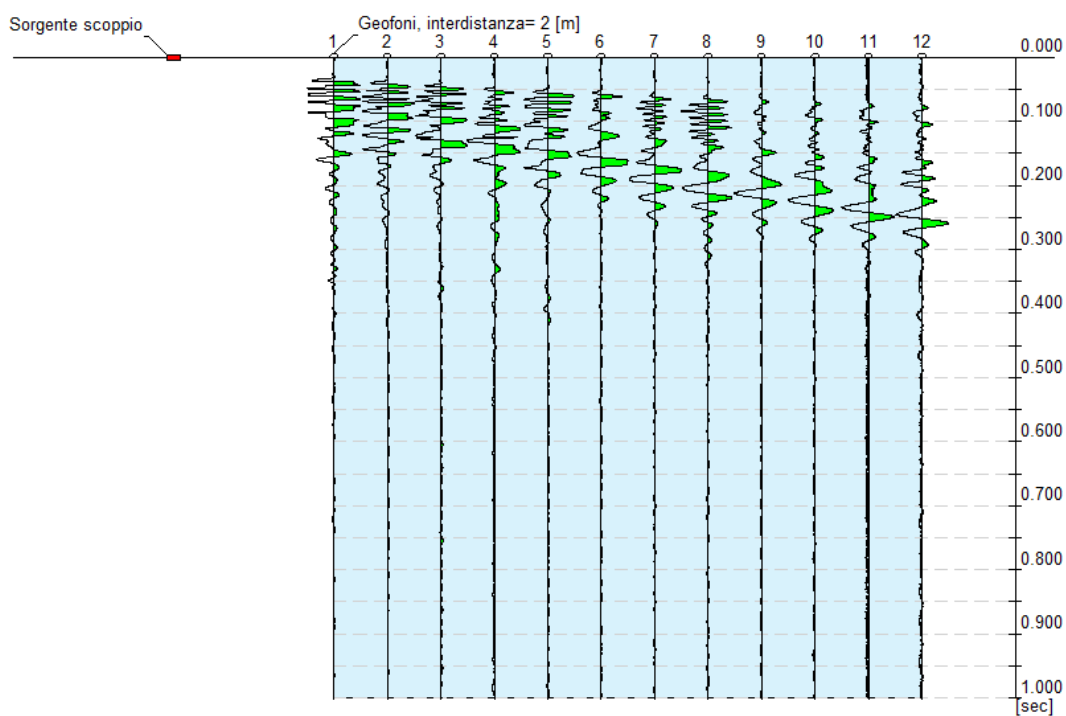
Allegato 4. Profilo sismico – Risultati indagine MASW

Relazione tecnica

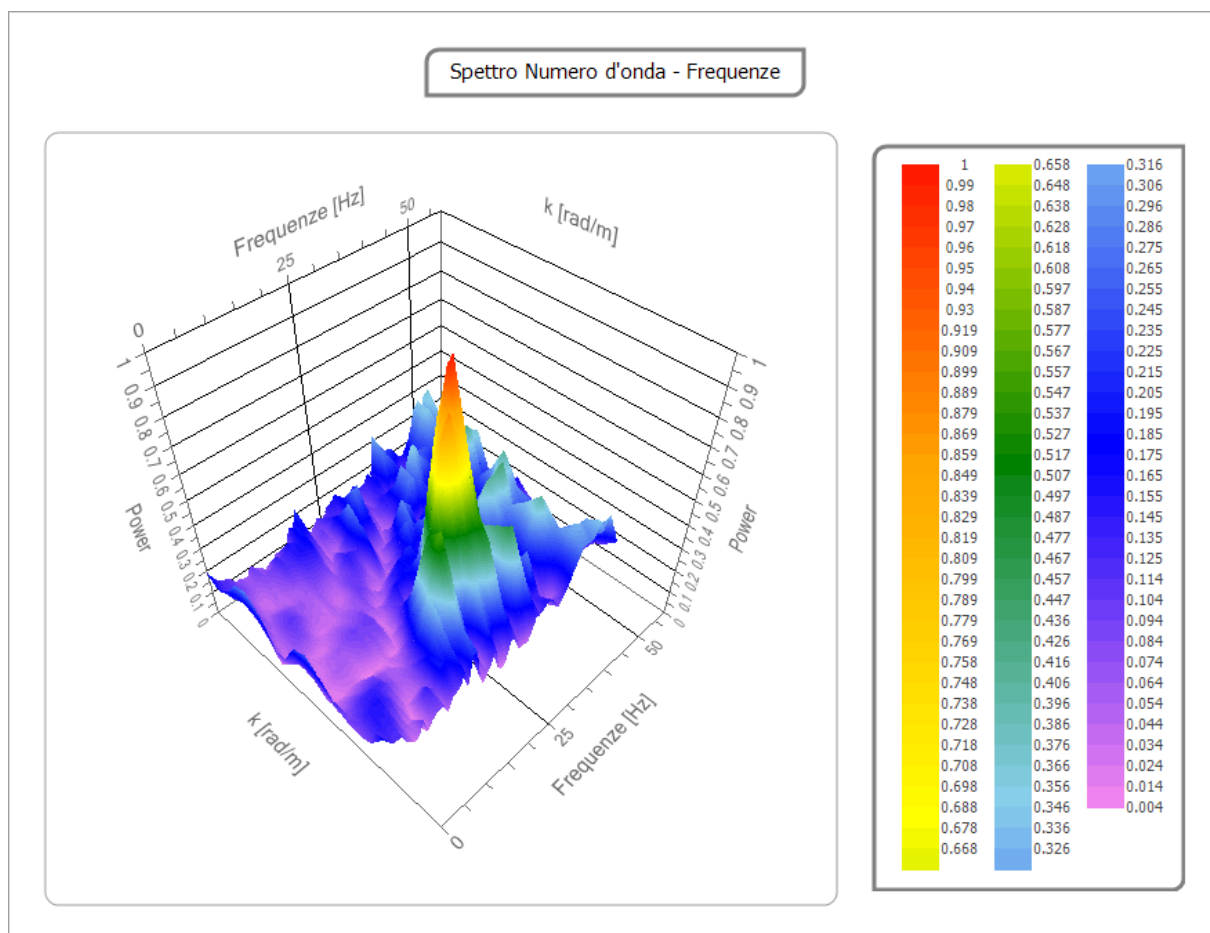
Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1002.3
Interdistanza geofoni [m]	2.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

Committente: SDM Studio Arch. Giuseppe De Martino
 Cantiere: Centro Sportivo Pio La Torre
 Località: Vimodrone (MI)
 Operatore: Dott.ssa Camilla Cappelletti
 Responsabile: Dott. Geol. Giorgio Cardin
 Data: 06/12/2018



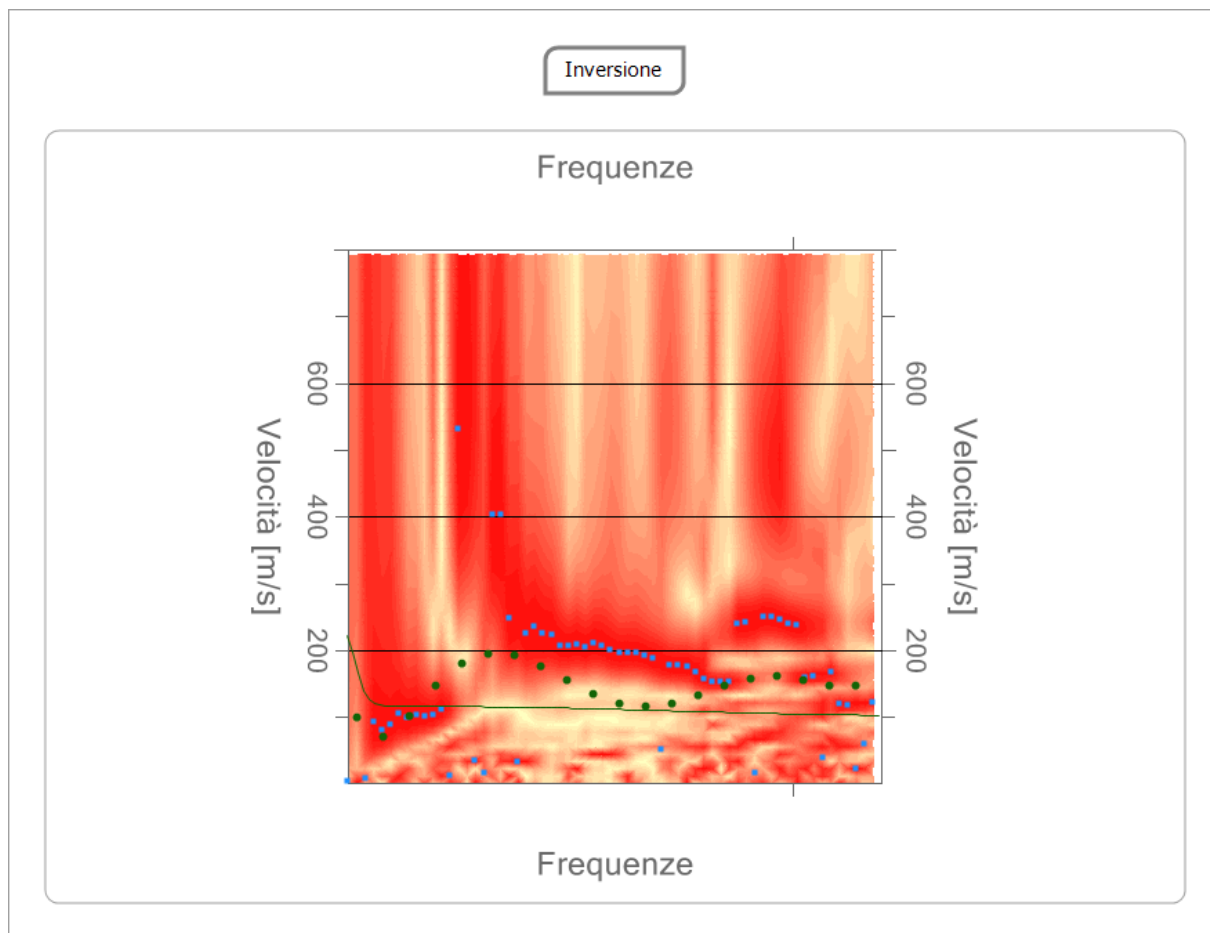
Relazione tecnica



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]
1	2.0	100.0
2	4.9	70.7
3	7.7	101.2
4	10.6	147.9
5	13.5	181.1
6	16.4	195.3
7	19.3	191.9
8	22.2	176.1
9	25.1	154.8
10	28.0	134.7
11	30.8	120.9
12	33.7	116.3
13	36.6	120.9
14	39.5	132.3
15	42.4	146.0
16	45.3	156.9
17	48.2	160.6
18	51.1	155.8
19	54.0	146.8
20	56.8	146.6

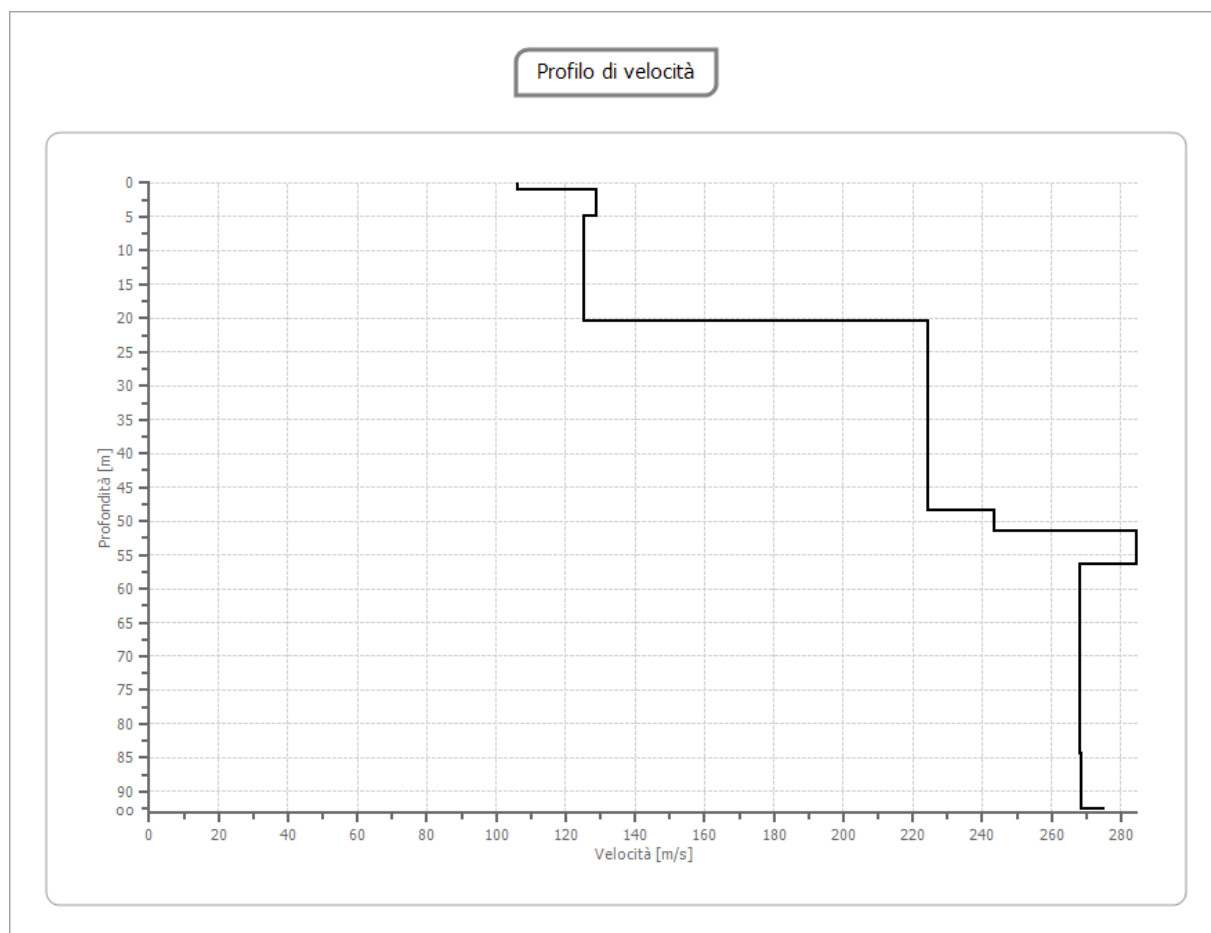
Relazione tecnica



Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.3	No	198.7	106.2
2		5.00	4.00	1800.0	0.3	No	240.8	128.7
3		20.43	15.43	1800.0	0.3	Si	234.2	125.2
4		48.43	28.00	1800.0	0.3	Si	419.9	224.5
5		51.58	3.15	1800.0	0.3	Si	455.3	243.4
6		56.49	4.91	1800.0	0.3	Si	532.3	284.5
7		67.49	11.00	1800.0	0.3	Si	501.6	268.1
8		84.51	17.03	1800.0	0.3	Si	501.7	268.2
9		92.69	8.18	1800.0	0.3	Si	502.5	268.6
10		oo	oo	1800.0	0.3	Si	515.0	275.3

Relazione tecnica



Relazione tecnica

SISMOSTRATIGRAFIA

