

FUSINA S.R.L.

INDAGINI NEL SOTTOSUOLO

COMMITTENTE:

TEKNE S.R.L. SARONNO (VA)

4122_23

AMPLIAMENTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE

IN VIA E. FERMI 34 A SARONNO (VA)

- RELAZIONE GEOTECNICA (R2) AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018/NTC2018 -

MONZA, 16 MAGGIO 2023

Via Boccioni, 6 - 20900 Monza (MB)
Tel. 039/2028619 – Fax 039/2230311 – Cell. 348/7213807 – E-mail info@fusinasrl.it
C.F. e P.IVA 03014210961 - R.E.A. 1624114

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI.....	2
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI.....	3
4.	SOGGIACENZA DELLA FALDA.....	4
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEL TERRENO.....	4
6.	PROGETTO	8
7.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO	8
8.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	10
9.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER.....	11
10.	APPROFONDIMENTO SISMICO DI PRIMO LIVELLO	11
11.	ALLEGATI	14

1. PREMESSA

La società *Tekne Srl* ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di ampliamento di un capannone industriale esistente in via Enrico Fermi 34 a Saronno (VA).

Per la caratterizzazione geotecnica e sismica prendiamo in considerazione due prove penetrometriche dinamiche continue SCPT ed una prova sismica MASW, da noi eseguite nel marzo 2021 a supporto dell'ampliamento del capannone industriale adiacente.

L'interpretazione delle indagini, in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 17/01/2018, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione.

L'obiettivo è stato quello di fornire ai progettisti tutti i valori necessari affinché venga da essi verificata la relazione $R_d > E_d$, come indicato nelle NTC 2018 paragrafo 2.3.

Fanno parte della presente relazione tecnica i seguenti allegati:

- ubicazione delle indagini;
- stralcio della carta di pericolosità sismica locale;
- grafici delle prove penetrometriche;
- elaborato grafico della prova sismica.

2. RIFERIMENTI

Normative

- P.G.T. comunale;
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018;
- Circolare esplicativa delle NTC 2018.

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). *“Standard Penetration Test Procedures”* Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). *“Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni”*. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). *“Prove Geotecniche in Sito”*. Geo-Graph. Pp. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). *“Geotecnica”*. Zanichelli.

3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Metodologia di esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT)

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

- altezza di caduta della mazza: 75 cm;
- peso della mazza: 73 kg;
- punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm;
- aste: $\phi = 34$ mm.

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).

Metodologia di esecuzione della prova sismica MASW

Lo scopo dell'indagine è stata quella di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali Vs da cui ricavare il parametro **Vseq**.

Le caratteristiche della prova sono:

Stendimento geofonico (m)	Energizzazioni (n.)	Geofoni (n.)
46	8	24

Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. L'intero processo comprende tre passi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente, come è stato nel nostro caso.

In allegato sono riportati i risultati della prova MASW. Nel riquadro principale dell'elaborato si osserva la stratigrafia delle Vs ricavata dalla prova, nonché le curve di dispersione misurate e calcolate. A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro **Vseq** calcolato pari a **317 m/s**.

4. SOGGIACENZA DELLA FALDA

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche, spinte fino a – 9,00 metri, non è stata rilevata la presenza della falda freatica, che in questa zona di Saronno si attesta ad una profondità di oltre 20,00 metri dal piano strada.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEL TERRENO

Le prove penetrometriche hanno rilevato il seguente andamento geotecnico:

- dal piano strada a circa – 3,50 metri, il terreno è costituito da sabbia limosa scarsamente addensata (unità 1);
- da circa – 3,50 metri a circa – 4,50 metri, è presente sabbia ghiaiosa in matrice limosa mediamente addensata (unità 2);
- da circa – 4,50 metri a circa – 5,50 metri, si ha una diminuzione del grado di addensamento del terreno per la presenza di uno strato prevalentemente sabbioso-limoso (unità 3);
- da tale profondità al termine delle prove (– 9,00 metri), il terreno passa a sabbia con ghiaia e risulta mediamente addensato (unità 4).

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{SPT} = 1,5 \times N_{SPT}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

dove: $N'(60)$ = valore di resistenza normalizzato

Cr = fattore di correzione funzione della profondità

Cd = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 = valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (Dr) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$Dr \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute quattro unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **da 0,00 metri a circa – 3,50 metri**

Unità 1

$$N_{SPT} = 5$$

$$\Phi = 27^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 20 \%$$

$$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

- **da circa – 3,50 metri a circa – 4,50 metri**

Unità 2

$$N_{SPT} = 15$$

$$\Phi = 31^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 45 \%$$

$$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

- **da circa – 4,50 metri a circa – 5,50 metri**

Unità 3

$$N_{SPT} = 7$$

$$\Phi = 28.5^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 25 \%$$

$$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

- **da circa – 5,50 metri a – 9,00 metri**

Unità 4

$$N_{SPT} = 18$$

$$\Phi = 32^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 52 \%$$

$$c', c_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume;

D_r = densità relativa;

c', c_u = coesione efficace, coesione non drenata.

Modulo Elastico

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

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

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

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

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

Valori indicativi del modulo elastico, in Kg/cm²

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20,4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20,4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

Quindi, per le unità individuate si ottiene:

- Unità 1 → circa 15 Mpa = 153 kg/cm²;
- Unità 2 → circa 55 Mpa = 561 kg/cm²;
- Unità 3 → circa 21 Mpa = 214 kg/cm²;
- Unità 4 → circa 72 Mpa = 734 kg/cm².

6. PROGETTO

Sulla base delle indicazioni forniteci dai progettisti, riportiamo le caratteristiche principali dell'intervento.

Il progetto prevede l'ampliamento di un capannone industriale.

Per il calcolo della resistenza agli stati limite (capitolo 7), consideriamo la seguente tipologia fondazionale:

- fondazioni di tipo "dirette a plinti isolati";
- quota di imposta a circa – 2,50 metri dal piano strada;
- dimensioni minime in pianta dei plinti = 2,90 metri x 2,90 metri;
- altezza minima dei plinti = 0,60 metri.

7. CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d , la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2018). Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $Ed \leq R_d$, dove Ed è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo il carico limite; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da *Meyerhof (1963)*; l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

R_k	[kPa]	= resistenza a rottura;
γ	[kN/mc]	= peso di volume;
B	[m]	= larghezza della fondazione;
c	[kPa]	= coesione;
q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione;
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante;
$s_\gamma s_c, s_q$	[-]	= fattori forma;
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità.

Per l'effetto sismico abbiamo utilizzato il metodo *Paolucci & Pecker (1997)*.

Per la tipologia di fondazione indicata al capitolo precedente si ottengono i seguenti risultati:

- **Condizioni statiche, carico limite $R_k = 5,70 \text{ kg/cm}^2$;**
- **Condizioni sismiche, carico limite $R_k = 5,63 \text{ kg/cm}^2$.**

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale $R_3 = 2,3$.

Ne consegue che la resistenza di progetto R_d (Stato Limite Ultimo) che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d è:

- **Condizioni statiche, $R_d \text{ (SLU)} = 2,48 \text{ kg/cm}^2$;**
- **Condizioni sismiche, $R_d \text{ (SLV)} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$.**

Per il calcolo della resistenza del terreno allo Stato Limite di Esercizio (SLE), consideriamo le azioni non amplificate dai coefficienti A_1 . Dividiamo quindi il valore R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A_1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in 1,4. Si ottiene **SLE = 1,75 kg/cm²**.

8. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di *Burland & Burbidge*, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota di imposta della fondazione (kPa),

B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da *Burland & Burbidge (1984)* e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t è dato da:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
	Tempo, 0 sec	Tempo, 15 anni
SLE = 1,75 kg/cm ²	s _i = 10 mm	s _t = 16 mm

9. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidità di una fondazione; viene calcolato con il metodo di *Bowles (1982)*, in funzione dei cedimenti massimi e della pressione allo SLU. Il risultato ottenuto è:

$$K_{\text{winkler}} = 1,55 \text{ kg/cm}^3.$$

10. APPROFONDIMENTO SISMICO DI PRIMO LIVELLO

Nella relazione geologica (R1+R3) da noi redatta al fine di verificare la fattibilità geologica dell'intervento in oggetto, abbiamo svolto la caratterizzazione sismica del sito, che qui riportiamo nei suoi valori più significativi.

Pericolosità sismica locale:

Secondo la classificazione sismica vigente (Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129), il comune di Saronno risulta inserito in zona sismica 4.

Come riportato nella "Carta di Pericolosità Sismica Locale" allegata al P.G.T. comunale, per l'area di intervento non viene individuato alcuno scenario di pericolosità sismica locale PSL, sebbene il contesto geologico-geomorfologico farebbe propendere per uno scenario Z4a.

Per la valutazione numerica degli effetti di amplificazione sismica sito-specifica la procedura di cui al punto 1.4.4 dell'Allegato B alla D.G.R. 30 novembre 2011 n. IX/2616 "Sintesi delle procedure", prevede l'applicazione di tre livelli di approfondimento sismico con grado di dettaglio crescente in funzione della zona sismica di appartenenza, come illustrato nella tabella seguente:

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Nel caso specifico, considerando che non è stato individuato nessuno scenario sismico e che l'opera in progetto comunque non riguarda un edificio strategico e/o rilevante, è più che sufficiente l'approfondimento sismico di 1° livello.

Parametri sismici:

Sito in esame

latitudine: 45,615302
 longitudine: 9,031863
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11592	Lat: 45,6014	Lon: 8,9927	Distanza: 3415,532
Sito 2 ID: 11593	Lat: 45,6040	Lon: 9,0640	Distanza: 2801,141
Sito 3 ID: 11371	Lat: 45,6539	Lon: 9,0602	Distanza: 4826,927
Sito 4 ID: 11370	Lat: 45,6513	Lon: 8,9889	Distanza: 5210,969

I parametri delle azioni sismiche di progetto proprie del sito sono i seguenti:

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	a_g [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.157	2.56	0.159
S.L.D.	50.0	0.196	2.539	0.178
S.L.V.	475.0	0.402	2.656	0.285
S.L.C.	975.0	0.49	2.708	0.305

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	a_{max} [m/s ²]	β [-]	k_h [-]	k_v [sec]
S.L.O.	0.2355	0.2	0.0048	0.0024
S.L.D.	0.294	0.2	0.006	0.003
S.L.V.	0.603	0.2	0.0123	0.0061
S.L.C.	0.735	0.2	0.015	0.0075

- vita nominale dell'edificio V_n (2.4.1 - NTC2018) maggiore di 50 anni;
- classe d'uso "II" (2.4.2 – NTC2018);
- periodo di riferimento V_r per le azioni sismiche è pari a $V_n \times C_u$ (coefficiente d'uso = 1 per classe d'uso II) = 50 anni;
- la prova sismica MASW ha fornito un risultato pari a $V_{sEq.} = 317$ m/s, corrispondente alla categoria sismica di sottosuolo C, definita nella tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018;
- come condizione topografica al contorno, deve essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.

Verifica alla liquefazione:

Nel caso in esame, i terreni di fondazione non sono da ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione in quanto è verificata almeno la condizione 1) di cui al paragrafo 7.11.3.4.1 del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), ossia " $a_{max} < 0,1g$ ".

Infatti, l'accelerazione massima a_{max} per lo stato limite SLV, amplificata del coefficiente 1,5 per la categoria sismica C, è circa 0,0614 g, che è quindi minore di 0,1 g.

Pertanto, manca l'elemento scatenante perché si verifichi il fenomeno della liquefazione.

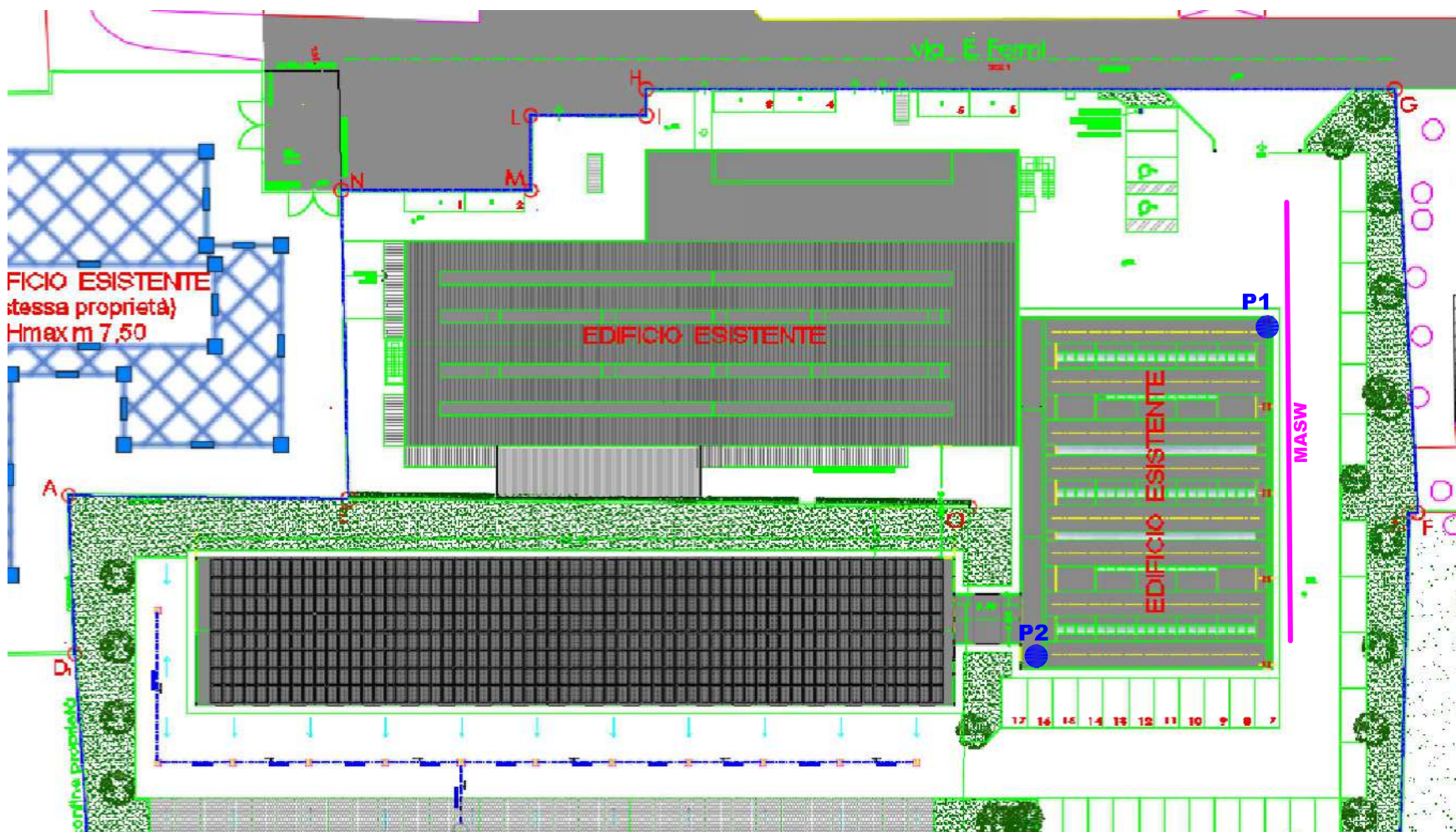
Il sito può essere considerato stabile ai sensi del D.M. 17/01/18 e della D.G.R. IX/2616/2011.

Dott. Geol. Fabio Fusina

Fabio Fusina

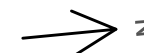


11. ALLEGATI



LEGENDA:

- PROVE PENETROMETRICHE (MARZO 2021)
- STENDIMENTO SISMICO MASW (MARZO 2021)



FUSINA S.R.L.

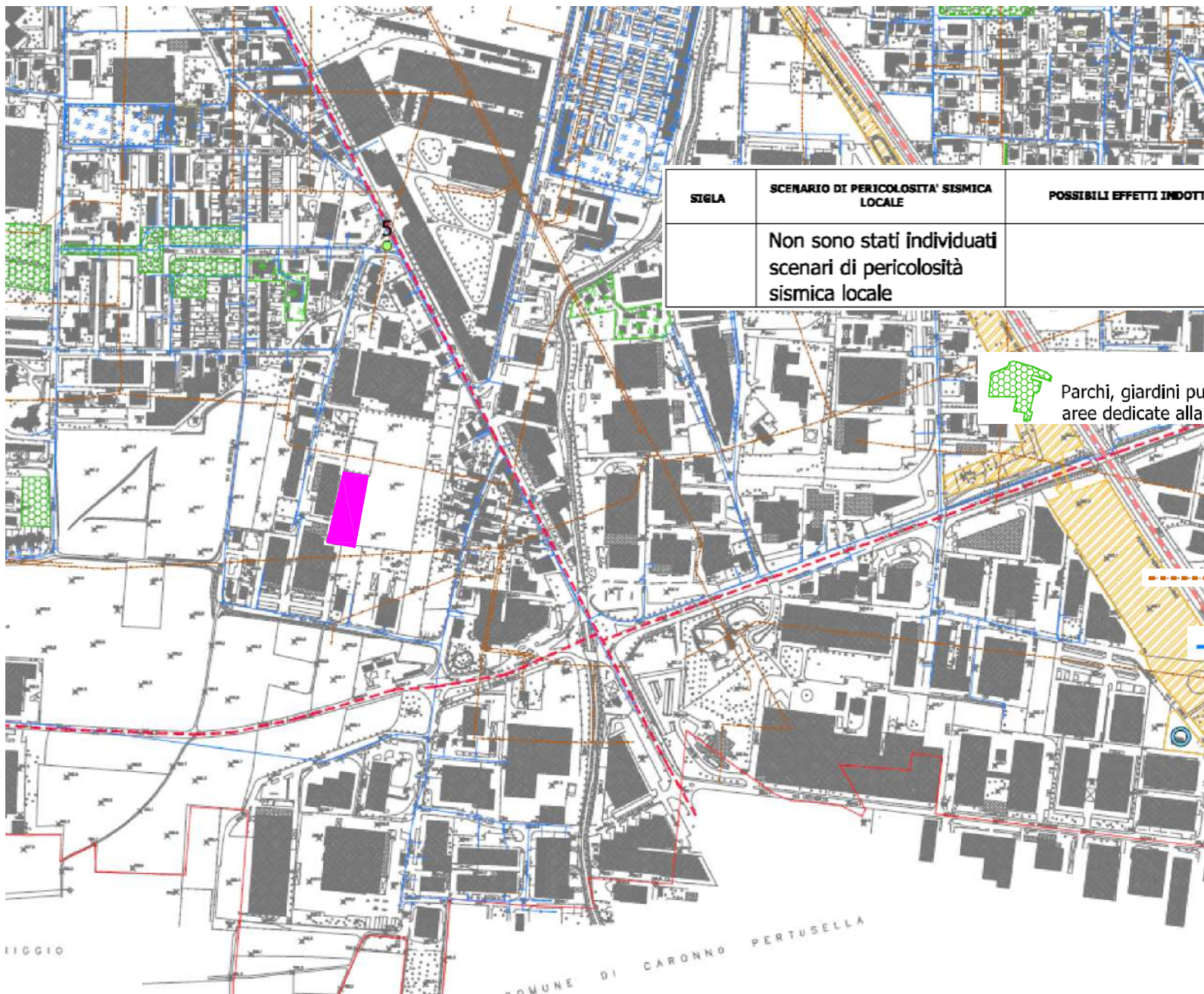
Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
Tel. 039/2028619 - Fax 039/2230311 - Cell. 348/7213807
E-mail info@fusinasrl.it

COMMITTENTE:
TEKNE SRL - SARONNO (VA)

CANTIERE:
SARONNO (VA) - VIA E.FERMI 34

TITOLO:
UBICAZIONE DELLE INDAGINI

DATA ESECUZIONE INDAGINI:
9 MARZO 2021



AREA DI INTERVENTO



SIGLA	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	POSSIBILI EFFETTI INDOTTI	CLASSE DI PERICOLOSITA' SISMICA	LIVELLO DI APPROFONDIMENTO per edifici di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21 novembre 2003
	Non sono stati individuati scenari di pericolosità sismica locale			



Parchi, giardini pubblici, aree verdi, attrezzate e non attrezzate, aree dedicate alla forestazione urbana

----- Strade di intenso traffico

----- Rete di adduzione principale in alta pressione

— Rete acquedottistica

FUSINA S.R.L.

Via Bocconi, 6 - 20900 Monza
Tel. 039/2028619 - Fax 039/2230311 - Cell. 348/7213807
E-mail info@fusinasrl.it

COMMITTENTE:
TEKNE SRL - SARONNO (VA)

CANTIERE:
SARONNO (VA) - VIA E. FERMI 34

TITOLO:
STRALCIO DELLA CARTA DI PERICOLOSITA'
SISMICA LOCALE

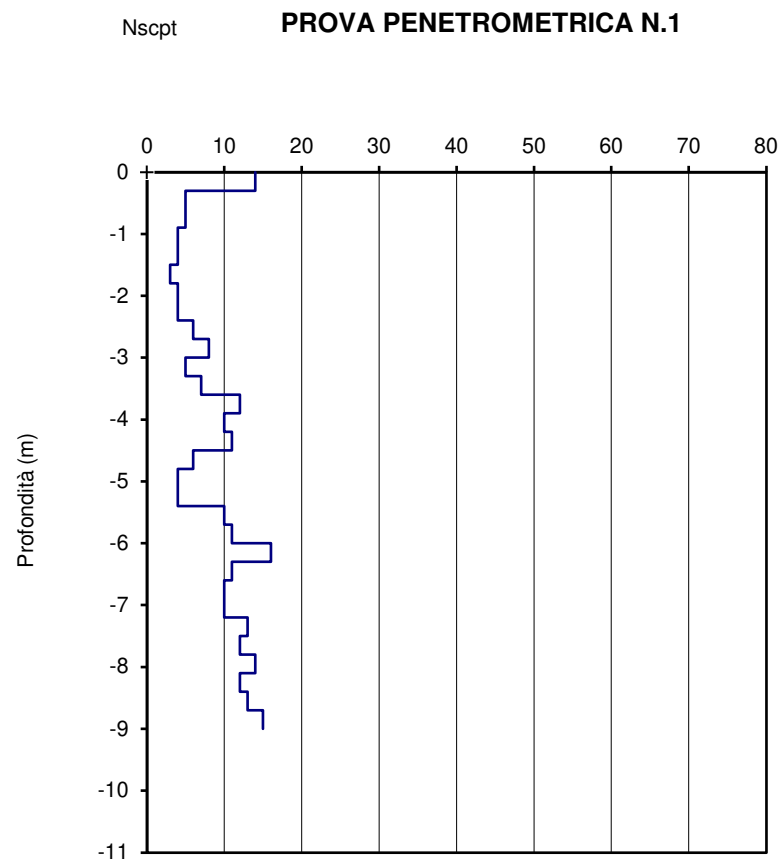
DATA:
MAGGIO 2023

COMMITTENTE: TEKNE SRL - SARONNO (VA)
 CANTIERE DI SARONNO (VA) - VIA E. FERMI 34
 PROFONDITA' DELLA FALDA: NON RILEVATA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 10/03/2021

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	14	
	5	
	5	
	4	
-1,5	4	
	3	
	4	
	4	
	6	
-3	8	
	5	
	7	
	12	
	10	
-4,5	11	
	6	
	4	
	4	
	10	
-6	11	
	16	
	11	
	10	
	10	
-7,5	13	

Profondità	RP	RL
	12	
	14	
	12	
	13	
-9	15	
-10,5		
-12		
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20052 Monza
 tel. 039/2028619

COMMITTENTE: TEKNE SRL - SARONNO (VA)

CANTIERE DI SARONNO (VA) - VIA E. FERMI 34

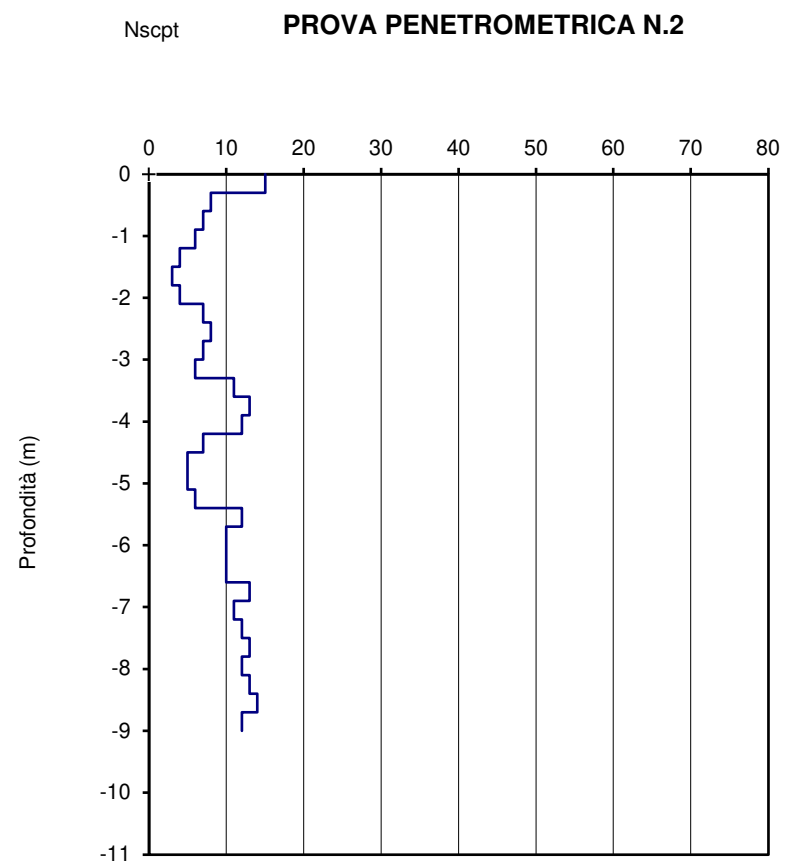
PROFONDITA' DELLA FALDA: NON RILEVATA

DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 10/03/2021

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	15	
	8	
	7	
	6	
-1,5	4	
	3	
	4	
	7	
	8	
-3	7	
	6	
	11	
	13	
	12	
-4,5	7	
	5	
	5	
	6	
	12	
-6	10	
	10	
	10	
	13	
	11	
-7,5	12	

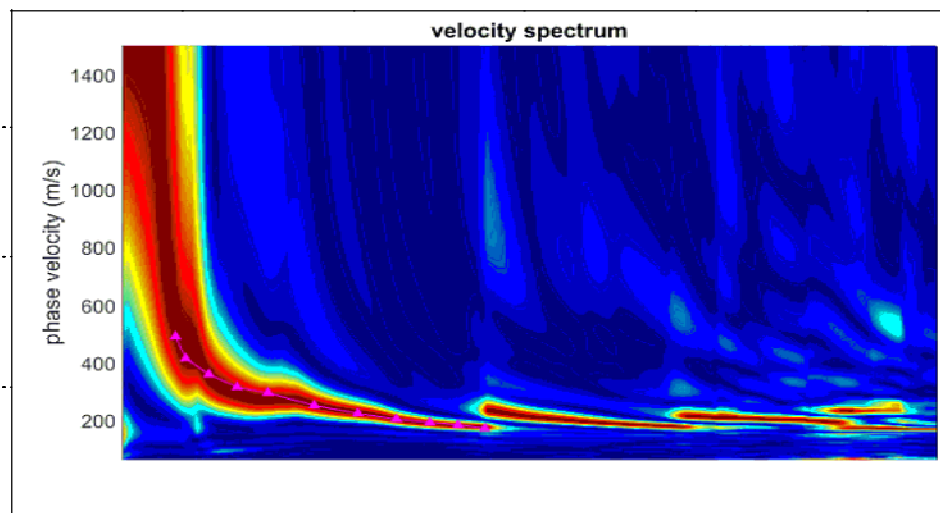
Profondità	RP	RL
	13	
	12	
	13	
	14	
-9	12	
-10,5		
-12		
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20052 Monza

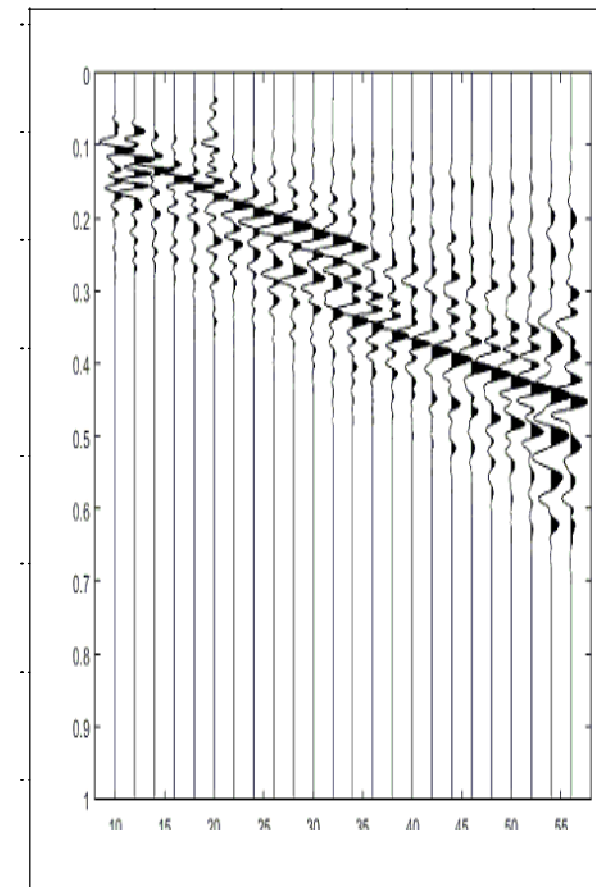
tel. 039/2028619



LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpascal)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + V_s/1000$



Sismogramma

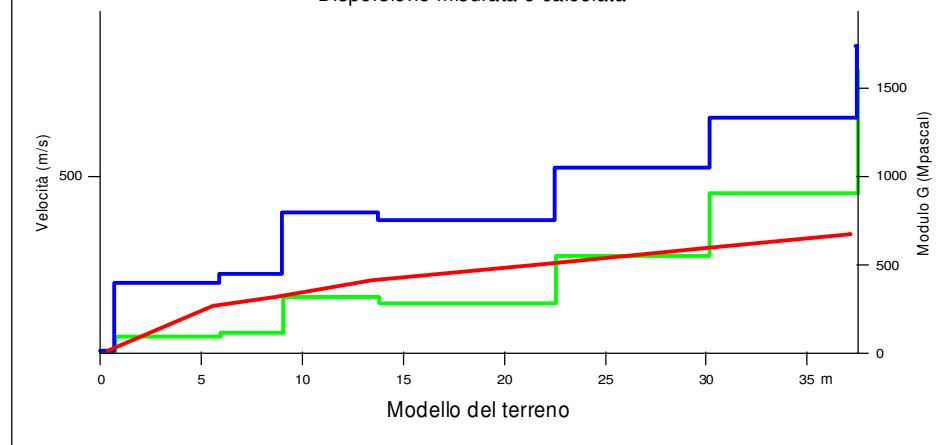
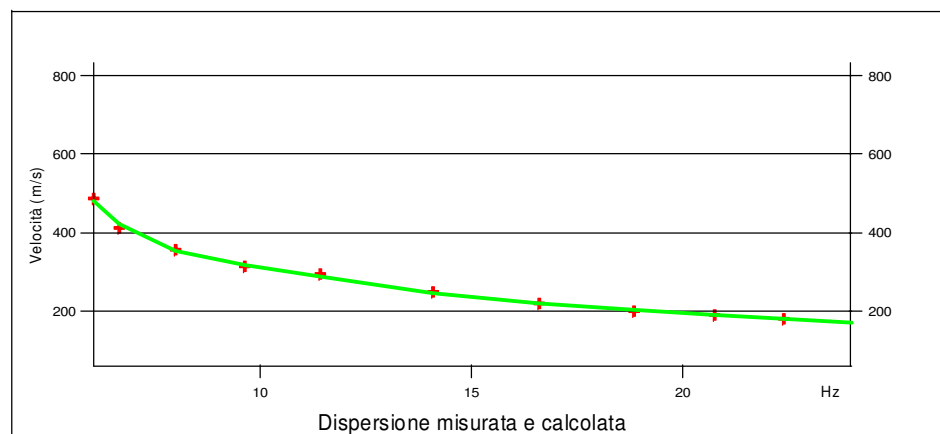


TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.7	59	.0113	59	5
.7	5.9	231	.0225	174	93
5.9	9	254	.0122	195	113
9	13.8	409	.0117	238	319
13.8	22.5	388	.0225	280	284
22.5	30.1	521	.0147	317	549
30.1	37.5	648	.0113	353	902

VALORE CALCOLATO VS Eq. = 317 m/s

PROVA SISMICA VS30

Saronno (VA) - via E. Fermi 34

Tekne S.r.l. - Saronno (VA)

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

Marzo 2021