

---

Comune di Vimodrone  
Provincia di Milano

**Rapporto geologico con indicazioni idrogeologiche e di caratterizzazione sismica dei  
terreni siti in via Pio la Torre, in comune di Vimodrone (Mi), quale supporto specialistico  
al progetto di realizzazione nuova passerella ciclopedonale**

Elaborato R1 - R2 - R3

Redatto ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e delle NTC 2018

**Committente:**

Comune di Vimodrone (Mi)

Dott. Norberto Invernici  
geologo  
N° Iscr. O.R.G.L. 990

Bergamo, 5 Aprile 2022



## Indice

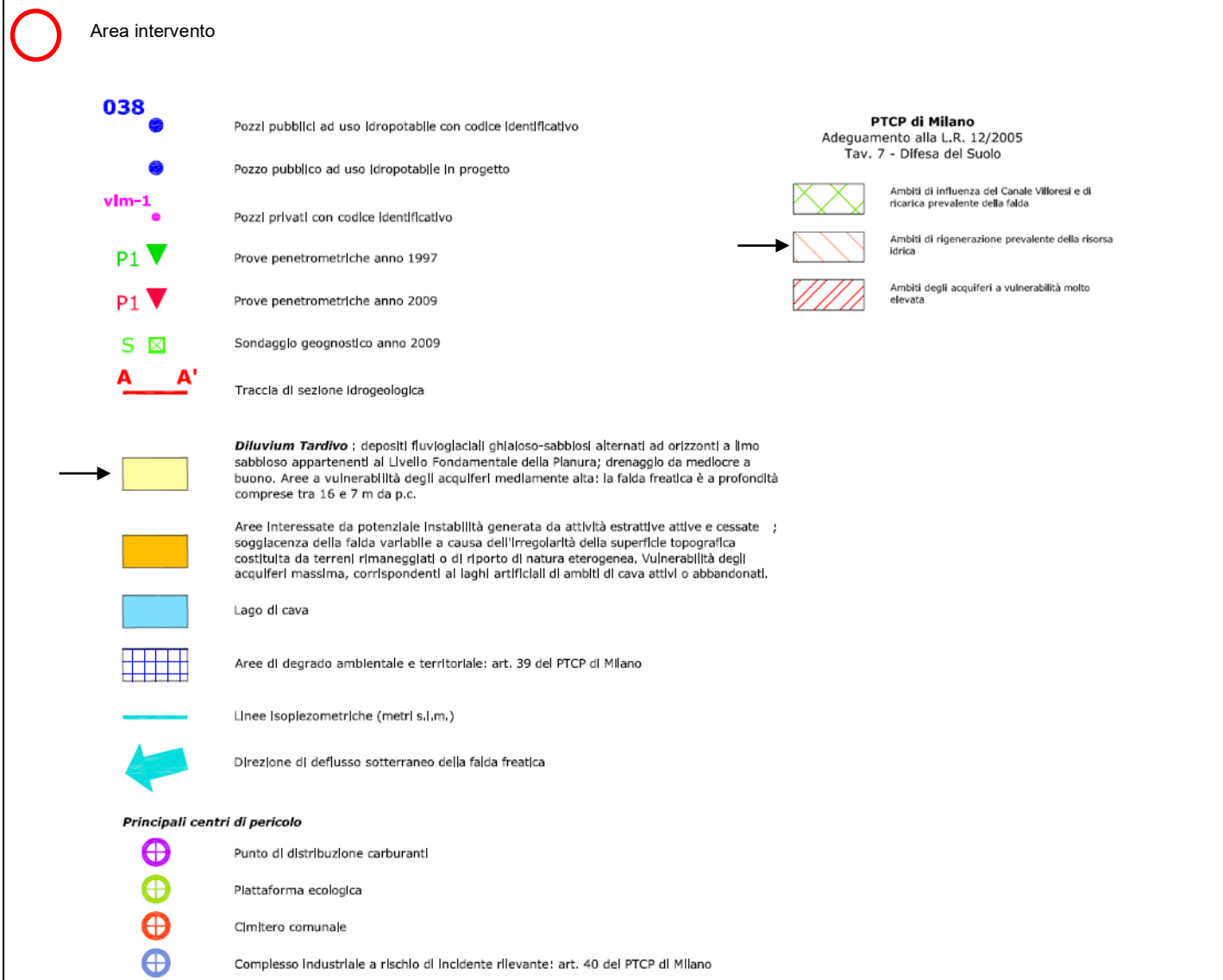
1.0 - Premessa	2
2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico	2
3.0 - Indagini in sito	3
3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT	3
3.1.1- Correlazione SCPT - SPT ed interpretazioni geotecniche	4
3.2 Indagine sismica passiva a stazione singola HVSR	5
4.0 Elementi di microzonazione sismica	5
4.1 Analisi sismica di II Livello	7
5.0 Caratteristiche geotecniche terreni	9
5.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo	9
5.2 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno	10
5.3 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU	12
6.0 Conclusioni	12

## 1.0 - Premessa

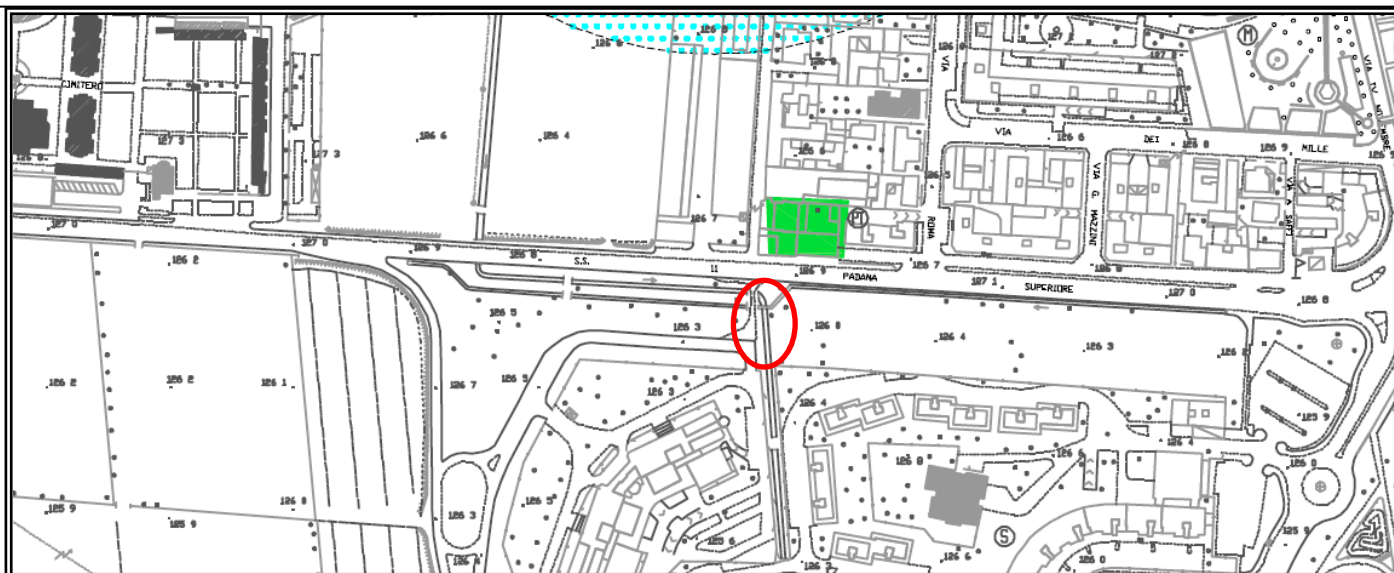
Nel seguente rapporto sono illustrati gli esiti conseguiti dai rilievi e dalle indagini di carattere geologico - geotecnico - idrogeologico e di caratterizzazione sismica dei terreni siti in via Pio la Torre, in territorio comunale di Vimodrone (Mi), proponendosi quale supporto specialistico al progetto di realizzazione nuova passerella ciclopeditonale di attraversamento di una piccola roggia irrigua (inserita nel reticolo idrico privato e interessata dalle relative fasce di rispetto/pertinenza idraulica), con fondazioni a travi rovesce posate a circa - 1 m da p.c. attuale, secondo il progetto strutturale predisposto dall'Ing. Zambelli, ai cui elaborati si rimanda per i dettagli. L'area di intervento è sita a S del centro abitato e risulta inserita in Classe 1 di fattibilità geologica (fattibilità senza particolari limitazioni), dal vigente strumento di pianificazione territoriale comunale, considerate le generali condizioni di stabilità ed in ambito a Pericolosità Sismica Z4a per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Vimodrone (Mi) è stato classificato dalla DGR n. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", in Zona Sismica 3. Pertanto, in ottemperanza alle norme citate il seguente rapporto geologico - geotecnico costituisce gli elaborati R1, R2 ed R3 della D.G.R. 2616/2011 e delle NTC 2018, per definire i parametri litotecnici e sismici caratteristici dei terreni di sottofondo, indispensabili alla microzonazione sismica e alle verifiche geotecniche sulla portanza e sui cedimenti totali. L'assetto geologico del territorio è stato desunto dalla documentazione esistente (con particolare riferimento allo studio geologico di supporto alla pianificazione comunale di Vimodrone) e dai sopralluoghi eseguiti sulle aree di studio, mentre per l'acquisizione dei parametri litotecnici, sismici ed idrogeologici dei terreni di sottofondo si è fatto ricorso agli esiti e alle interpretazioni delle indagini eseguite mediante prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, utilizzando il penetrometro Compac DPSH 75, normalizzato secondo gli standard ISSMFE e mediante indagini sismica passiva a stazione singola (HVSR) eseguite in data 29 Marzo 2022. Lo studio è stato predisposto seguendo i riferimenti legislativi e normativi riportati nella DGR 5001/2016, nella L.R. 33/2015, nella D.G.R. 2616/2011 e nelle NTC 2018.

## 2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico

L'area oggetto di intervento è posta a sud del centro abitato di Vimodrone su terreni pianeggianti posti lungo via Pio la Torre. La morfologia dell'area è pianeggiante e sul lotto da edificare non insistono vincoli di inedificabilità di carattere geologico - idrogeologico sovraordinati, considerata anche la Classe di Fattibilità Geologica favorevole, attribuita dallo studio geologico di PGT (Classe 1 - senza particolari limitazioni). L'intervento comporta la formazione di una passerella ciclopeditonale di attraversamento della roggia con portate regolate riferibile al reticolo idrico privato e interessata dalle relative fasce di rispetto/pertinenza idraulica, come evidenziato nello stralcio di cartografia dello studio geologico di PGT allegato al presente studio. L'intervento si riferisce tuttavia alla realizzazione di opera pubblica di attraversamento non diversamente localizzabile e pertanto compatibile con i vincoli indicati. La cartografia geologica ufficiale consultata riferisce il territorio in esame ai sedimenti continentali quaternari in facies fluvioglaciale riferibili al Diluvium Tardivo costituiti da depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi alternati ad orizzonti a limo sabbioso appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura con drenaggio da mediocre a buono. Relativamente agli aspetti idrogeologici la superficie piezometrica è individuata a quote di circa 12 m da piano



Stralcio della Carta geologica - geomorfologica - idrogeologica -  
geotecnica del vigente PGT  
(non in scala)



Area intervento

**D.G.R. IX - 4287/12:**

Individuazione delle fasce di rispetto sul Reticolo Idrico Principale (di competenza regionale), Minore (di competenza comunale) e di Bonifica - Irrigazione (di competenza consortile)



Fascia di rispetto di 5 m (9 VLL) e 10 m (Naviglio Martesana) sul Reticolo Idrico di competenza consortile



Area tra le sponde del corpo Idrico Naviglio Martesana

D.L. 152/99, D.L. 258/00, D.G.R. 12693/03: aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile



Area di tutela assoluta (raggio 10 m)



Fascia di rispetto (raggio 200 m)



Pozzo in progetto

D.C.P. n 16 07/06/2012 - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Milano - Tavola 3 - Difesa del suolo - Aree dismesse e aree di bonifica (art. 39)



Area in corso di caratterizzazione e/o bonifica con perimetrazione nota



Area in corso di caratterizzazione e/o bonifica con perimetrazione non nota

D.Lgs. 152/06 - Certificazione dirigenziale di completamento bonifica - Provincia di Milano



Area con bonifica certificata

L.R. 14/98 e D.C.R.-Lomb VIII/804 del 16/05/06 - Piano Cave della Provincia di Milano  
D.C.P. n 16 07/06/2012 - Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Milano - Tavola 3 - Difesa del suolo - Ambiti di cava (art. 41)



Area inserita nel Piano Cave vigente della Provincia di Milano



Area estrattiva in corso



Area impianti e stoccaggio



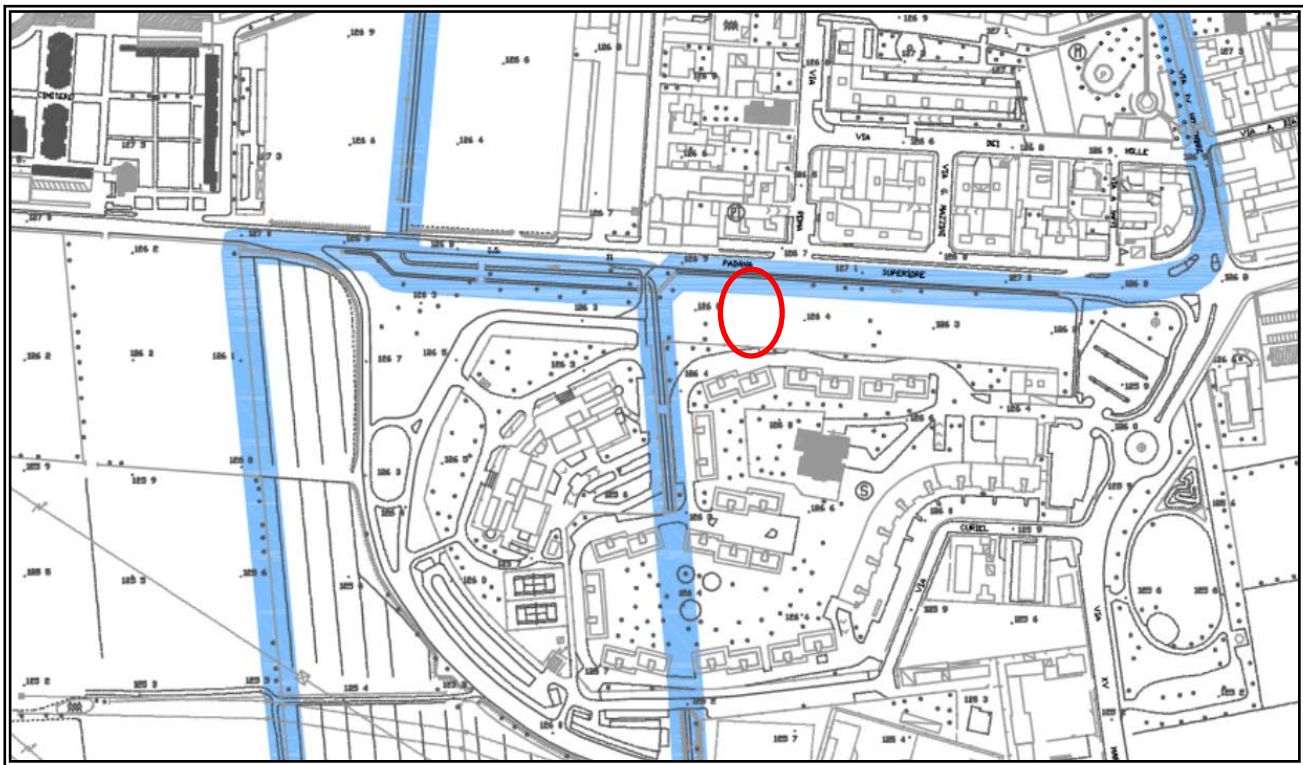
Area estrattiva cessata



Area di recupero in corso o da attuare

Stralcio della Carta dei vincoli del vigente PGT  
(non in scala)





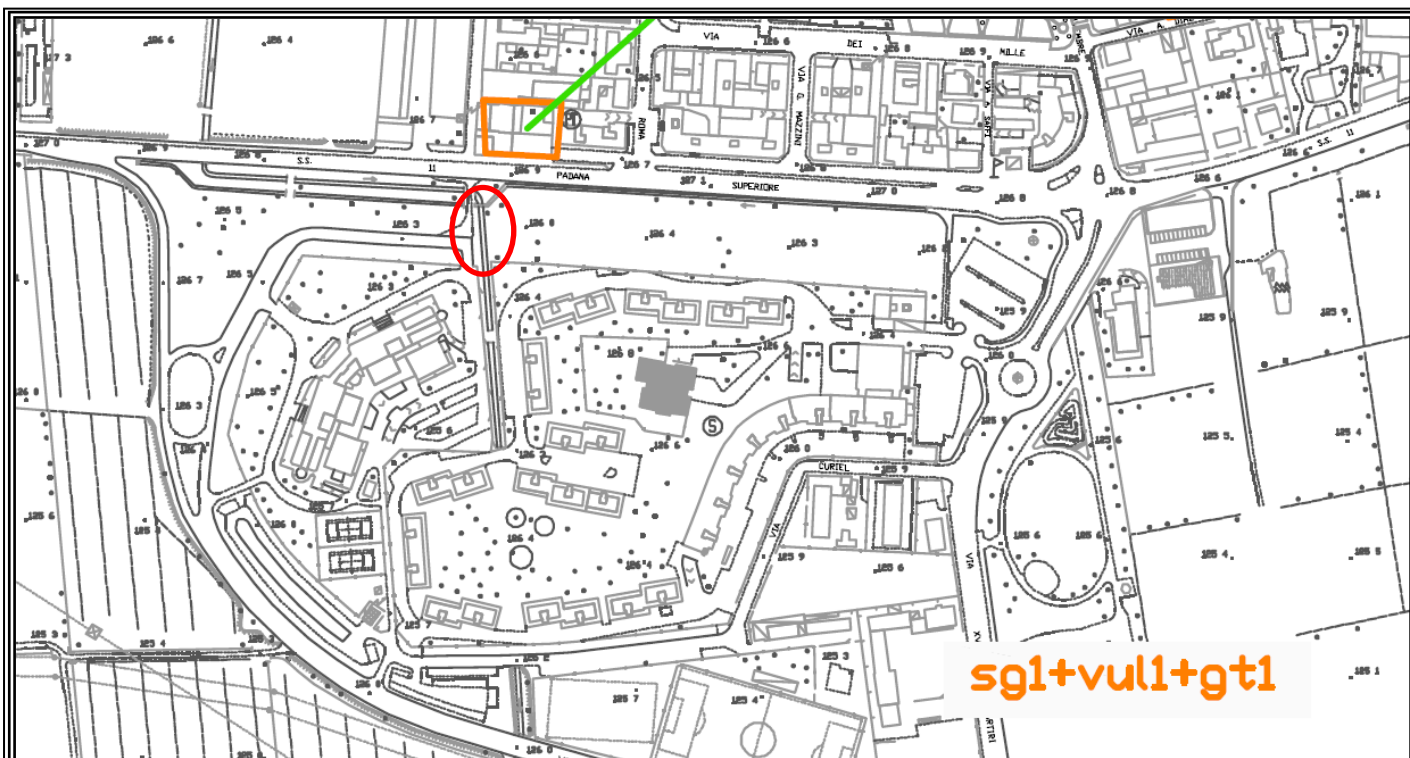
Area intervento

**R.D. 523/1904, art. 96**



Fascia di rispetto di 10 m sul Reticolo Idrografico Privato

Stralcio della Carta dei vincoli reticolo idrico privato del vigente PGT  
(non in scala)



Area intervento

#### Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico

- **sg1** Aree con soggiacenza della falda freatica mediamente compresa fra 16 e 7 m da p.c.
- sg2** Aree con soggiacenza della falda variabile a causa dell'irregolarità della superficie topografica
- **vul1** Aree a vulnerabilità degli acquiferi mediamente alta
- vul2** Aree a vulnerabilità degli acquiferi massima

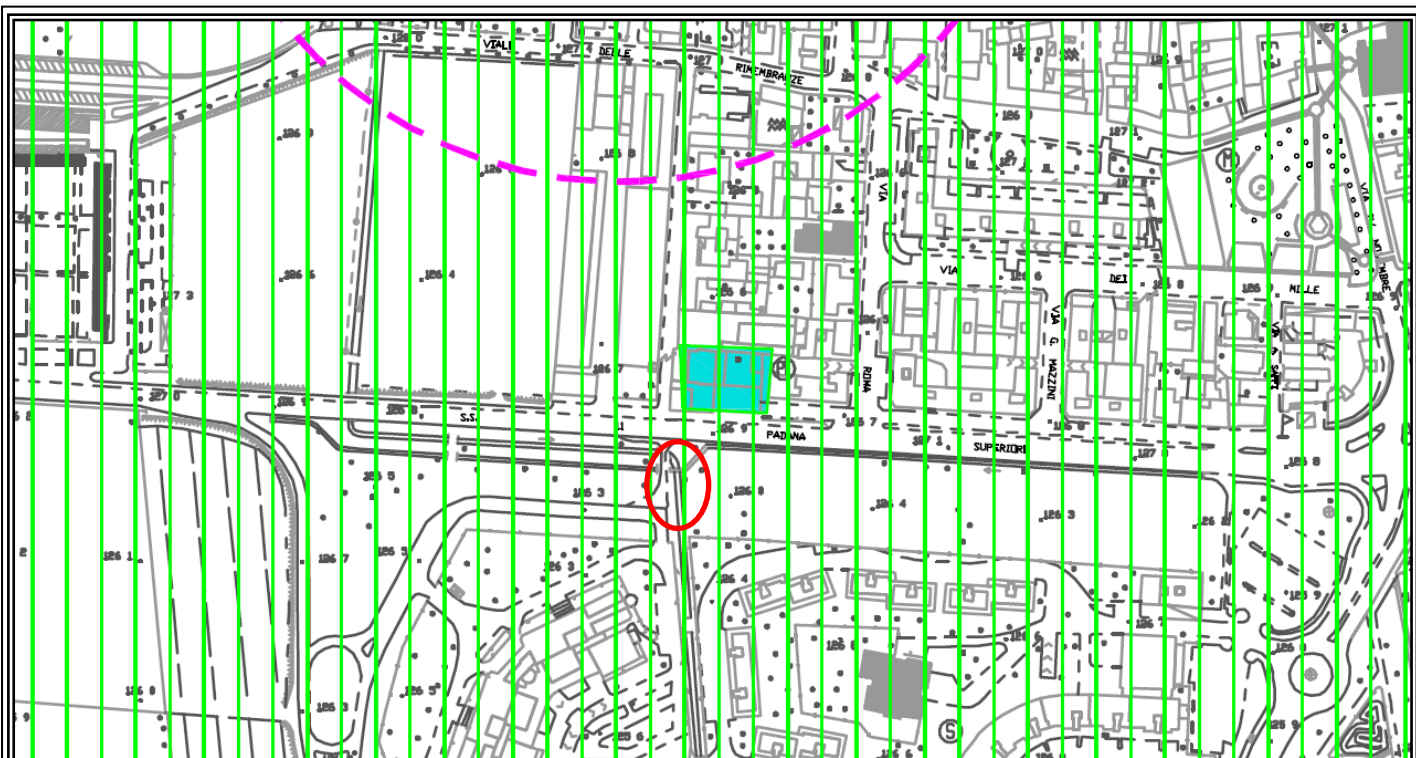
#### Aree a differenti caratteristiche geotecniche

- **gt1** Aree costituenti i depositi fluvio-glaciali del L.F.P. costituite da ghiaie medio grossolane con subordinate sabbie e locali intercalazioni coesive di limi argillosi; proprietà geotecniche e capacità portante buone, drenaggio da mediocre a buono
- rim** Aree interessate dalla presenza di terreni rimaneggiati o di riporto di natura eterogenea

#### Aree con alterazioni dell'originaria struttura geologica e geomorfologica

- ins** Aree interessate da potenziale instabilità generata da attività estrattive attive o cessate
- bon** Aree da bonificare, in corso di caratterizzazione e/o bonifica o bonificate
- deg** Aree di degrado ambientale-territoriale in atto, ai sensi dell'art. 39 delle N.T.A. del PTCP di Milano

Stralcio della Carta di sintesi del vigente PGT  
(non in scala)



Area intervento

#### Classi di fattibilità geologica

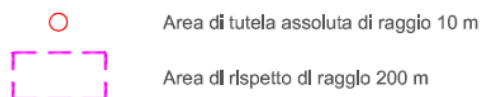


#### Aree a pericolosità sismica locale



#### Vincoli

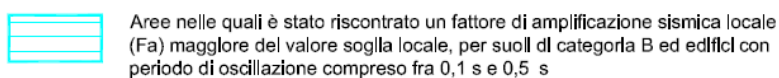
Aree di salvaguardia delle captazioni a uso Idropotabile pubblico  
(D.Lgs. 152/99, D.L. 258/00, D.G.R. 12693/03)



Fasce di rispetto sul Reticolo Idrico Consortile  
(DGR 4287 del 25/10/2012)



#### Approfondimento sismico di secondo livello



Stralcio della Carta di fattibilità geologica del vigente PGT  
(non in scala)



campagna caratterizzata da vulnerabilità mediamente alta; l'intervento si riferisce alla realizzazione di passerella ciclopedonale e non comporta lo scarico di reflui negli orizzonti superficiali del suolo e pertanto l'intervento risulta compatibile. Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto che possano, a seguito della realizzazione delle opere strutturali di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; l'intervento pertanto risulta compatibile con la classe di fattibilità geologica attribuita e rispetta quanto previsto dalla DGR 2616/2011.

### 3.0 - Indagini in sito

Per l'area in esame sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT e n° 1 indagine sismica passiva a stazione singola (HVSr/Microtremori) i cui esiti vengono allegati al presente lavoro. Le indagini sono state ubicate come da planimetria allegata.

#### 3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT

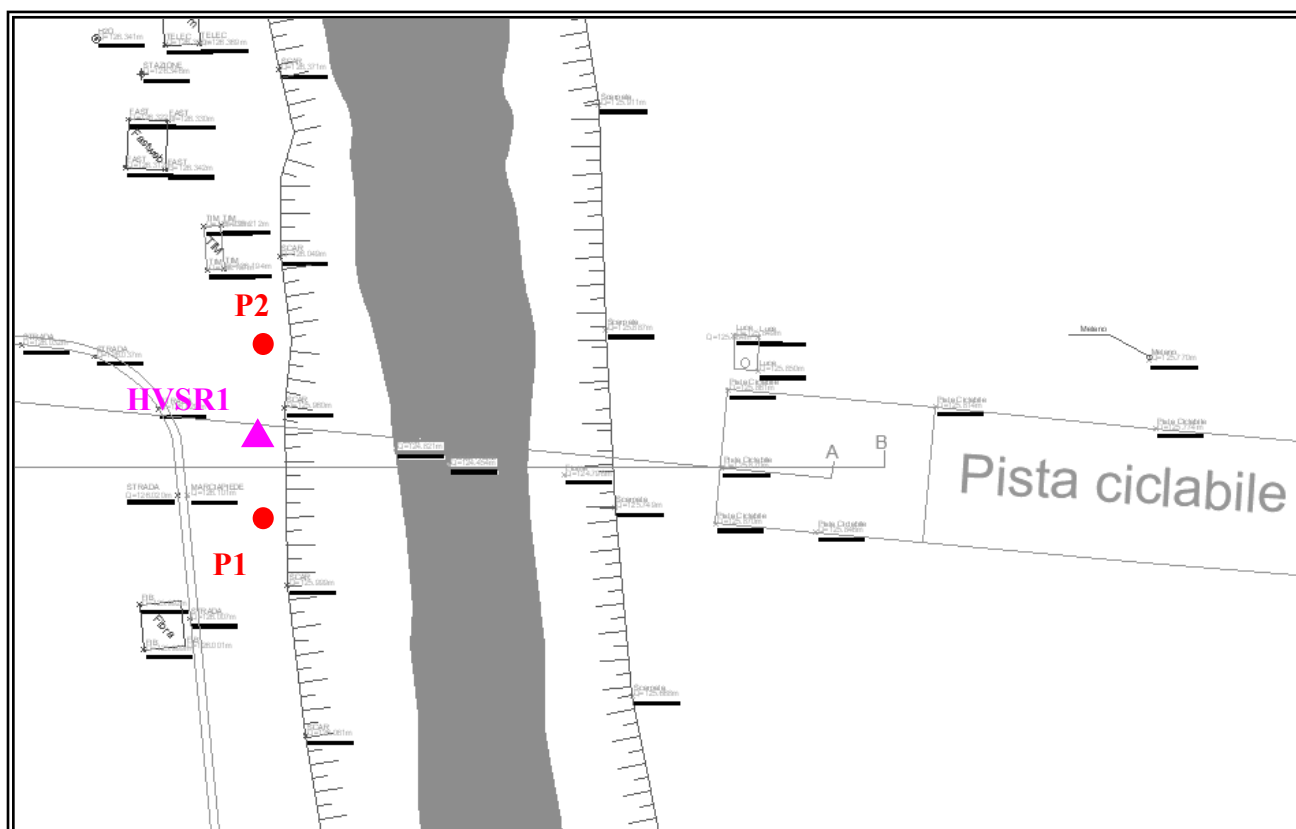
Per la caratterizzazione litotecnica dei terreni interessati dalle opere di progetto, sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT. Le prove sono state eseguite come da ubicazione fornita dal progettista, così come da planimetria schematica allegata. Le prove sono state eseguite con l'impiego del penetrometro dinamico Compac DPSH - 75 le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

**Peso massa battente 63,5 Kg - altezza caduta libera 0,75 m - Diametro punta conica 50,8 mm - Lunghezza delle aste 1 m - Peso aste per metro 6,3 Kg - Profondità di giunzione della prima asta 0,90 m - Avanzamento punta 0,20 m.**

L'impiego di tale strumento consente la registrazione continua dei dati relativi alla resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica ogni 20 cm permettendo la discretizzazione ottimale dei singoli livelli di terreno attraversato. Le successive elaborazioni ed interpretazioni dei dati forniti dalle prove penetrometriche consentono di attribuire a ciascun livello di terreno attraversato i parametri litotecnici significativi per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti totali applicando le formule maggiormente descritte in letteratura. Gli esiti delle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area di studio sono illustrati nei grafici e nelle tabelle allegate:

Profondità da p.c. fino a cui sono state spinte le prove	
N° prova	Profondità in m da p.c.
1	5.20
2	4.80

L'esito delle penetrometrie è compatibile con la presenza di un livello superficiale di limo e ciottoli con caratteristiche geotecniche scadenti che si spinge da piano campagna fino a circa 2.40 m di profondità (entro il quale saranno posate le fondazioni). Oltre tale livello segue un orizzonte ghiaioso limoso dotato di mediocri caratteristiche geotecniche che si spinge fino a circa 3,6 m da piano campagna. Al letto di tale strato compaiono rapidamente i termini ghiaiosi limosi dotati di buone caratteristiche geotecniche, il cui grado di addensamento aumenta con la profondità, fino a determinare il rifiuto all'avanzamento della punta penetrometrica e l'interruzione delle prove.



Legenda:

● **P 1** – Prova penetrometrica dinamica continua SCPT n° 1

▲ **HVSr 1** – Prova HVSr n° 1

Schema di ubicazione indagini in sito  
Non in scala

### 3.1.1- Correlazione SCPT - SPT ed interpretazioni geotecniche

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica continue SCPT ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT (Standar Penetration Test), è necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Nel caso specifico la correzione è stata operata sulla base delle differenti modalità esecutive della prova SCPT e della prova SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) che comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:  $Cf = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$

dove:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cmq);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:  $N_{spt} = Cf N_{scpt}$

Nel caso specifico il coefficiente di correlazione è stato assunto pari a 1,5 in accordo con i risultati ottenuti da Muromachi e Kobayashi (1981), che hanno presentato una correlazione fra N30 (colpi per 30 cm di penetrazione) ed  $N_{spt}$  attraverso l'utilizzo del penetrometro l'RTRI-HEAVY, giapponese, con maglio di 63,5 Kg, caduta 75 cm, dpunta = 5,08 cm, il quale è simile al penetrometro italiano tipo EMILIA-DPSH (e al penetrometro utilizzato per le seguenti prove). I due autori trovano che i dati, rilevati in materiali compresi in un'ampia gamma granulometrica, tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale la relazione diventa:  $\frac{N_{30}}{N_{spt}} = 1,5$

L'interpretazione e l'elaborazione dei dati forniti dalla prova penetrometrica ha consentito di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici illustrati nelle tabelle allegate.

Quanto riportato nel modello stratigrafico - litotecnico concettuale caratteristico di riferimento proposto, andrà attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi, per confermare la presenza al piano di posa e per i volumi di terreni coinvolti dalle fondazioni, di orizzonti che autorizzano, dal punto di vista geotecnico, ad estendere il modello stratigrafico - geotecnico caratteristico concettuale di riferimento, desunto dalle indagini in sito eseguite, a tutto il lotto da edificare.

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SCPT**

Committente: Comune di Vimodrone  
 Cantiere: Via Pio la Torre  
 Località: Vimodrone (Mi)

**Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: Compac DPSH 75**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	64.57 mm
Area di base punta	32.75 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	0.918
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**Classificazione ISSMFE (1988) delle sonde Penetrometriche dinamiche**

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60



**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

29/03/2022

Profondita' prova

5.20 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	4	0.855	35.92	42.04	1.80	2.10
0.40	4	0.851	35.76	42.04	1.79	2.10
0.60	2	0.847	17.80	21.02	0.89	1.05
0.80	2	0.843	17.72	21.02	0.89	1.05
1.00	3	0.840	24.30	28.94	1.22	1.45
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	2	0.833	16.07	19.29	0.80	0.96
1.60	3	0.830	24.01	28.94	1.20	1.45
1.80	2	0.826	15.94	19.29	0.80	0.96
2.00	3	0.823	22.01	26.74	1.10	1.34
2.20	3	0.820	21.93	26.74	1.10	1.34
2.40	3	0.817	21.85	26.74	1.09	1.34
2.60	6	0.814	43.55	53.48	2.18	2.67
2.80	8	0.811	57.86	71.31	2.89	3.57
3.00	8	0.809	53.60	66.28	2.68	3.31
3.20	7	0.806	46.75	58.00	2.34	2.90
3.40	7	0.803	46.60	58.00	2.33	2.90
3.60	7	0.801	46.45	58.00	2.32	2.90
3.80	11	0.798	72.77	91.14	3.64	4.56
4.00	12	0.796	73.93	92.87	3.70	4.64
4.20	14	0.744	80.58	108.35	4.03	5.42
4.40	15	0.741	86.08	116.09	4.30	5.80
4.60	14	0.739	80.10	108.35	4.00	5.42
4.80	16	0.737	91.28	123.83	4.56	6.19
5.00	15	0.735	80.06	108.92	4.00	5.45
5.20	14	0.733	74.51	101.66	3.73	5.08

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (t/m³)	Peso unita' di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
2.4	2.75	26.84	Incoerente	0	1.5	1.88	0.18	1.49	4.1	Limo e rari ciottoli
3.6	7.17	60.85	Incoerente	0	1.75	1.92	0.47	1.49	10.68	Ghiaia limosa
5.2	13.88	106.4	Incoerente	0	2.01	1.98	0.73	1.49	20.68	Ghiaia sabbiosa limosa

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

29/03/2022

Profondita' prova

4.80 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	6	0.855	53.89	63.05	2.69	3.15
0.40	5	0.851	44.70	52.54	2.24	2.63
0.60	3	0.847	26.70	31.53	1.34	1.58
0.80	4	0.843	35.45	42.04	1.77	2.10
1.00	2	0.840	16.20	19.29	0.81	0.96
1.20	3	0.836	24.20	28.94	1.21	1.45
1.40	3	0.833	24.10	28.94	1.21	1.45
1.60	3	0.830	24.01	28.94	1.20	1.45
1.80	2	0.826	15.94	19.29	0.80	0.96
2.00	8	0.823	58.70	71.31	2.94	3.57
2.20	7	0.820	51.17	62.40	2.56	3.12
2.40	9	0.817	65.56	80.23	3.28	4.01
2.60	8	0.814	58.07	71.31	2.90	3.57
2.80	8	0.811	57.86	71.31	2.89	3.57
3.00	7	0.809	46.90	58.00	2.35	2.90
3.20	9	0.806	60.10	74.57	3.01	3.73
3.40	8	0.803	53.25	66.28	2.66	3.31
3.60	8	0.801	53.08	66.28	2.65	3.31
3.80	12	0.798	79.38	99.42	3.97	4.97
4.00	15	0.746	86.61	116.09	4.33	5.80
4.20	18	0.744	103.61	139.31	5.18	6.97
4.40	19	0.741	109.03	147.05	5.45	7.35
4.60	21	0.689	112.02	162.53	5.60	8.13
4.80	20	0.737	114.10	154.79	5.70	7.74

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (t/m³)	Peso unita' di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1.8	3.44	34.95	Incoerente	0	1.54	1.89	0.14	1.49	5.13	Limo e rari ciottoli
3.6	8	69.08	Incoerente	0	1.79	1.93	0.44	1.49	11.92	Ghiaia limosa
4.8	17.5	136.53	Incoerente	0	2.09	2.02	0.72	1.49	26.08	Ghiaia sabbiosa limosa

## TERRENI INCOERENTI

## Densita' relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densita' relativa (%)
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Meyerhof 1957	45.33
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Meyerhof 1957	63.58
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Meyerhof 1957	79.84

## Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Japanese National Railway	28.23
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Japanese National Railway	30.2
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Japanese National Railway	33.2

## Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Schmertmann (1978) (Sabbie)	32.80
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Schmertmann (1978) (Sabbie)	85.44
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Schmertmann (1978) (Sabbie)	165.44

## Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	35.89
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	49.40
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	69.94

## Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Classificazione A.G.I	MODERATAMENT E ADDENSATO
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Classificazione A.G.I	MODERATAMENT E ADDENSATO

## Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Terzaghi-Peck 1948	1.50
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Terzaghi-Peck 1948	1.75
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Terzaghi-Peck 1948	1.98

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Terzaghi-Peck 1948	1.88
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Terzaghi-Peck 1948	1.92
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Terzaghi-Peck 1948	2.01

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	(A.G.I.)	0.35
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	(A.G.I.)	0.33
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	(A.G.I.)	0.31

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Limo e rari ciottoli	4.10	0.00-2.40	4.10	Ohsaki (Sabbie pulite)	244.87
Strato (2) Ghiaia limosa	10.68	2.40-3.60	10.68	Ohsaki (Sabbie pulite)	602.24
Strato (3) Ghiaia sabbiosa limosa	20.68	3.60-5.20	20.68	Ohsaki (Sabbie pulite)	1120.81

## STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

STRATIGRAFIA TERRENO

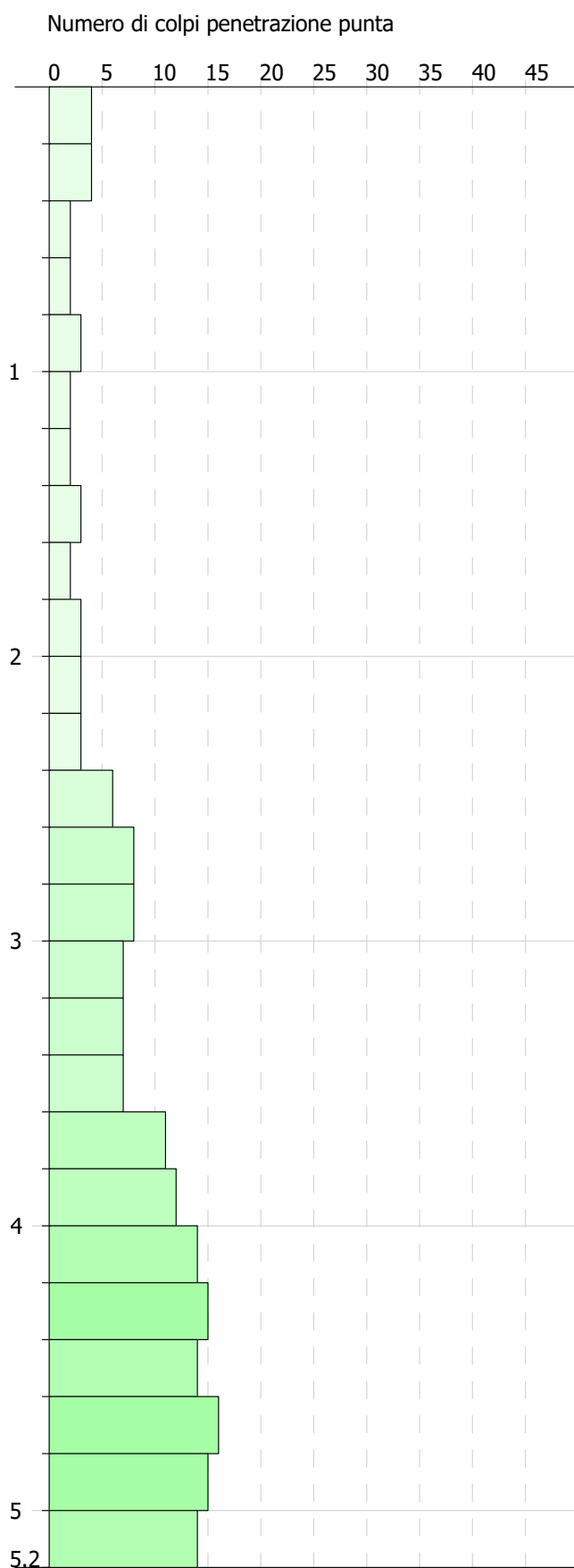
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Descrizione
2.4	1500.0	1880.0	27.0	0.0	0.0	32.0	35.0	0.35	Limo e rari ciottoli
1.2	1750.0	1920.0	29.0	0.0	0.0	85.0	49.0	0.33	Ghiaia limosa
10.0	1980.0	2010.0	32.0	0.0	0.0	165.0	69.0	0.31	Ghiaia sabbiosa limosa



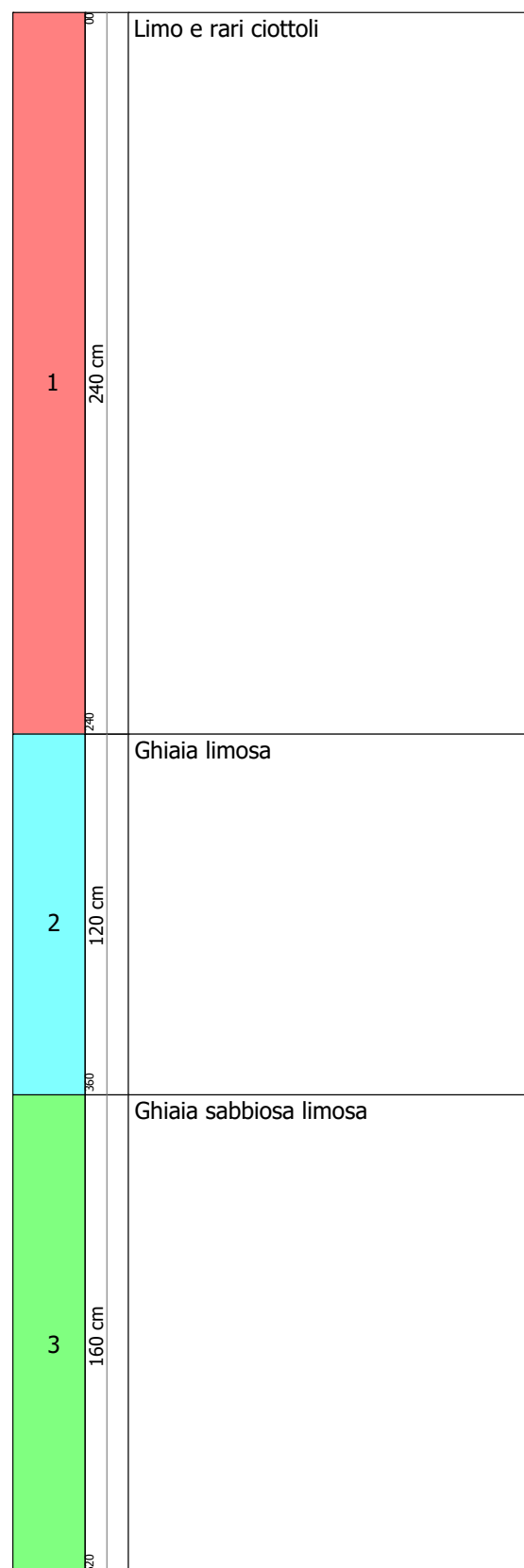
Committente: Comune di Vimodrone  
Descrizione: Via Pio la Torre  
Localita': Vimodrone (Mi)

29/03/2022

Scala 1:24



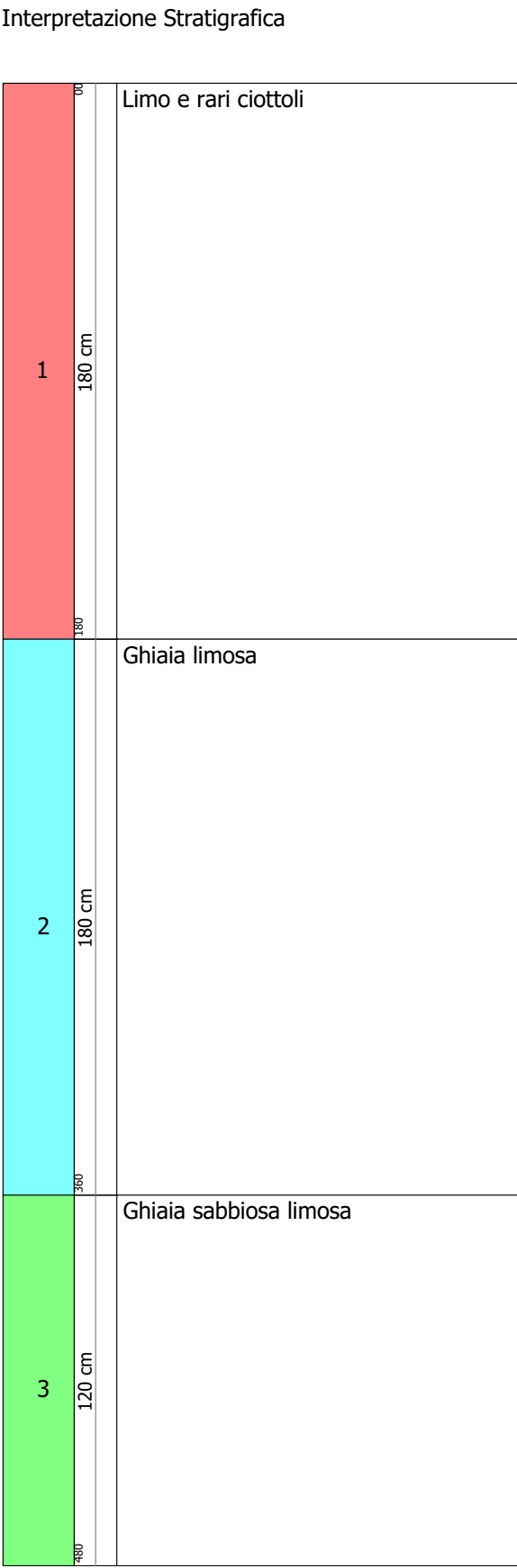
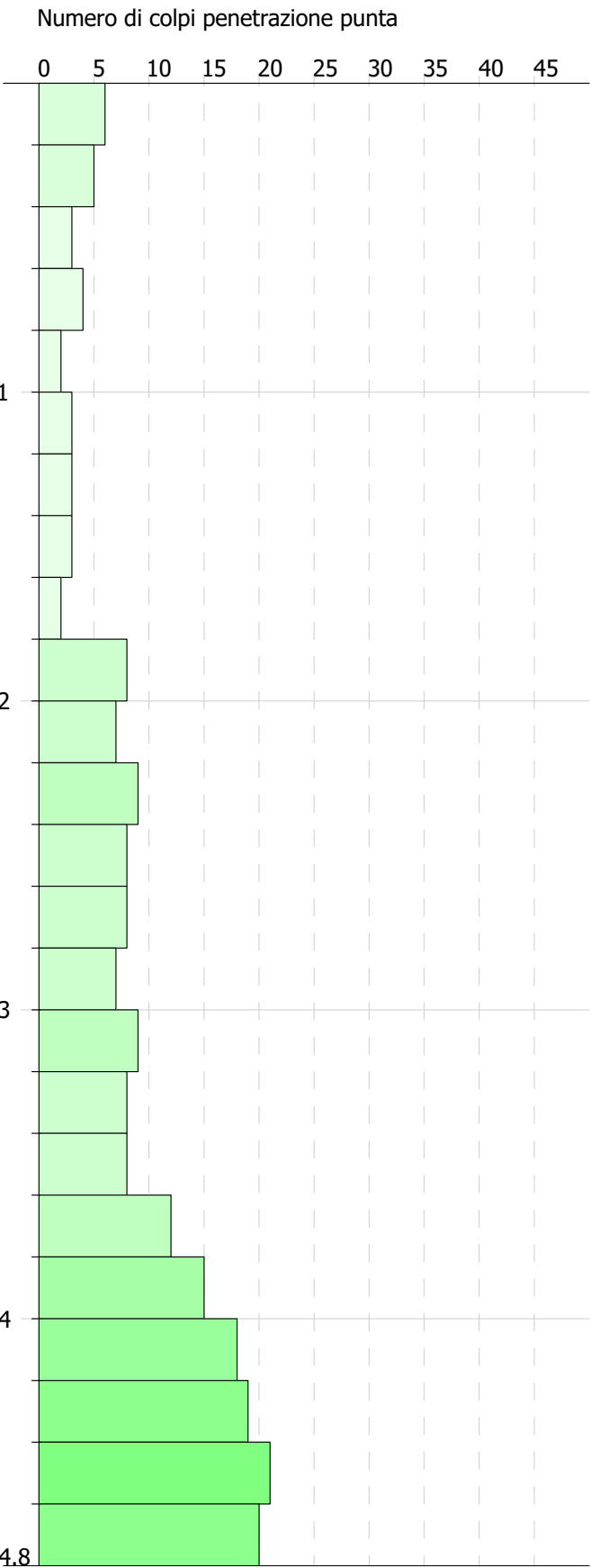
### Interpretazione Stratigrafica



Committente: Comune di Vimodrone  
Descrizione: Via Pio la Torre  
Localita': Vimodrone (Mi)

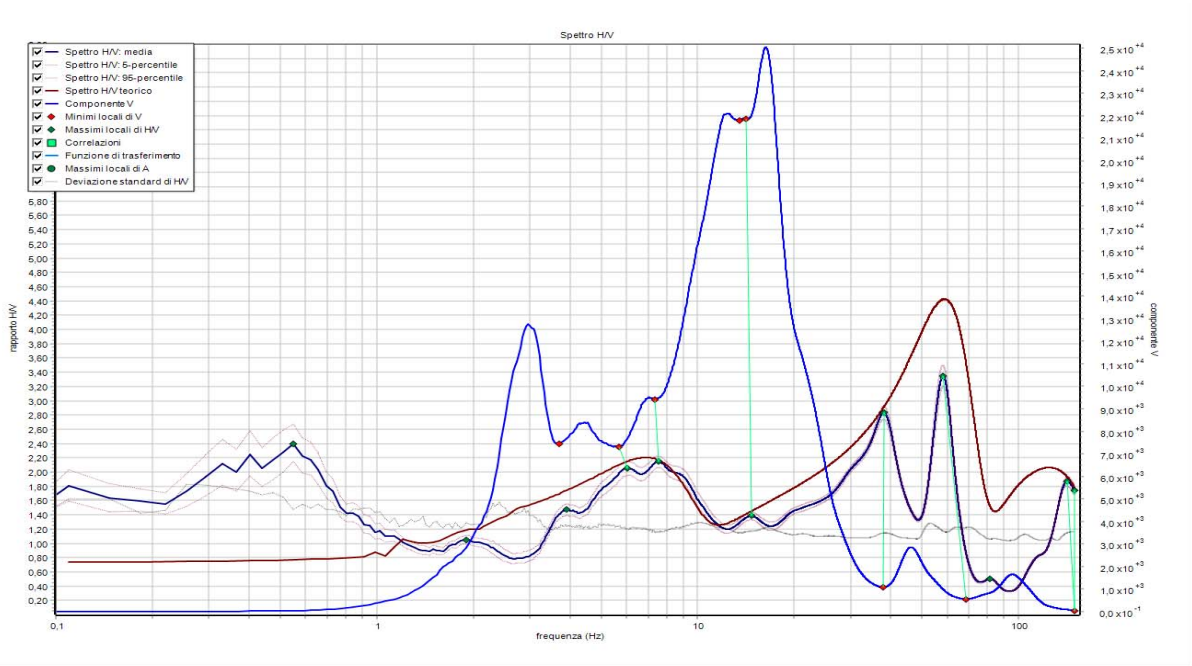
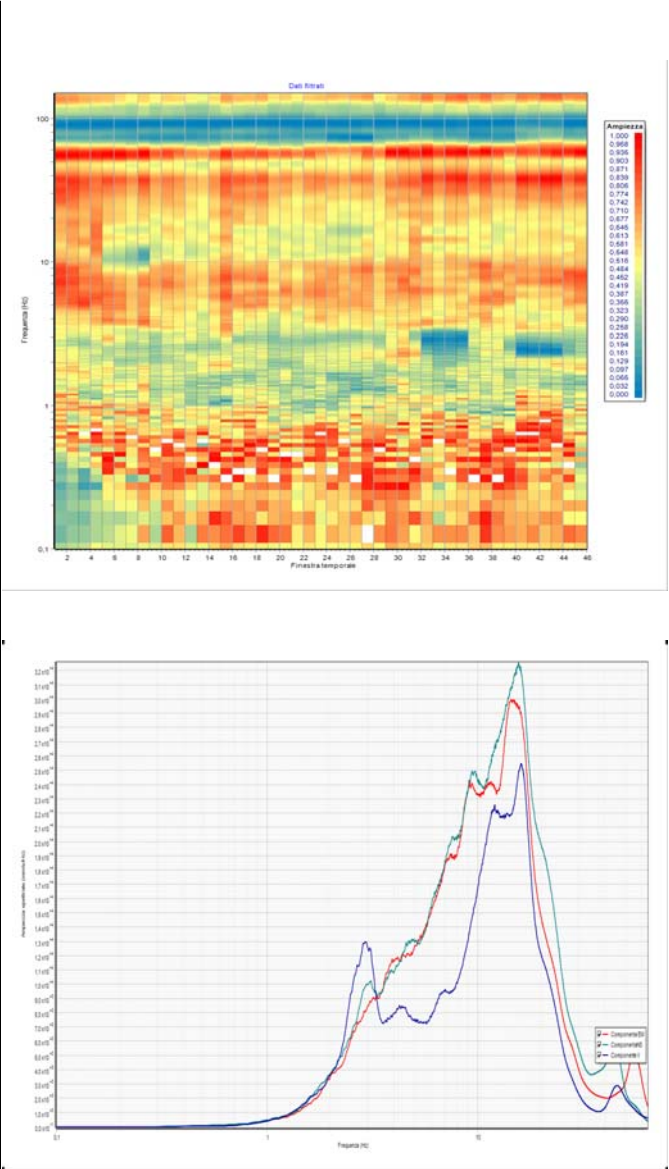
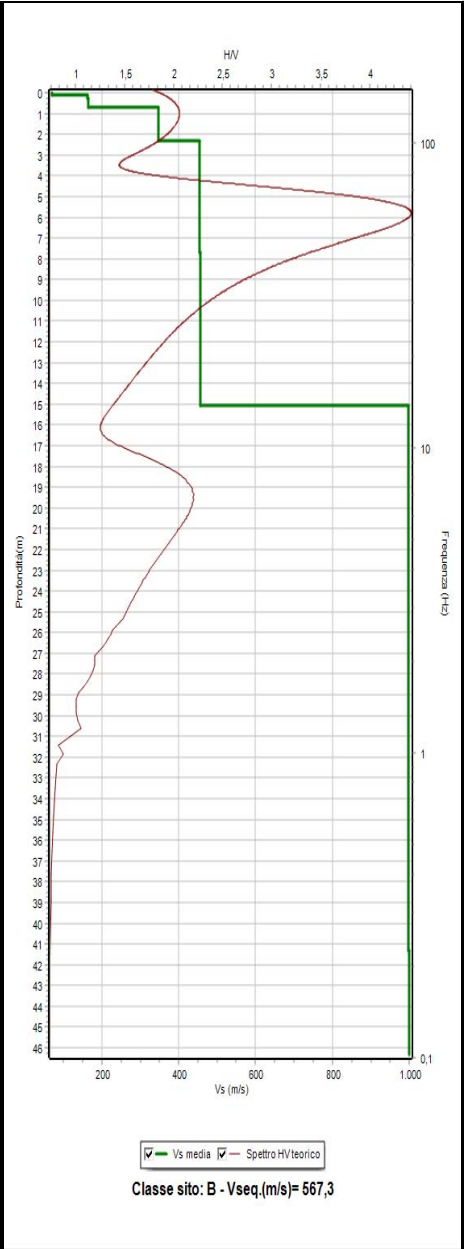
29/03/2022

Scala 1:23



# Riassunto interpretazione HVSR V1

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	0,12	70
2	0,29	162
3	0,71	164
4	2,29	348
5	7,72	454
6	15,05	456
7	41,32	998
8	Oltre	1000



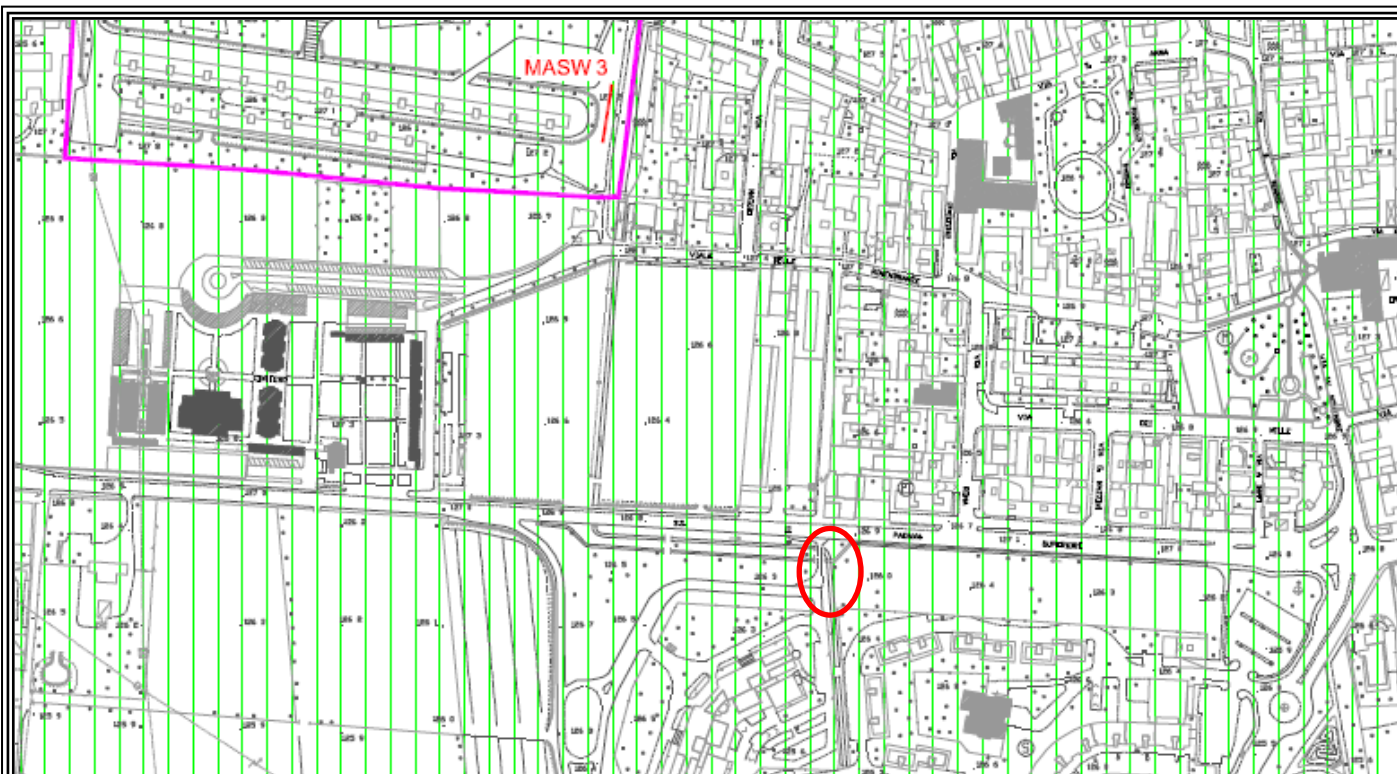
### 3.2 Indagine sismica passiva a stazione singola HVSR

Al fine di stimare la Vsequiv ai sensi della normativa vigente, è stata eseguita n. 1 indagine sismica passiva a stazione singola HVSR (horizontal vertical spectra ratio) nota anche con il nome di prova Nakamura. Questa prova consente, in condizioni ottimali, di evidenziare eventuali fenomeni di amplificazione sismica legati ad assetti particolari del substrato. Questa metodologia ha mostrato i migliori risultati in presenza di un substrato rigido con sedimenti sovrastanti poco consolidati o poco addensati. **La prova eseguita ha evidenziato che l'ambito di intervento è compatibile con un suolo sismico B, in accordo con i dati riferiti alla caratterizzazione sismica dello studio geologico di supporto alla pianificazione comunale. Gli approfondimenti sismici di II livello esposti nei paragrafi successivi indicano tuttavia come i valori di amplificazione sismica locale  $F_a$ , siano superiori ai valori soglia per i suoli di categoria sismica B per l'ambito in esame; nelle verifiche dovranno pertanto essere considerati suoli di categoria sismica C (ed i relativi parametri sismici) per i quali la normativa sismica risulta adeguata a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione sismica.**

### 4.0 Elementi di microzonazione sismica


Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Vimercate (Mi) è stato classificato dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", come comune in zona 3; tutti i progetti delle strutture riguardanti le nuove costruzioni, pubbliche e private, devono essere redatti in linea con le norme tecniche vigenti per la Zona 3". Le NTC, prevedono, in luogo delle accelerazioni sismiche per l'intero territorio comunale e per classi di sismicità, previste dall'O.P.C.M. 3274, l'adozione dei valori di accelerazione sismica di base considerando l'intero territorio suddiviso secondo griglie con un lato di circa 5,5 km, a ciascuna delle quali è attribuito un caratteristico ed uniforme valore di accelerazione sismica  $a_g$ . La "pericolosità sismica di base" del sito di intervento costituisce pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche attraverso la definizione di tre parametri:  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del sito;  $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T^*c$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . Per il caso in esame è stato adottato il metodo semplificato mediante la stima del valore di  $V_s$  attraverso specifiche indagini in sito. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente

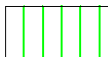





Area intervento

### Scenari di Pericolosità Sismica Locale

 **Z3a:** zona di ciglio con  $H > 10$  m, dato dalla presenza di fronti di escavazione di cave attive e abbandonate. --> Effetti: amplificazione topografica

 **Z4a:** zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi appartenenti al L.F.P. --> Effetti: Instabilità per densificazione e/o addensamento dei terreni sopra falda o scivolamento e rottura con deformazioni permanenti del suolo

 Aree interessate da approfondimento sismico di secondo livello (vedasi allegato 7 alla Relazione Illustrativa)

 **MASW 1** Stendimenti sismici con metodologia MASW

Stralcio della Carta di pericolosità sismica locale del vigente PGT  
(non in scala)

di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

- $h_i$  spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal para-metro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di ri-sposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Condizioni topografiche Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

*La prova sismica eseguita ha evidenziato che l'ambito di intervento è compatibile con un suolo sismico B, in accordo con i dati riferiti alla caratterizzazione sismica dello studio geologico di supporto alla pianificazione comunale. Gli approfondimenti sismici di II livello esposti nei paragrafi successivi indicano tuttavia come i valori di amplificazione sismica locale  $F_a$ , siano superiori ai valori soglia per i suoli di categoria sismica B per l'ambito in esame; nelle verifiche dovranno pertanto essere considerati suoli di categoria sismica C (ed i relativi parametri sismici) per i quali la normativa sismica risulta adeguata a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione sismica. Considerata la morfologia pianeggiante la categoria topografica è riferibile alla Categoria T1.*

#### 4.1 Analisi sismica di II Livello

Nel rispetto dei riferimenti normativi dettati dalla DGR 2616/2011 e della DGR 5001/2016, è stata eseguita un'analisi sismica di II Livello, adottando i metodi di approfondimento previsti dalla Regione Lombardia - Allegato 5 - DGR 2616/2011 e App 5 - DGR 5001/2016. La procedura per la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti d'amplificazione consiste nella stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); lo studio nel caso specifico è stato condotto con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1 - 0.5 s e 0.5 - 1.5 s; in particolare l'intervallo tra 0.1 - 0.5 s si riferisce a strutture di altezza inferiore ai 5 piani, basse e relativamente rigide, come quella di progetto. La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia dei materiali presenti nel sito (litologie ghiaiose e litologie argilloso limose);
- stratigrafia del sito;
- andamento con la profondità delle Vs fino a valori pari o superiori a 800 m/s; in mancanza del raggiungimento del bedrock ( $V_s \geq 800$  m/s) con le indagini è possibile ipotizzare un opportuno gradiente di Vs con la profondità sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, tale da raggiungere il valore di 800 m/s.
- spessore, peso di volume e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

In funzione della litologia prevalente presente nel sito, del gradiente di velocità Vs e del gradiente del peso di volume naturale con la profondità si sceglie l'abaco di riferimento. In funzione dello spessore e della velocità Vs(2) dello strato superficiale si sceglie la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa nell'intervallo 0,5 - 1,5 s. La valutazione del grado di protezione è effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di Fa ottenuto con un parametro di analogo significato calcolato per ciascun Comune e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E) e per i due intervalli di periodo 0,1 - 0,5 e 0,5 - 1,5 s. Il parametro calcolato per ciascun Comune della Regione Lombardia è riportato nella banca dati in formato.xls (soglie\_lomb.xls) e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito. La procedura prevede pertanto di valutare il valore di Fa e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di + 0,1 che tiene conto della variabilità del valore di Fa ottenuto. L'applicazione di questa metodologia richiede quindi l'esecuzione delle seguenti fasi:

1 - Scelta della litologia prevalente lungo la verticale indagata, tra le classi litologiche messe a disposizione dalla Regione Lombardia (nella DGR 2616/2011) e quindi verifica della congruità del profilo di propagazione delle onde di taglio con il campo di validità messo a disposizione nelle norme. Se il profilo rientra nel campo di validità si passa al punto 2.

2 - Selezione della curva da utilizzare per il calcolo del Fa nell'intervallo 0,1 - 0,5 s, sulla base di: velocità di propagazione delle onde di taglio (VS) del primo strato (la cui identificazione è incerta, in quanto non è specificato se il primo strato deve essere individuato sulla base della stratigrafia oppure sulla base degli

intervalli di velocità VS individuati); profondità del bedrock sismico.

3 - Calcolo del Fa (nei periodi 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s) in relazione al periodo fondamentale del terreno.

4 - Selezione della curva da utilizzare per il calcolo del Fa nell'intervallo 0,1 - 0,5 s, sulla base di:

velocità di propagazione delle onde di taglio (VS) del primo strato (la cui identificazione è incerta, in quanto non è specificato se il primo strato deve essere individuato sulla base della stratigrafia oppure sulla base degli intervalli di velocità VS individuati), profondità del bedrock sismico.

5 - Calcolo del Fa (nei periodi 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s) in relazione al periodo fondamentale del terreno.

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}$$

Dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello. Una volta calcolati i Fa, l'ultimo passo da compiere prevede il loro confronto con dei valori predeterminati dalla Regione Lombardia. Per il caso specifico, come già accennato, il periodo di riferimento da adottare nelle verifiche è  $T = 0.1 - 0.5$  s riferito a strutture di altezza inferiore ai 5 piani di altezza. Per il comune di Vimodrone il valori di Fa soglia definiti da Regione Lombardia con DGR 7374 del 2008, sono i seguenti:

Intervallo	Valori Soglia			
	B	C	D	E
0.1 - 0.5	1.4	1.9	2,2	2.0

Si possono presentare quindi due situazioni:

1 - il valore di Fa è inferiore o uguale al valore di soglia corrispondente: la nuova normativa è da considerarsi sufficiente per tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;

2 - il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite (III° Livello) o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema (punto 1.4.3 della DGR VIII/7374/2008 e Allegato 5 della DGR 2626/2011):

- anziché lo spettro della categoria B di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria C di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria E di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Per il caso specifico in esame le indagini in sito eseguite indicano che il sottofondo dell'area di intervento è compatibile con un suolo sismico di Categoria B. La scheda di riferimento compatibile per l'area di intervento, tra quelle proposte da Regione Lombardia, è risultata essere la Scheda litologia sabbiosa.

**Le verifiche condotte restituiscono, per periodo 0.1 - 0.5 s, per sottosuoli di Categoria Sismica B, un valore di Fa calcolato:  $F_a = 1,53$ .**

La procedura prevede di valutare il valore di  $F_a$  con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di + 0.1 che tiene in conto la variabilità del valore di  $F_a$  ottenuto. **Nel caso in esame si ottiene un valore di  $F_a = 1,53 + 0,1 = 1,63$  con  $F_a$  soglia per sottosuolo B = 1,4, per il periodo 0.1 - 0.5 s. Il valore di  $F_a$  calcolato, per suolo sismico B, risulta pertanto superiore ad  $F_a$  di soglia; nelle verifiche geotecniche e sismiche si dovrà pertanto considerare un sottosuolo sismico di Categoria C, per il quale il valore FAC risulta inferiore a FAS, mentre la categoria topografia è compatibile con la T1.**

## 5.0 Caratteristiche geotecniche terreni

Le NTC 2018, stabiliscono che in luogo dei parametri geotecnici nominali, nelle verifiche geotecniche debbano essere utilizzati i parametri geotecnici caratteristici. Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. Esistono due metodi per la determinazione dei parametri caratteristici: - Un primo metodo considera l'approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove - Metodo statistico; - Un secondo metodo si valuta i valori caratteristici delle proprietà del terreno in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato - Metodo geotecnico. Per il caso specifico si è adottato l'approccio geotecnico considerando valori caratteristici prossimi ai minimi più scadenti. Nel caso specifico si adotteranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

### STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO – Interpretazione della condizione più gravosa riscontrata in SCPT n° 1

DH: Spessore dello strato;  $\gamma_m$ : Peso unità di volume;  $\gamma_{ms}$ : Peso unità di volume saturo;  $\phi$ : Angolo di attrito;  $\phi_{corr}$ : Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi;  $c$ : Coesione;  $c_{corr}$ : Coesione corretta secondo Terzaghi;  $E_y$ : Modulo Elastico;  $E_d$ : Modulo Edometrico;  $\nu$ : Poisson;  $C_v$ : Coeff. consolidaz. primaria;  $C_s$ : Coeff. consolidazione secondaria;  $c_u$ : Coesione non drenata

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico o [Kg/cm²]	Poisson	Descrizione
2.4	1500.0	1880.0	27.0	0.0	0.0	32.0	35.0	0.35	Limo e rari ciottoli
1.2	1750.0	1920.0	29.0	0.0	0.0	85.0	49.0	0.33	Ghiaia limosa
10.0	1980.0	2010.0	32.0	0.0	0.0	165.0	69.0	0.31	Ghiaia sabbiosa limosa

### 5.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo

Le NTC 2018 consentono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifestino, per l'ambito in esame, almeno una delle seguenti cinque condizioni:

Le NTC consentono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifestino, per l'ambito in esame, almeno una delle seguenti cinque condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{ciN} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration

Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{ciN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;  
4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei fusi granulometrici di cui alle NTC.

**Per il caso specifico i terreni di sottofondo non rientrano nel fuso granulometrico potenzialmente liquefacibile; viene pertanto omessa la relativa verifica.**

## **5.2 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (in questo caso del terreno di fondazione). Al fine di consentire l'esecuzione delle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'opera in progetto, viene determinata la resistenza di progetto del terreno di fondazione al collasso per carico limite ( $R_d$ ), che si ottiene dividendo la resistenza caratteristica del terreno  $R_k$  (coincidente con la capacità portante limite), per un fattore di sicurezza  $R$  variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche. Il calcolo della resistenza del sottofondo è stato condotto sia in condizioni statiche (assenza di sisma), sia in condizioni dinamiche (presenza di sisma). In condizioni dinamiche si è tenuto conto, nel calcolo della resistenza, dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_g$ , legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione 6.2.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

### **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

### **SLU di tipo strutturale (STR)**

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, secondo la Combinazione 2 ( $A_2+M_2+R_2$ ) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione ( $A_1+M_1+R_3$ ) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei



confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

#### Verifiche gli stati limite di esercizio (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione 6.2.7, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi. Nelle verifiche geotecniche per la stima della capacità portante si sono adottati i metodi più diffusi in letteratura, applicando i relativi effetti sismici sulla base dei parametri scaturiti dalla caratterizzazione sismica del sito utilizzando il software commerciale LoadCap, versione 2021 implementato dalla Geostru. **Nelle verifiche geotecniche sono state ipotizzate le azioni e combinazioni di carico riportate nella tabella di seguito riportata; sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni e qualora necessario, saranno eseguite ulteriori iterazioni di verifica sulla base delle azioni di progetto.**

Nelle verifiche sono state considerate fondazioni a travi rovesce di larghezza  $B = 150$  cm posate a - 1 m da p.c.

<b>Fondazioni a travi rovesce di larghezza <math>B = 1,5</math> m – Profondità di posa - 1 m da p.c.</b>	
<b>Rinterro 0.90 m</b>	
<b>Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cmq)</b>	
<b>Ipotesi orientativa (da verificare)</b>	
A1+M1+R3 Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	1.4
sisma	1.4
SLE	1.4
SLD	1.4

Si raccomanda in ogni caso alla DL la massima attenzione in fase di scavo al fine di accertare che le fondazioni di progetto risultino posate in ogni punto entro il livello individuato durante l'esecuzione delle prove, non esitando, se il caso, ad approfondire localmente il piano di posa delle fondazioni o a eseguire una parziale bonifica, per miglioramento geotecnico, del sottofondo.



**Verifiche geotecniche fondazione a travi rovesce di larghezza B = 150 cm**  
**Fondazioni posate a – 1 m da piano campagna – Incastro Df = 0,90 m**  
**NTC 2018 – Zona Sismica 3 - Metodo SLU – Approccio 1 – Combinazione 1 e 2**

**DATI GENERALI**

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	1.5 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.9 m
Profondità falda	12.0

**SISMA**

Accelerazione massima (amax/g)	0.03
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.006

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.196	2.554	0.179
S.L.D.	50.0	0.255	2.547	0.196
S.L.V.	475.0	0.539	2.63	0.281
S.L.C.	975.0	0.667	2.651	0.296

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.294	0.2	0.006	0.003
S.L.D.	0.3825	0.2	0.0078	0.0039
S.L.V.	0.8085	0.2	0.0165	0.0082
S.L.C.	1.0005	0.2	0.0204	0.0102

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Poisson	Descrizione
2.4	1500.0	1880.0	27.0	0.0	0.0	32.0	35.0	0.35	Limo e rari ciottoli
1.2	1750.0	1920.0	29.0	0.0	0.0	85.0	49.0	0.33	Ghiaia limosa
10.0	1980.0	2010.0	32.0	0.0	0.0	165.0	69.0	0.31	Ghiaia sabbiosa limosa

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
4	S.L.D.	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

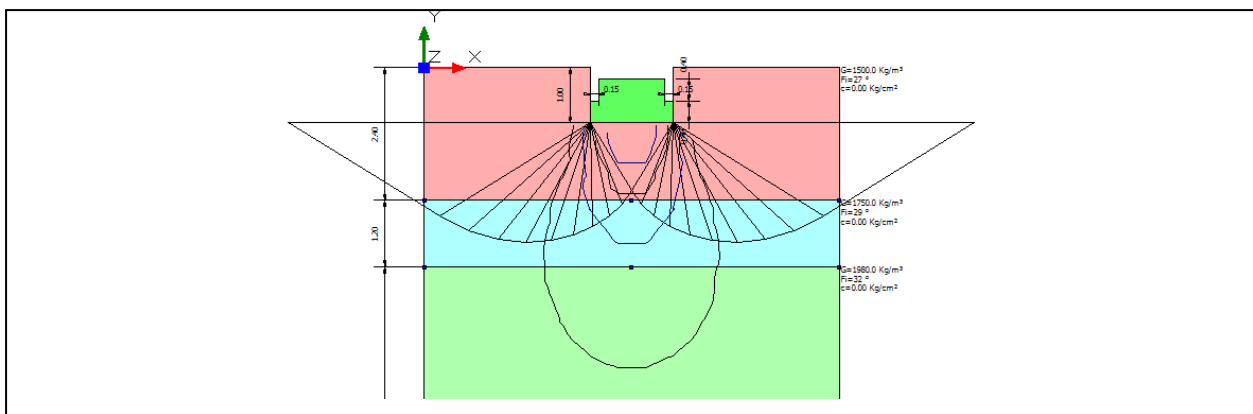
**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

# Carico limite verticale

A1+M1+R3							
*	HANSEN (1970)	3.36	1.46	1.40	2.4	Verificata	1.34
	TERZAGHI (1955)	3.63	1.58	1.40	2.59	Verificata	1.45
	MEYERHO F (1963)	3.37	1.46	1.40	2.4	Verificata	1.35
	VESIC (1975)	3.88	1.69	1.40	2.77	Verificata	1.55
	Brinch - Hansen 1970	3.68	1.60	1.40	2.63	Verificata	1.47
SISMA							
	HANSEN (1970)	3.17	1.76	1.40	2.26	Verificata	1.27
	TERZAGHI (1955)	3.42	1.90	1.40	2.44	Verificata	1.37
	MEYERHO F (1963)	3.17	1.76	1.40	2.27	Verificata	1.27
	VESIC (1975)	3.66	2.03	1.40	2.61	Verificata	1.46
	Brinch - Hansen 1970	3.47	1.93	1.40	2.48	Verificata	1.39
S.L.E.							
	HANSEN (1970)	3.36	3.36	1.40	2.4	Verificata	1.34
	TERZAGHI (1955)	3.63	3.63	1.40	2.59	Verificata	1.45
	MEYERHO F (1963)	3.37	3.37	1.40	2.4	Verificata	1.35
	VESIC (1975)	3.88	3.88	1.40	2.77	Verificata	1.55
	Brinch - Hansen 1970	3.68	3.68	1.40	2.63	Verificata	1.47
S.L.D.							
	HANSEN (1970)	3.36	3.36	1.40	2.4	Verificata	1.34
	TERZAGHI (1955)	3.63	3.63	1.40	2.59	Verificata	1.45
	MEYERHO F (1963)	3.37	3.37	1.40	2.4	Verificata	1.35
	VESIC (1975)	3.88	3.88	1.40	2.77	Verificata	1.55
	Brinch - Hansen 1970	3.68	3.68	1.40	2.63	Verificata	1.47

Con \* i valori più cautelativi di verifica



## CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.4 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	32.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.35

Cedimento al centro della fondazione

19.26 mm

### 5.3 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU

Nelle verifiche sono state considerate fondazioni nelle condizioni più critiche riscontrate. Nella tabella allegata sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate, sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche. Le verifiche geotecniche eseguite adottando **l'Approccio 2 - Combinazione Unica**, hanno fornito i seguenti esiti: **Fondazioni a travi rovesce**

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Travi rovesce B = 1.5 m	9.10	3.36	1.46	Verificato	Verificata	< 20 mm

**Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a  $E_d = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$  per contenere i cedimenti al di sotto dei 25 mm.**

*Le verifiche illustrate nel seguente rapporto sono riferite esclusivamente all'intervento progettuale per il quale sono state predisposte, così come da indicazioni fornite dal Progettista ed esclusivamente per i Committenti titolari al loro utilizzo. Lo scrivente Dr. Geologo Norberto Invernici conserva la proprietà intellettuale su tutti gli elaborati consegnati; la Committenza può utilizzare gli stessi una sola volta per l'esclusivo fine per il quale il sono stati predisposti. Ogni utilizzo diverso dovrà essere autorizzato dallo scrivente. Qualsiasi variazione/modifica progettuale apportata dovrà essere nuovamente valutata per le necessarie verifiche geotecniche e per predisporre, se il caso, supplementi di indagini in sito o raccomandare diverse modalità di esecuzione dei lavori. Nella seguente relazione sono illustrate le condizioni geologiche dell'area di intervento alla data di redazione; in ogni caso la DL prima dell'inizio dei lavori dovrà accertare che successivamente alla redazione della presente non siano intervenute alterazioni/modificazioni naturali od antropiche dello stato dei luoghi che possano in qualche modo determinare negative mutue interferenze con le opere di progetto o che possano alterare le condizioni di stabilità dell'area.*

### 6.0 Conclusioni

Nel seguente rapporto sono illustrati gli esiti conseguiti dai rilievi e dalle indagini di carattere geologico - geotecnico - idrogeologico e di caratterizzazione sismica dei terreni siti in via Pio la Torre, in territorio comunale di Vimodrone (Mi), proponendosi quale supporto specialistico al progetto formazione nuova passerella ciclopedonale.

L'area di intervento è sita a S del centro abitato e risulta inserita in Classe 1 di fattibilità geologica (fattibilità senza particolari limitazioni), dal vigente strumento di pianificazione territoriale comunale ed in ambito a Pericolosità Sismica Z4a per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. L'esito delle penetrometrie eseguite è compatibile con una condizione geotecnica che vede la presenza di un livello superficiale di limo e ciottoli con caratteristiche geotecniche scadenti, entro il quale saranno posate le fondazioni, che si spinge da piano campagna fino a circa 2,4 m di profondità. Oltre tale livello è presente un orizzonte ghiaioso limoso dotato di mediocri caratteristiche geotecniche che si spinge fino a circa - 3,6 m da piano campagna. Al letto di tale strato seguono rapidamente i termini ghiaiosi limosi dotati di buone caratteristiche geotecniche, il cui grado di

addensamento aumenta con la profondità, fino a determinare il rifiuto all'avanzamento della punta penetrometrica e l'interruzione delle prove. Si raccomanda in ogni caso alla DL la massima attenzione in fase di scavo al fine di accertare che al di sotto del piano di posa non siano presenti sacche o lenti di materiale geotecnicamente più scadente che nel caso andrà bonificato, per miglioramento geotecnico, del sottofondo. Le verifiche geotecniche eseguite adottando **l'Approccio 2 - Combinazione Unica** hanno fornito i seguenti esiti: **Fondazioni a travi rovesce**

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Travi rovesce B = 1.5 m	9.10	3.36	1.46	Verificato	Verificata	< 20 mm

**Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a  $Ed = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$  per contenere i cedimenti al di sotto dei 25 mm.**

Per migliorare l'interazione tra la fondazione ed il sottofondo si raccomanda di regolarizzare il piano di posa con uno strato di magrone di spessore almeno 20 cm, armato con rete in Fe elettrosaldata di maglia 20 x 20 cm e diametro 8 mm.

Qualora gli scavi siano realizzati in prossimità di altri manufatti dovranno essere realizzate opere di sottomurazioni/sostegno/puntellamento preventive, di carattere provvisorio o definitivo, che si rendessero necessarie, per evitare che si possano manifestare lesioni/cedimenti delle fondazioni e delle strutture esistenti/adiacenti.

Bergamo, 5 Aprile 2022

Dott. Geol. Norberto Invernici

N. Iscriz. O.G.L. 990

