

COMUNE DI BERBENNO DI VALTELLINA (SO)

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA E ADEGUAMENTO
SISMICO DELLA SCUOLA PER L'INFANZIA
DI S. PIETRO BERBENNO**



RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Data: novembre 2020

Committente: Comune di Berbenno di Valtellina

Professionista incaricato: Dott. Geol. Michele Sceresini
Via Lungo Mallero Diaz, 53
23100 SONDRIO (SO)
Cell: 328.85.13.877
E-mail: m.sceresini@iscail.it

A handwritten signature in black ink, which appears to read 'Michele Sceresini', is written over a circular professional stamp. The stamp contains the text: 'ORDINE dei Geologi della LOMBARDIA', 'MICHELE SCERESINI', 'geologo specialista', 'Albo n. 1373 AP', and 'sezione A'.

1 PREMESSA E METODOLOGIA

Su incarico conferito dall'Amministrazione comunale di Berbenno di Valtellina (SO), è stata redatta la presente perizia geologica-geotecnica e sismica a supporto dei lavori di messa in sicurezza e adeguamento sismico della scuola per l'infanzia comunale di San Pietro, sita nell'omonima località in via Pradelli 117.

In considerazione della situazione geologica e geomorfologica rilevata, nonché delle caratteristiche della struttura esistente, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di sottofondazione ci si è basati su informazioni ricavate dalla bibliografia e dalle informazioni relative ad interventi edilizi ubicati sui terreni limitrofi, ulteriormente supportate dai risultati di un'indagine penetrometrica dinamica di tipo DPSH appositamente realizzata in fregio all'edificio scolastico. I dati così ottenuti sono stati poi elaborati mediante il software di calcolo dedicato IPERFOND prodotto dalla CDC Dolmen.

Per la definizione della categoria sismica dei terreni in esame (così come richiesto dalla Normativa vigente) è stata eseguita una specifica indagine sismica con tecniche combinate MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).

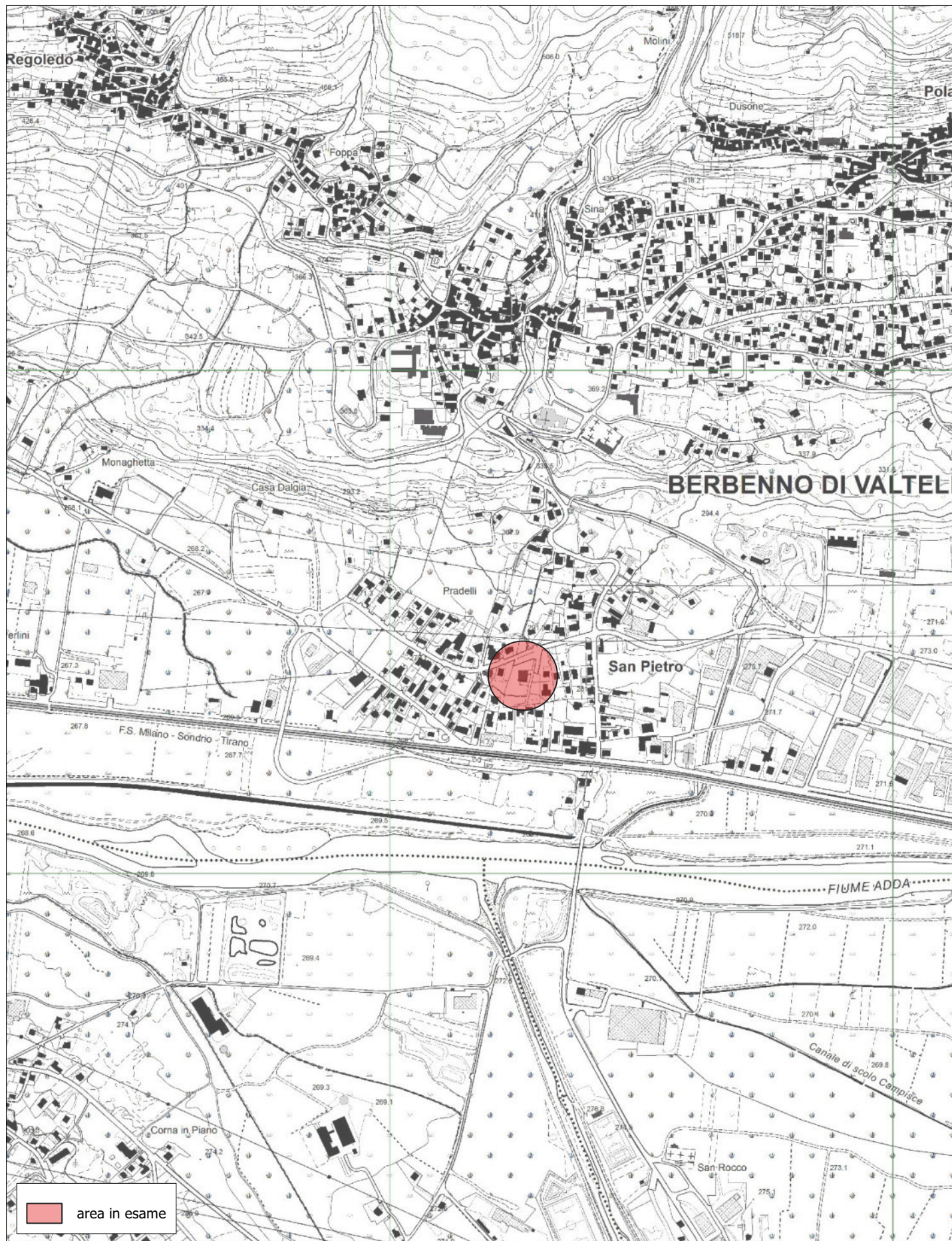
La presente relazione è stata eseguita in conformità a quanto disposto nella *D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011* e nelle «*Nuove norme tecniche per le costruzioni*» (NTC) di cui al *Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018*. L'ubicazione dell'intervento è riportata sulla corografia di Figura 1, estratta dalla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000, sezione C3c2.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'area in oggetto è ubicata a quota 285 m circa sulla porzione medio-distale del conoide di deiezione del t. Finale, in sponda destra idrografica, distante più di 380 m dall'argine del corso d'acqua; quest'ultimo è stato oggetto negli ultimi anni di importanti interventi di regimentazione idraulica (in parte ancora in fase di ultimazione), con la realizzazione di nuove opere longitudinali e trasversali e di vasche di accumulo, finalizzati alla difesa dell'abitato in caso di eventi di piena del torrente. Lo studio geologico a supporto dello strumento urbanistico, redatto ai sensi della L.R. 12/05, lo include in classe di fattibilità 3 (*fattibilità con consistenti limitazioni*).

Figura 1 - scala 1:10'000

COROGRAFIA





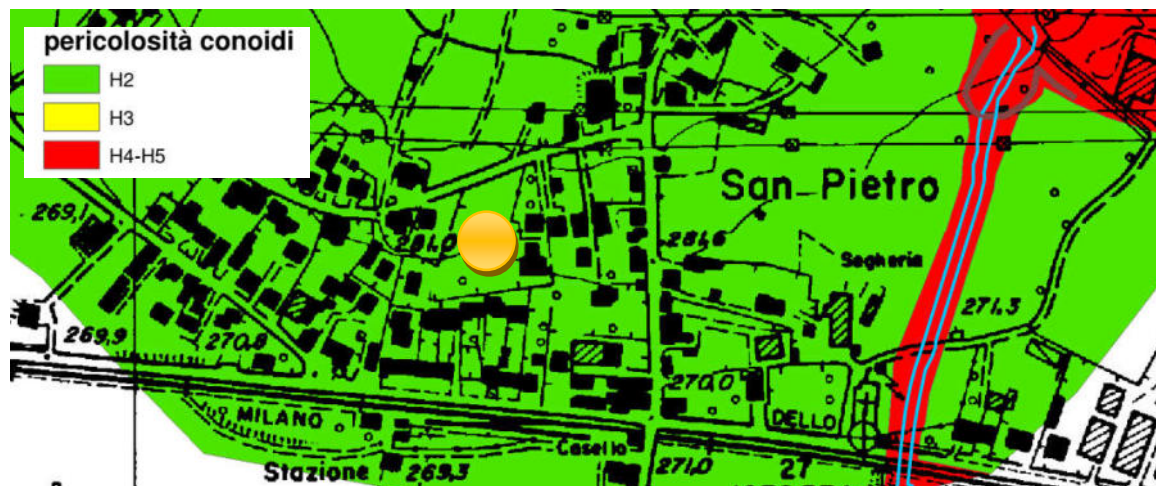
Stralcio della Carta di Fattibilità geologica (PGT Berbenno di Valtellina)

Nell'area di intervento non si sono rilevati fenomeni di dissesto potenziali o in atto che possano interessarla, come confermato dall'analisi della Carta del Dissesto allegata al PGT comunale, che evidenzia unicamente la presenza del conoide alluvionale del t. Finale - qui classificato come "area di conoide non recentemente attivatosi o completamente protetta Cn"-.



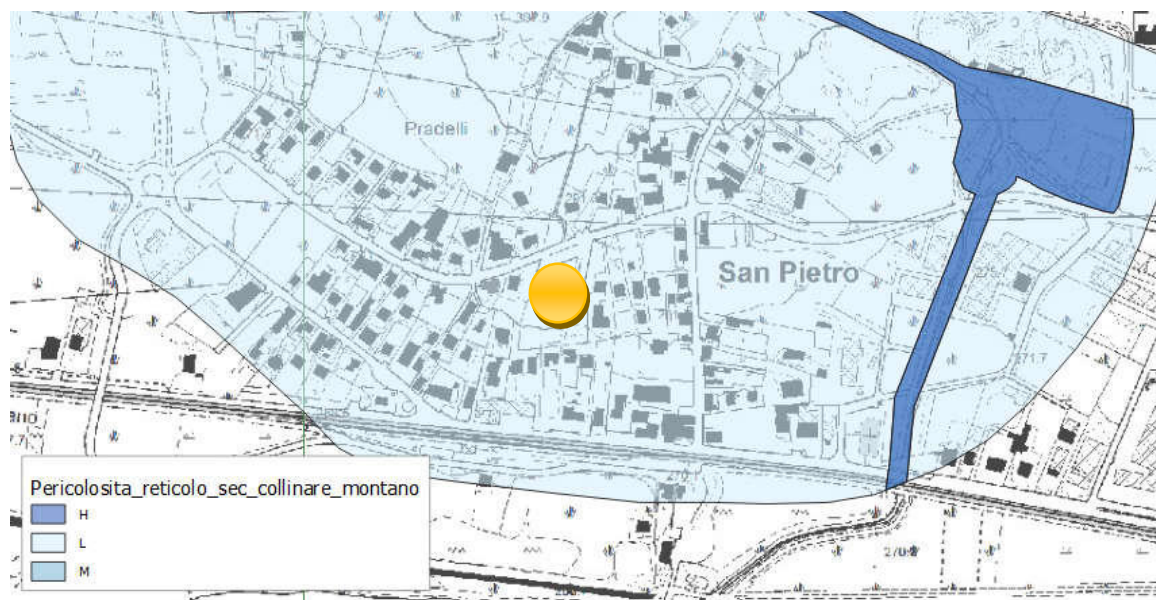
Stralcio della Carta del Dissesto (PGT Berbenno di Valtellina)

La Carta di Pericolosità del conoide del t. Finale. Allegata al PGT comunale, inserisce l'area in esame nella classe di pericolosità più bassa (H2).



Stralcio della Carta della Pericolosità del conoide del t. Finale (PGT Berbenno di Valtellina)

Il lotto è esterno alle fasce di esondazione perimetrate nel PAI relativamente al Fiume Adda, mentre rientra nelle aree a pericolosità con scenario raro legate al reticolo secondario collinare e montano RSCM del PGRA; essendo l'area esondabile già individuata nell'Elaborato 2 del PAI così come aggiornato dal Comune, essa mantiene – come previsto dal par. 3.2.2 dell'Allegato A alla DGR X/6738 del 19/06/2017 - la normativa già vigente, ai sensi dell'articolo 9, commi da 5 a 9 (aree Ee, Eb, Em, Ca, Cp, Cn), nel caso in esame la normativa delle aree Cn – compatibile con l'intervento in esame.



Stralcio della Carta della Pericolosità (PGRA)

Sulla base dei rilievi eseguiti, in corrispondenza dell'area direttamente interessata dall'intervento in esame non sono presenti corpi idrici superficiali, nè si ha evidenza o

notizia di un'attiva e stabile circolazione idrica sotterranea in un intervallo di profondità significativo; tale valutazione trova conferma nell'analisi dello Studio del Reticolo Idrico Minore comunale. Il monitoraggio piezometrico eseguito in corrispondenza di un piezometro posto in fregio alla chiesa di s. Pietro e Paolo negli anni 2008-2009 ha fornito un valore assoluto massimo per la superficie freatica di fondovalle pari a 268.65 m s.l.m., registrato in concomitanza con condizioni di piena del Fiume Adda.

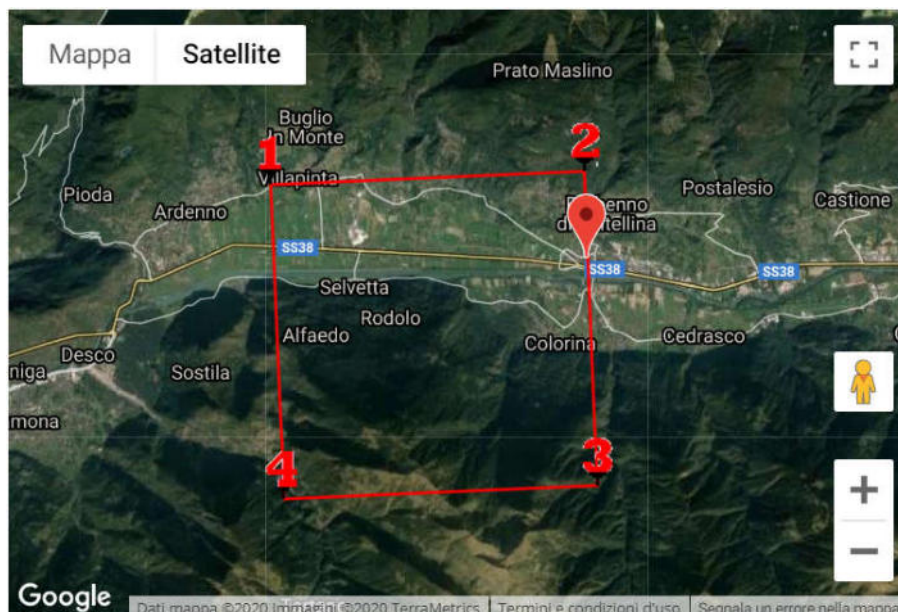
3 INQUADRAMENTO SISMICO PRELIMINARE

La D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art.3, c.108, lett. d)", inserisce il territorio comunale di Berbenno di Valtellina in Zona Sismica 3. Lo studio geologico a supporto del PGT comunale classifica il lotto di intervento in "Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi" Z4c.



Stralcio della Carta PSL (PGT Berbenno di Valtellina)

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, riportato sulle tabelle elaborate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e calcolato in funzione dell'ubicazione del lotto di intervento e per un periodo di riferimento pari a 475 anni (ottenuto a partire da una probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni), risulta essere pari a 0.064 g.



Il Comune di Berbenno di Valtellina non risulta allo stato attuale dotato di uno studio sismico di II livello esteso all'area di intervento; per definire la categoria di sottosuolo in esame e verificare – come richiesto dalla D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 - se la normativa nazionale risulti sufficiente o meno a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (F_a calcolato inferiore o superiore a F_a di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano) ci si è basati sui risultati di un'indagine sismica con tecnica combinata di tipo MASW e HVSR (riportata in Allegato 1) eseguita in corrispondenza del lotto in esame.

Il valore di F_a fissato dalla normativa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s. I due intervalli di periodo sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale lombardo: in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

L'acquisizione di campagna è stata condotta con il sismografo Pasi 16S24-U, con geofoni verticali e orizzontali di 4,5 Hz spazati di 2.5 m con offset a 10 m, l'energizzazione è costituita da una mazza del peso di 10 Kg. L'acquisizione HVSR ha avuto una durata di circa 20 minuti.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software WinMASW Academy 2018

Il valore di V_{seq} ottenuto da tale studio risulta pari a 402 m/s rispetto al piano campagna naturale, corrispondente ad una categoria di suolo B.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Come richiesto dalla Normativa, la scelta dei dati stratigrafici, geotecnici e geofisici in termini di valori di Vs utilizzati nella procedura di II livello deve essere opportunamente motivata, ed a ciascun parametro utilizzato deve essere assegnato un grado di attendibilità, secondo la seguente tabella (sono stati evidenziati i valori relativi all'analisi in esame):

Dati	Attendibilità	Tipologia
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Alta	Da prove di laboratorio su campioni e da prove in sito
Stratigrafici (spessori)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometriche e/o geofisiche)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (Vs)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (sismica in foro o sismica superficiale)

Sulla base delle caratteristiche litologiche locali e dell'andamento delle Vs con la profondità, si è individuata come scheda di riferimento quella per litologie prevalentemente sabbiosa, elaborata per fusi granulometrici *da sabbia con ghiaia e ciottoli a limo e sabbia passando per sabbie ghiaiose, sabbie limose, sabbie con limo e ghiaia, sabbie limose debolmente ghiaiose, sabbie ghiaiose debolmente limose e sabbie*; verificando l'andamento delle Vs con la profondità, si è utilizzata la curva 2 in funzione della profondità e della velocità Vs dello strato superficiale per la valutazione del valore di Fa.

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 V_s è uguale o superiore a 800 m/s, utilizzando la seguente equazione:

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

ove h_i e V_{s_i} sono rispettivamente lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello.

Dall'indagine tomografica, il periodo proprio del sito è risultato essere pari a 0.31 s; partendo da tale dato, il valore di F_a per l'intervallo 0.1÷0.5 s è risultato pari a 1.70 – > del F_a di soglia comunali forniti dal Politecnico di Milano (pari a 1.5) -, mentre il valore per l'intervallo 0.5÷1.5 s è risultato pari a 1.45 – ≤ al F_a di soglia comunale fornito dal Politecnico di Milano (pari a 1.7). Come richiesto dalla Normativa, per edifici con periodo proprio compreso nell'intervallo 0.1÷0.5 s si dovrà pertanto prevedere un approfondimento sismico di III livello o – in alternativa - adottare i coefficienti sismici propri della categoria di suolo successiva (categoria C, con F_a pari a 1.9).

Sulla base dell'ubicazione del lotto di intervento, della classe d'uso degli edifici in esame (Classe IV), della tipologia di opere, della categoria di sottosuolo in oggetto (Categoria C, in assenza di un approfondimento sismico di III livello) e della categoria topografica del sito (categoria T1, tratta dalla cartografia aerofotogrammetrica in scala 1:2000), sono stati calcolati i seguenti coefficienti sismici caratteristici per l'intervento in esame per una vita nominale pari a 50 anni.

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

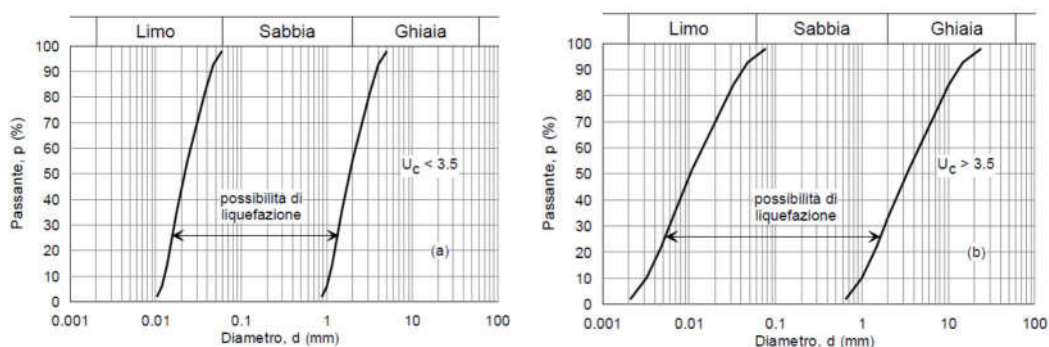
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.010	0.021	0.026
kv	0.004	0.005	0.011	0.013
Amax [m/s ²]	0.461	0.556	1.162	1.428
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

Dall'indagine sismica, è possibile inoltre definire frequenza di picco sito specifica di 1.31-1.35 hz.

La Normativa vigente prevede inoltre di considerare la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione. Rifacendosi al par. 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- **accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;**
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ 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 $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



L'accelerazione massima orizzontale in condizioni di campo libero (free field) è data da:

$$a_{g_max} = (a_g)(S_s)(S_T)$$

- a_g = accelerazione su suolo rigido
- S_s = fattore di amplificazione stratigrafica
- S_T = fattore di amplificazione topografica

Il Progetto INGV-DPC S1 - Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale – attribuisce all'area di intervento un'accelerazione su suolo rigido a_g del sito pari a 0.064g; sulla base delle coordinate del sito in esame, della categoria di sottosuolo e della categoria topografica del sito, i valori dei parametri S_s e S_T risultano rispettivamente pari a 1.2 e 1.0.

Il valore di a_{g_max} così calcolato risulta pari a 0.0768g, inferiore a 0.1g; è pertanto possibile escludere il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

4 MODELLO GEOLOGICO

L'assetto geomorfologico locale e l'osservazione di scarpate e fronti di scavo recentemente aperti su terreni limitrofi assimilabili a quelli in esame permettono di ipotizzare con ragionevole accuratezza la litologia dei sedimenti che caratterizzano l'area di intervento, che si ritiene risultino costituiti – al di sotto di uno strato submetrico superficiale di terreno organico - da spessori plurimetrici di depositi alluvionali di conoide, caratterizzati da un fuso granulometrico eterometrico, ghiaioso-sabbioso con presenza di ciottoli e blocchi, privi di falda idrica stabile negli spessori di interesse.

4.1 Indagine penetrometrica

Al fine di una migliore caratterizzazione dei terreni in esame, è stata realizzata (compatibilmente con l'accessibilità dei luoghi e la presenza di numerosi sottoservizi) una prova penetrometrica dinamica tipo DPSH in fregio al lato Est del vialetto di ingresso della scuola, spinta fino a rifiuto a -4.40 m da p.c. (Allegato 2). L'esame della diagrafia di avanzamento mostra la presenza di un livello sommitale di spessore pari a 1.0 m circa costituito da materiali poco addensati, riconducibile al terreno organico si copertura, poggianti su 1.0÷1.2 m circa di terreni solo parzialmente più competenti; al di sotto di tale livello, la prova evidenzia poi la presenza di una bancata plurimetricametrica a media competenza, riconducibile a depositi alluvionali di conoide, con resistenza all'avanzamento delle aste che cresce poi nettamente fino ad andare a rifiuto senza intercettare la falda idrica locale.

5 MODELLO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche medie attribuibili ai terreni in esame sono state estrapolate dai risultati della prova penetrometrica effettuata.

Strato n° (m da P.C.)	N20 (medio)	N1 ¹	Peso di volume (γ_n) kN/m ³	coesione (c') kN/m ²	ϕ' (°) ²	E _{cv} (MPa) ³
1 (0.0-1.2 m)	3	4	18	0	25	3
2 (1.2-2.4 m)	7	9	19	0	29	4
3 (2.4-3.4 m)	12	14	20	0	34	28
4 (3.4-4.4 m)	18	20	21	0	36	32

¹ Skempton (1986), Liao e Whitman (1986)

² Schmertmann (1977), Meyerhof (1965)

³ Bowles, D'Apollonia (1970)

5.1 Pressioni ammissibili

Le verifiche di capacità portante relative all'edificio scolastico sono state eseguite a partire da un assetto stratigrafico dalle caratteristiche sopra specificate; pur non disponendo di dati piezometrici dettagliati, in considerazione dell'assetto geologico rilevato si è ritenuto ragionevole considerare condizioni di assenza di falda all'interno degli spessori di interesse. Utilizzando il software di calcolo *IS PROGEO* sviluppato dalla società *CDM*

Dolmen srl, sono state verificate le pressioni ammissibili inserendo nei calcoli una fondazione continua di larghezza pari a 1.00 m e spessa 50 cm, con lo spessore del reinterro minimo pari a 0.80 m e carico agli SLU pari a 105800 daN (al quale è stato aggiunto il sovraccarico legato alla fondazione), così come da indicazioni fornite dal Progettista incaricato e dalla Committenza. Sulla base delle tavole progettuali dell'edificio e dell'assetto stratigrafico evidenziato dalle indagini penetrometriche, si è ritenuto ragionevole ipotizzare a favore di sicurezza che il piano fondazionale sia stato impostato al tetto dello strato 2 sopra descritto.

Le verifiche effettuate in questa sede hanno riguardato unicamente gli stati limite SLU di tipo geologico per collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; si rimanda al Progettista il compito di verificare gli stati limite SLU di tipo strutturale.

Seguendo la Normativa vigente, nelle verifiche effettuate si è seguito l'Approccio 2 – Combinazione 1 (A1 + M1 +R3) previsto dal D.M. 14/01/2008, partendo dalle condizioni ipotizzate nel paragrafo precedente, e considerando una inclinazione del piano campagna - a scavi e riprofilatura avvenuti e nell'area di influenza delle strutture fondazionali - pari a 0°. I valori dei parametri geotecnici introdotti nei calcoli sono stati corretti applicando i coefficienti parziali previsti dalla Normativa vigente, di seguito riportati per completezza.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0

Nella verifica della capacità portante dei terreni di sottofondazione è stato infine applicato un coefficiente parziale γ_R pari a 2.3. I risultati dei calcoli geotecnici, riportati in allegato 2, mettono in evidenza come i valori del carico limite ultimo R_d risultino essere pari a 188 kN/m², superiore al carico trasmesso dalla struttura scolastica (pari a 135 kN/m² circa).

5.2 Cedimenti

In relazione alle caratteristiche attribuite ai terreni su cui insistono le opere fondazionali, si ritiene - nei limiti della presente indagine - che gli eventuali cedimenti indotti dai sovraccarichi legati al fabbricato esistente si siano manifestati nella forma di un cedimento iniziale, ampiamente esaurito ad oggi.

Data l'impossibilità tecnica di eseguire le necessarie indagini geognostiche e sismiche direttamente in corrispondenza del sedime del fabbricato scolastico esistente, i risultati contenuti nel presente elaborato si basano sui risultati di un'indagine sviluppata su terreni limitrofi a quelli in esame, litologicamente assimilabili a quelli in esame, a partire da caratteristiche delle opere fondazionali fornite dal Progettista e derivate dai documenti progettuali originali della struttura. La validazione di quanto espresso nella presente relazione – nonché ulteriori considerazioni a riguardo - potrà essere espressa alla luce delle evidenze che emergeranno contestualmente agli scavi di assaggio previsti nelle successive fasi progettuali in corrispondenza delle opere fondazionali esistenti.

Sondrio, 10 novembre 2020

(Dott. Geol. Michele Sceresini)



The image shows a handwritten signature in dark ink, which appears to read 'Michele Sceresini'. To the right of the signature is a circular professional stamp. The stamp contains the following text: 'ORDINE DEI GEOL. DELLA LOMBARDIA' around the perimeter, 'MICHELE SCERESINI' in the center, 'geologo specialista' below the name, and 'Albo n. 1373 AP sezione A' at the bottom.



Indagine sismica MASW + HVSr



Indagine penetrometrica DPSH

ALLEGATO 1

INDAGINE SISMICA

ANALISI DELLE ONDE DI **SUPERFICIE**

“MASW” **MULTICHANNEL** **ANALYSIS OF SURFACE** **WAVES**

LOCALITÀ:

Via Pradelli

COMUNE DI

BERBENNO DI VALTELLINA (SO)

UBICAZIONE ANALISI “MASW”

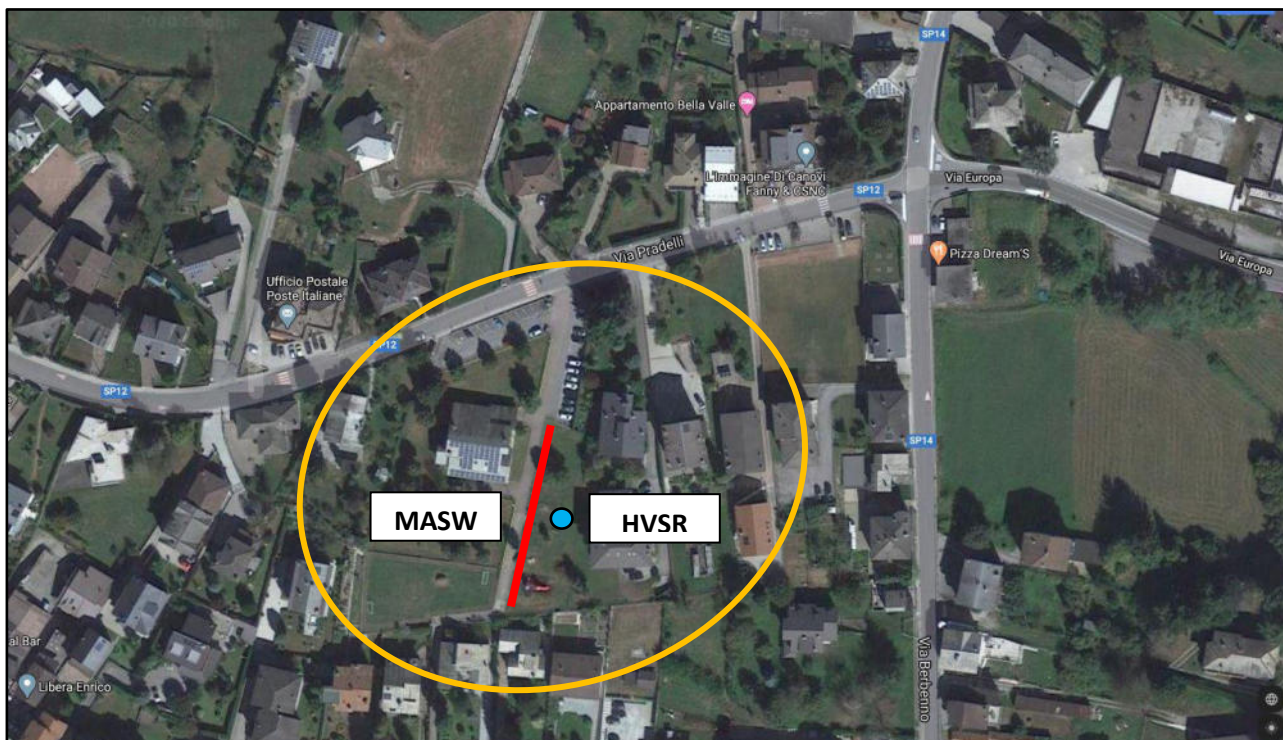


Figura 1: Immagine Satellitare Mapbox Satellite, l'area di studio è all'interno dell'ovale arancio: in rosso è individuato lo stendimento Masw e in blu l'ubicazione acquisizione della stazione Hvsr.

METODO “MASW”

Il metodo MASW “Multichannel Analysis of Surface Waves” è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio VS, sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori, geofoni posti sulla superficie del suolo.

Le onde di superficie sono due: quelle di Rayleigh e quelle di Love, sono dette superficiali perché la loro ampiezza decrementa in modo esponenziale con la profondità e la loro propagazione interessa quindi un limitato spessore di superficie, rispetto le onde di corpo la loro ampiezza è notevolmente maggiore e per questo motivo tipicamente dominano qualsiasi dataset sismico.

Le onde di Rayleigh si muovono su un piano radiale secondo un moto detto retrogrado, l'andamento del moto indica che queste onde hanno sia una componente verticale che una componente orizzontale radiale.

Le onde di Love si muovono solamente sul piano orizzontale con un'oscillazione la cui direzione è perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione dell'onda

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere uno spettro delle velocità di fase sperimentale, che fornisce

informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30-50 m, in funzione della rigidezza del suolo e delle caratteristiche della sorgente.

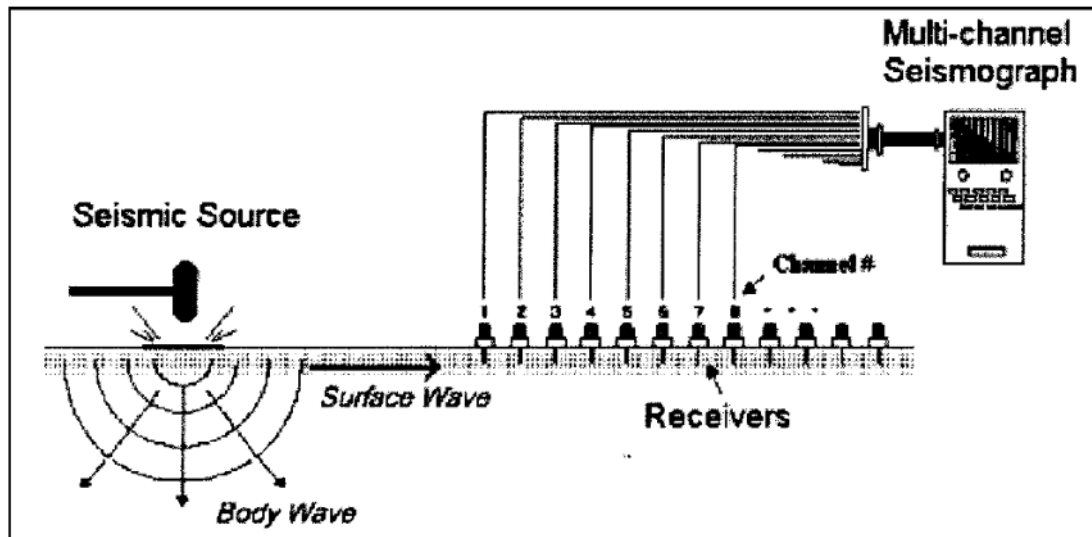


Figura 2: Schema stendimento sismico MASW

Le norme tecniche delle costruzioni 2018 introducono il concetto di V_s equivalente (V_{sE}):

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

in cui la profondità H è quella a cui la velocità V_s è pari o superiore a 800 m/s (bedrock sismico).

Si tratta in pratica di una variazione sul tema rispetto al parametro V_{s30} , in quel caso il valore di H era ed è fissato a 30 m. Di fatto se il bedrock sismico è più profondo di 30 m dal piano di fondazione la V_s equivalente è uguale alla V_{s30} .

METODO “HVSr”

Le vibrazioni ambientali (o rumore sismico ambientale o microtremori) sono movimenti del terreno caratterizzati da ampiezze dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-2} mm. Queste vibrazioni sono l'effetto di una molteplicità di sorgenti agenti a diverse frequenze: onde marine e perturbazioni atmosferiche, ad esempio, contribuiscono al campo d'onda prevalentemente a frequenze inferiori a 0.5 Hz mentre vento, traffico veicolare e attività industriali contribuiscono prevalentemente a frequenze superiori a 0.5 Hz. L'indipendenza dinamica delle sorgenti e la molteplicità dei percorsi delle onde da esse generate spiega la mancanza di regolarità nell'andamento temporale del campo del microtremore. Se da un lato il carattere stocastico del fenomeno presenta difficoltà di tipo teorico, dall'altro consente, mediante operazioni di tipo statistico, di ridurre la complessità dell'analisi. Dato che il rumore è caratterizzato da lunghezze d'onda anche molto grandi (decine o centinaia di metri), confrontabili con quelle tipiche dei

fenomeni sismici, le tecniche di sismica passiva trovano una ideale applicazione negli studi della risposta sismica locale. In particolare, esse permettono di individuare situazioni sismo stratigrafiche potenzialmente responsabili di fenomeni di risonanza sismica, valutandone qualitativamente l'entità, la determinazione dei periodi di risonanza delle coperture sedimentarie e la determinazione del profilo di velocità delle onde S fino a profondità dell'ordine di diverse decine di metri. Esistono sostanzialmente due configurazioni sperimentali per lo studio del rumore sismico: la configurazione a stazione singola e quella ad antenna sismica (array). La prima è basata sull'analisi dell'ampiezza delle componenti spettrali del campo di vibrazioni ambientali misurato nelle tre direzioni dello, mentre nella seconda vengono analizzati i rapporti di fase tra i treni d'onda che attraversano un'antenna sismica (array) ovvero una distribuzione di sensori disposti con geometrie variabili sulla superficie del terreno.

Le prove effettuate sono a stazione singola, note anche come prova Nakamura (1989) o HVSR, il risultato di questa prova è una curva sperimentale che rappresenta il valore del rapporto fra le ampiezze spettrali medie delle vibrazioni ambientali in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alla quali la curva H/V mostra dei massimi sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), consiste nella valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno misurati in un punto con un apposito sismometro a tre componenti. Pertanto, questa prova ha lo scopo principale di mettere in luce la presenza di fenomeni di risonanza sismica e consentire una stima delle frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa di questi fenomeni.

La determinazione della curva HVSR in sito prevede i seguenti steps:

- Misura delle tre componenti x, y, z del moto in un punto sulla superficie libera del suolo per una durata dai 10 ai 20 min.
- Eliminazione manuale da parte dell'utente delle parti di segnale costituite dal disturbo arrecato da eventi transitori non conformi al rumore ambientale
- Definizione degli N intervalli o finestre temporali stazionari entro cui calcolare le curve HVSR
- Calcolo delle trasformate di Fourier delle tre componenti x, y, z del moto
- Operazione di smoothing degli spettri di Fourier
- Somma delle due componenti orizzontali x e y
- Calcolo delle curve HVSR come rapporto spettrale tra la componente orizzontale H e la componente verticale V negli N intervalli temporali stazionari
- Calcolo della curva HVSR media tra le N curve HVSR

Infine, i risultati ottenuti vengono verificati secondo i criteri di ammissibilità del progetto SESAME. Il significato dei criteri di ammissibilità dei risultati è riportato di seguito.

Condizioni di Reliability della curva HVSR

1) In corrispondenza della frequenza del picco di interesse , vi siano almeno 10 cicli significativi in ogni finestra temporale individuata nel segnale registrato

2) È necessario utilizzare un grande numero di finestre temporali e di cicli, almeno 200 cicli

3) Il livello di scattering, cioè di dispersione delle curve HVSR ottenute nelle diverse finestre temporali deve essere moderato, altrimenti potrebbe essere un sintomo di un rumore ambientale fortemente non-stazionario, che influenza la forma della curva HVSR in maniera non ripetibile.

Le condizioni 1) e 2) confermano che la durata del segnale registrato sia sufficientemente estesa, la condizione 3) assicura che la curva HVSR misurata sia di buona qualità e poco dispersa.

Condizioni di Clarity del picco massimo

- Condizioni sull'Ampiezza:

1) Esiste una frequenza f^- , compresa tra $f^0/4$ e f^0 , tale che $A^0 / A_{H/V}(f^-) > 2$

2) Esiste un'altra frequenza f^+ , compresa tra f^0 e $4 \cdot f^0$, tale che $A^0 / A_{H/V}(f^+) > 2$

3) Deve essere $A^0 > 2$

Le condizioni 1) e 2) confermano che il picco sia sufficientemente isolato sia a sinistra (condizione 1), sia a destra (condizione 2) del picco. La condizione 3) assicura che il picco sia sufficientemente elevato e questo dipende dall'entità del contrasto di rigidità tra gli strati.

- Condizioni sulla Stabilità della curva HVSR:

4) Il picco dovrebbe comparire alla stessa frequenza (entro il $\pm 5\%$) nelle curve H/V corrispondenti alla media + e - lo standard deviation.

5) Lo scarto quadratico medio σ_f deve essere inferiore ad un valore limite f_0 dipendente dalla frequenza come riportato nella tabella dei criteri Sesame.

6) Deve essere $\sigma A(f_0)$ inferiore ad un valore limite $\theta(f)$ dipendente dalla frequenza come riportato in tabella dei criteri Sesame.

Le condizioni 4), 5) e 6) confermano che la curva HVSR misurata sia stabile, cioè di buona qualità e poco dispersa.

ACQUISIZIONE MASW e HVSr 1

L'acquisizione di campagna è stata condotta con il sismografo Pasi 16S24-U, con geofoni verticali e orizzontali di 4,5 Hz spazati di 4 m con offset a 10 m, l'energizzazione è costituita da una mazza del peso di 10 Kg.

Per avere un'approfondita Analisi Multicanale delle Onde di Superficie (MASW), sono stati acquisiti 3 dataset differenti, tramite altrettante modalità di acquisizione:

- Dataset Onde Rayleigh componente verticale (ZVF)
 - 12 geofoni verticali da 4,5 Hz
 - Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio
- Dataset Onde Rayleigh componente radiale (RVF)
 - 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono parallelo allo stendimento
 - Energizzazione verticale su piastra quadrata in acciaio
- Dataset Onde Love componente orizzontale (THF)
 - 12 geofoni orizzontali da 4,5 Hz con l'asse del geofono perpendicolare allo stendimento
 - Energizzazione orizzontale su traversina in legno

Per quanto riguarda la HVSr è stato utilizzato un geofono 3d da 2 Hz collegato al sismografo Pasi 16S24-U e sono state effettuate due misurazioni, una da 20 minuti e una da 10 minuti.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software WinMASW Academy 2018

Nell'analisi sono stati scelti i dataset migliori acquisiti scegliendo il più rappresentativo per le Onde di Rayleigh (ZVF o RVF), per le Onde di Love (THF) e HVSr. Una volta individuati sono stati determinati gli spettri di velocità per ogni dataset, a questo punto dopo svariate elaborazioni si è scelta l'analisi congiunta migliore tra le combinazioni (ZVF-THF) o (RVF-THF) o (ZVF/RVF/THF-HVSr). Scelta la combinazione per l'elaborazione da utilizzare è stata effettuata una modellazione congiunta, utilizzata come modello per lanciare l'inversione con l'utilizzo del fronte di Pareto per la validazione dell'interpretazione dei dati. La combinazione utilizzata è stata (**THF-HVSr1**).

MASW

Stendimento: 54 metri Offset 10 metri Durata acquisizione 1024 ms Campionamento 1 ms

SPETTRI DI VELOCITÀ

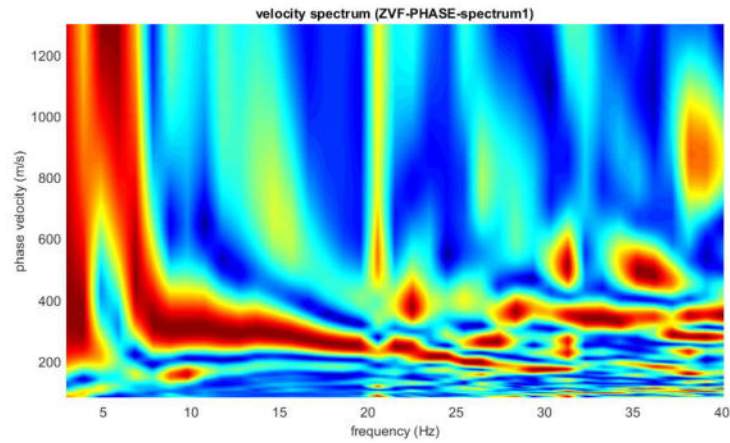


Figura 3: Spetto di velocità, Dataset Onde Rayleigh componente verticale (ZVF)

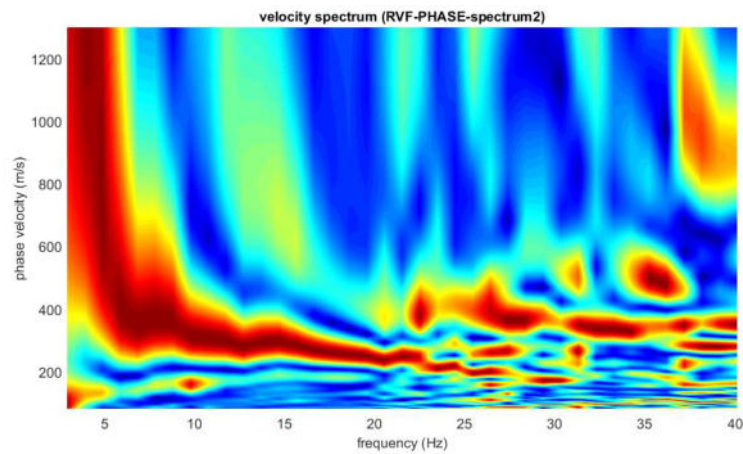


Figura 4: Spetto di velocità, Dataset Onde Rayleigh componente radiale (RVF)

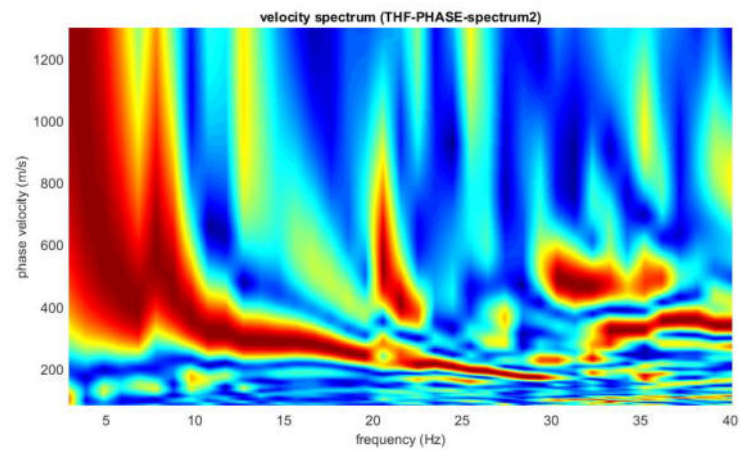


Figura 5: Spetto di velocità, Dataset Onde Love componente orizzontale (THF)

HVSR 1

Misura 1

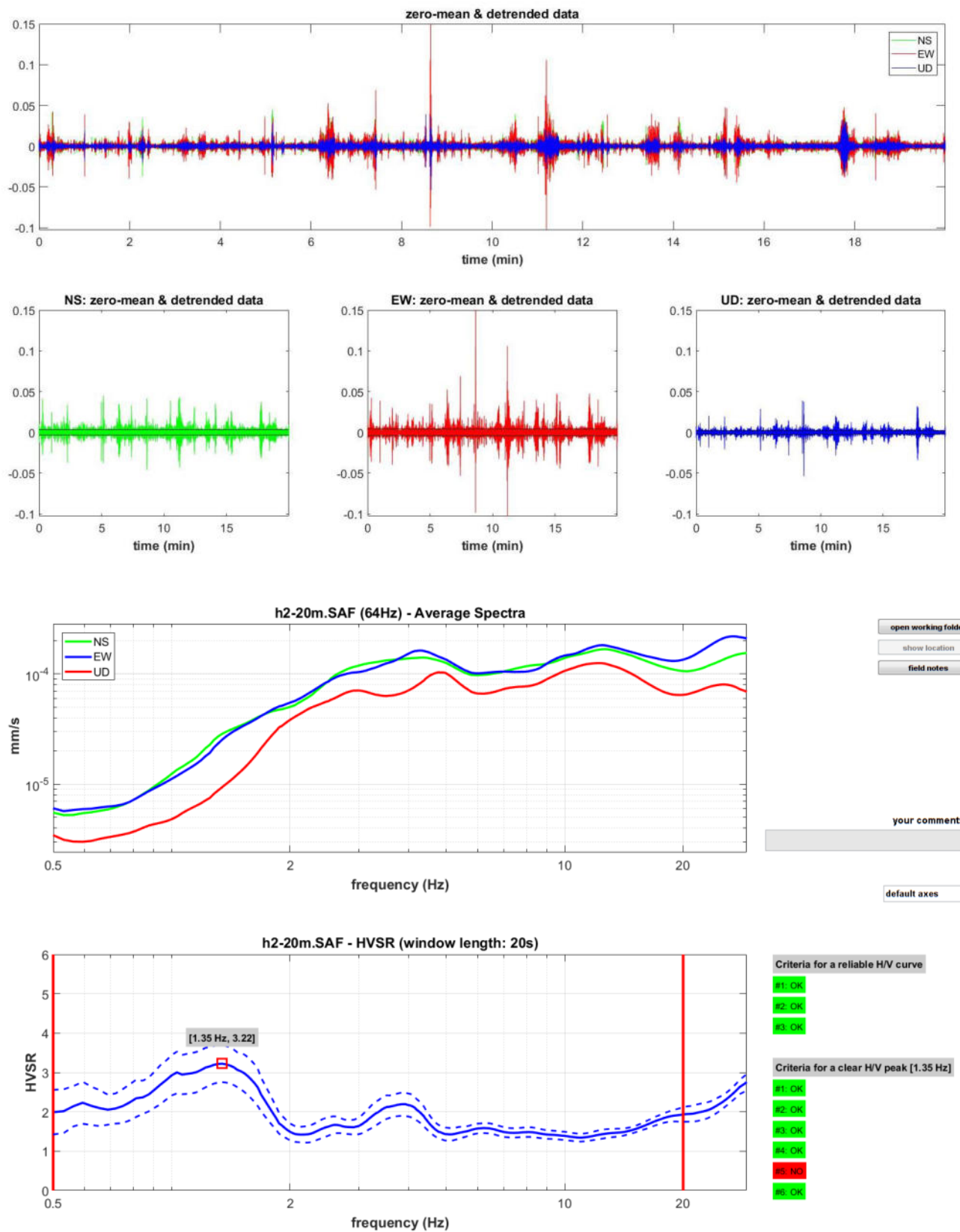


Figura 6: Dati HVSR, nella misura 1 a 1.35 Hz è stato individuato un picco di 3.22
Nella colonna di destra possiamo vedere la verifica dei criteri di ammissibilità del progetto SESAME

Misura 2

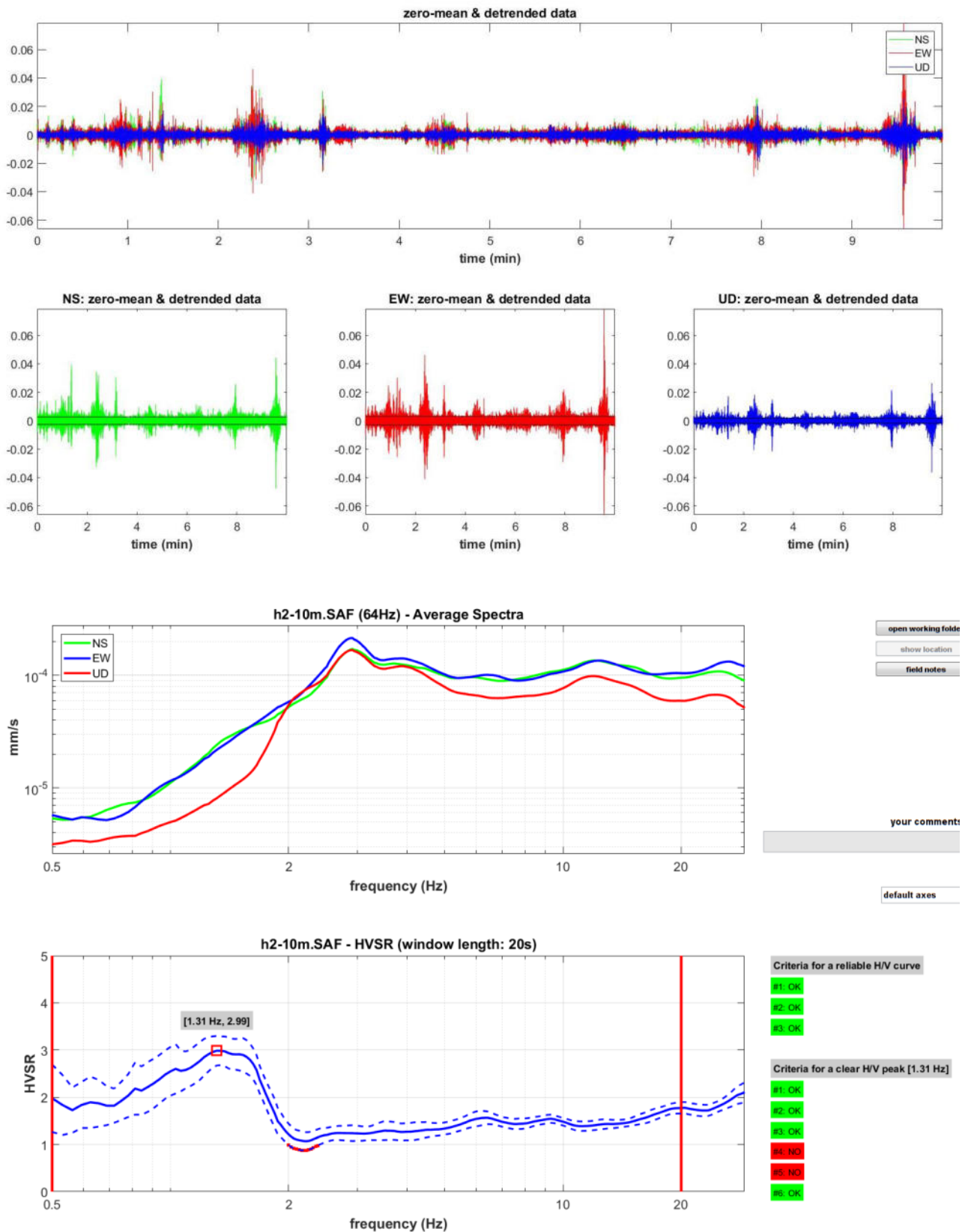


Figura 7: Dati HVSr, nella misura 1 a 1.31 Hz è stato individuato un picco di 2.99
Nella colonna di destra possiamo vedere la verifica dei criteri di ammissibilità del progetto SESAME

ANALISI CONGIUNTA ONDE LOVE E HVSR

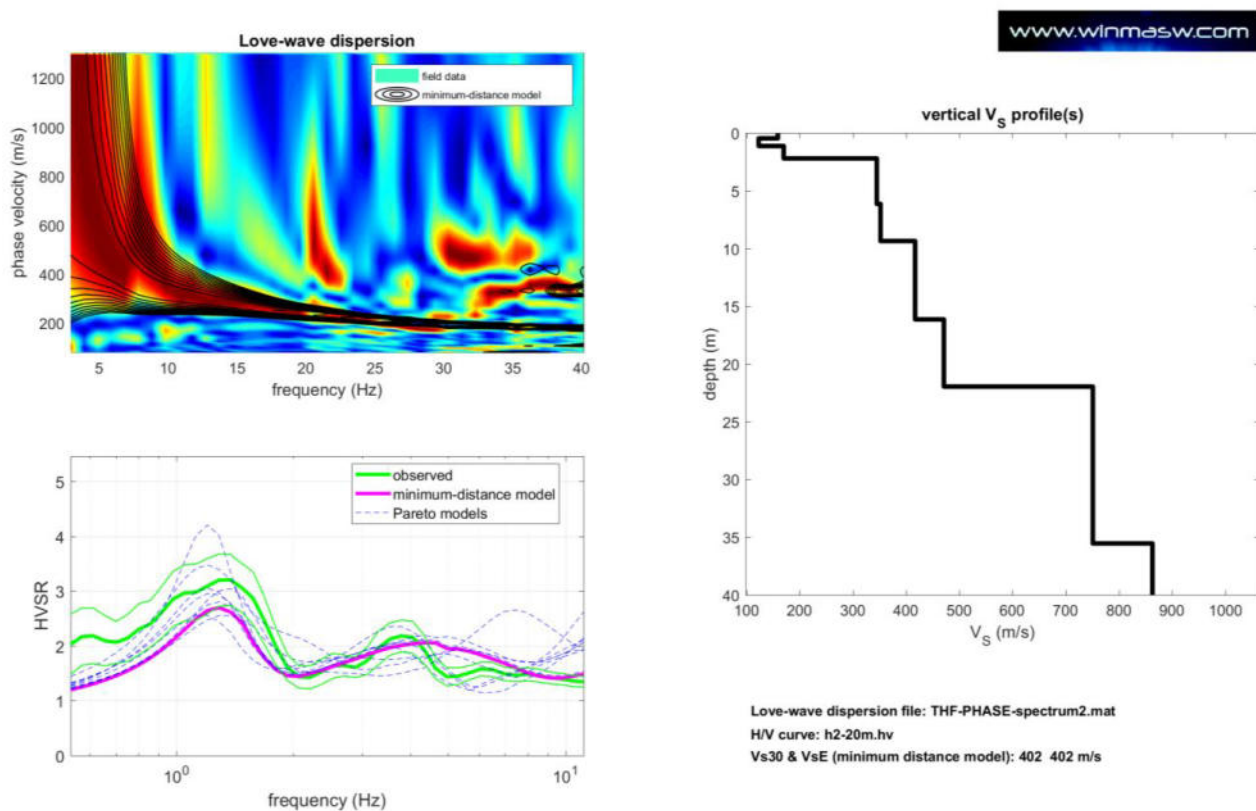


Figura 8: Analisi congiunta onde Love e HVSR 1

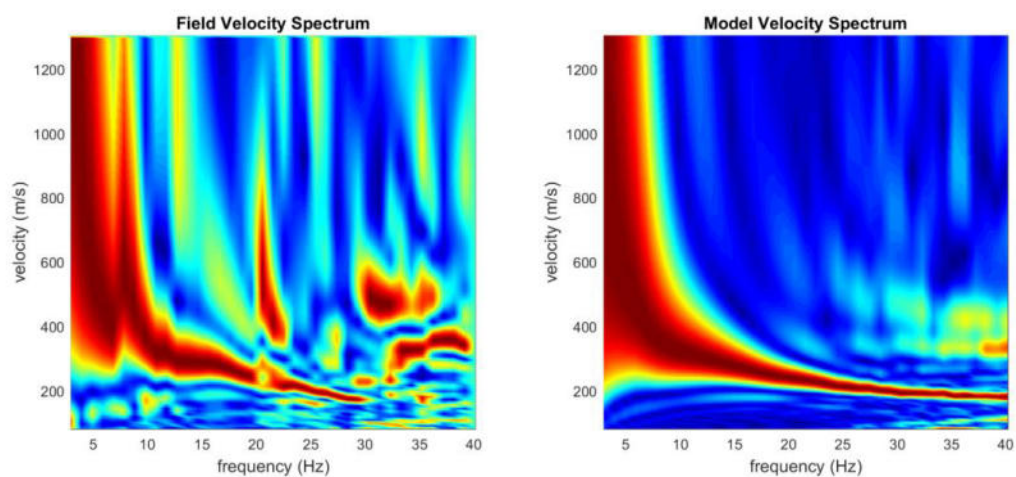


Figura 9: Modello di campo e modello sintetico

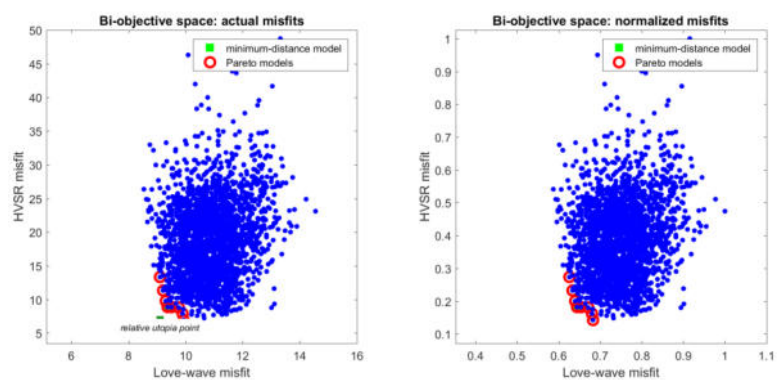


Figura 10: Grafico tra errore HVSR e Love, attuale e normalizzato

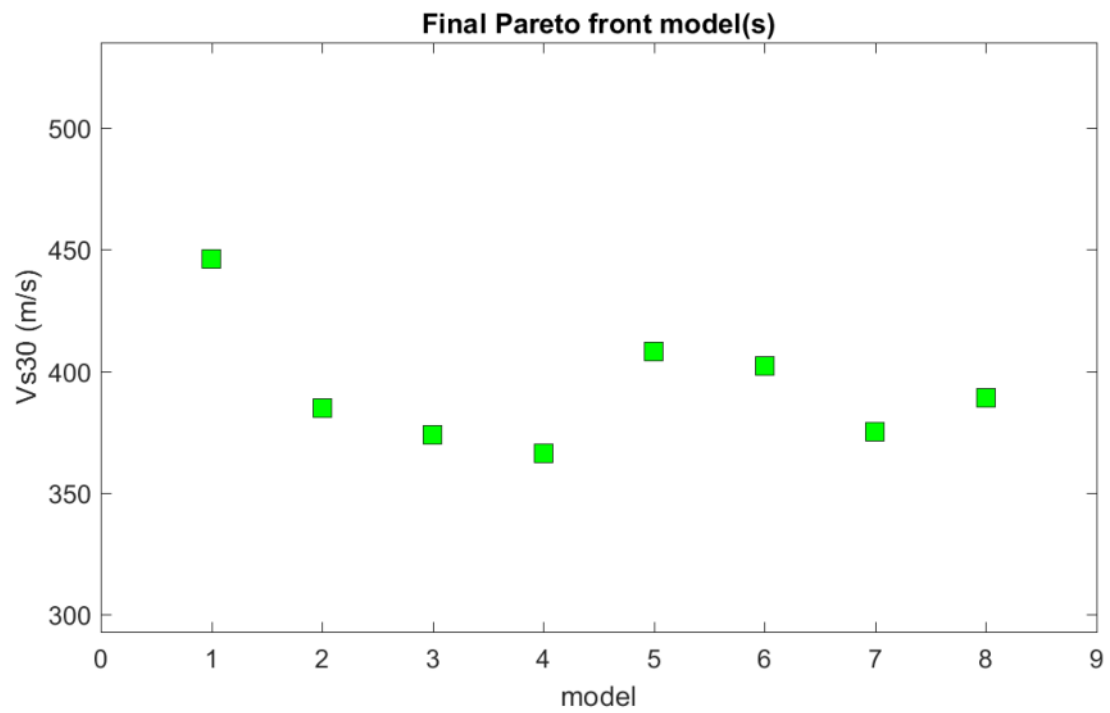


Figura 11: Distribuzione pareto Vs 30

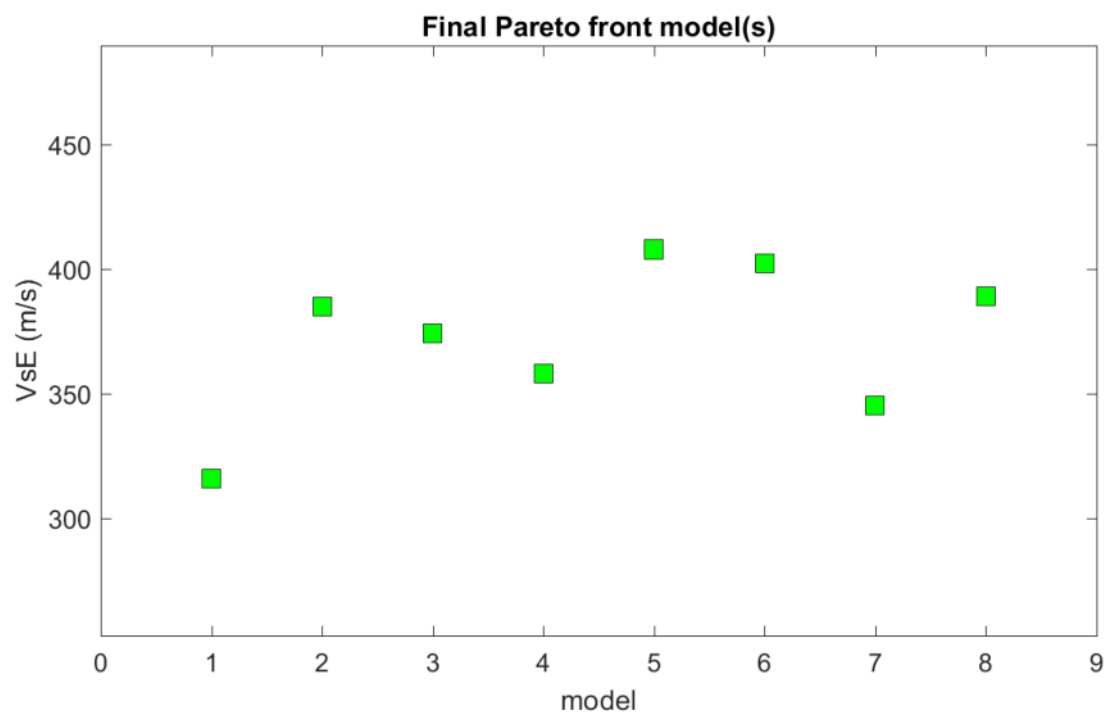


Figura 12: Distribuzione pareto VsE

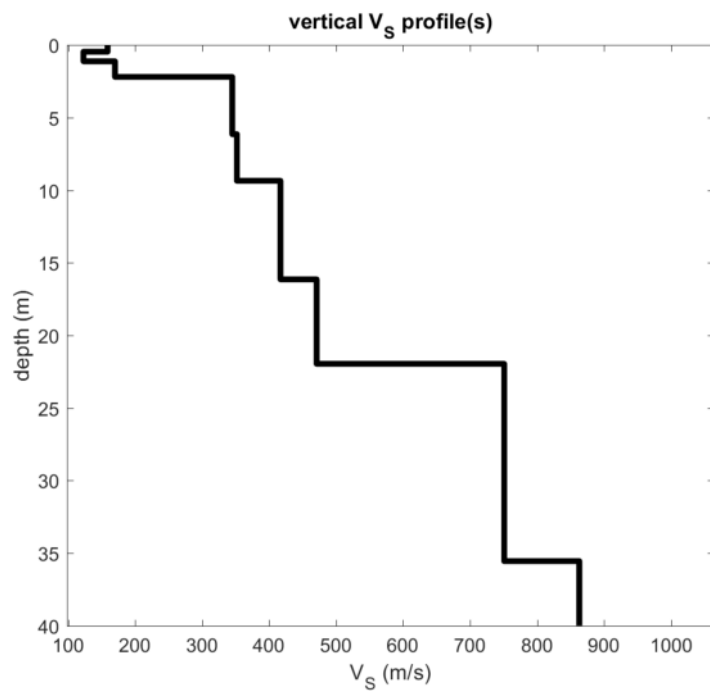


Figura 13: Profilo VS

Dati Mean Model

159	0.5	0.5
123	0.7	1.2
170	1.1	2.3
345	3.9	3.2
352	3.2	6.4
417	6.8	13.2
471	5.8	19.0
751	13.6	32.2
863	30.7	62.9
974	47.9	110.8
1382	148.3	259.1
3065		

Dati Best Model

181	0.4	0.4
103	0.4	0.8
143	0.9	1.7
300	3.2	4.9
309	3.9	8.8
376	6.0	17.9
649	3.1	20.9
661	10.2	31.1
706	15.6	46.7
963	53.7	100.4
1132	120.8	221.2
2905		

Figura 14: Dati modello medio e modello migliori

Minimum Vs30 (m/s): 366

Maximum Vs30 (m/s): 446

Mininum VsE (m/s): 316

Maximum VsE (m/s): 408

Best model: (Modello consigliato per il II livello)

Vs (m/s): 181, 103, 143, 300, 309, 376, 649, 661, 706, 963, 1132, 2905

Vs30 (m/s): 402

VsE (m(s): 402

Thickness (m): 0.4, 0.4, 0.9, 3.2, 3.9, 6.0, 3.1, 10.2, 15.6, 53.7, 120.8

Mean model:

Vs (m/s): 159, 123, 170, 345, 352, 417, 471, 751, 863, 974, 1382, 3065

Vs30 (m/s): 403

VsE (m(s): 403

Thickness (m): 0.5, 0.7, 1.1, 3.9, 3.2, 6.8, 5.8, 13.6, 30.7, 47.9, 148.3

ALLEGATO 2

PROVA PENETROMETRICA DPSH

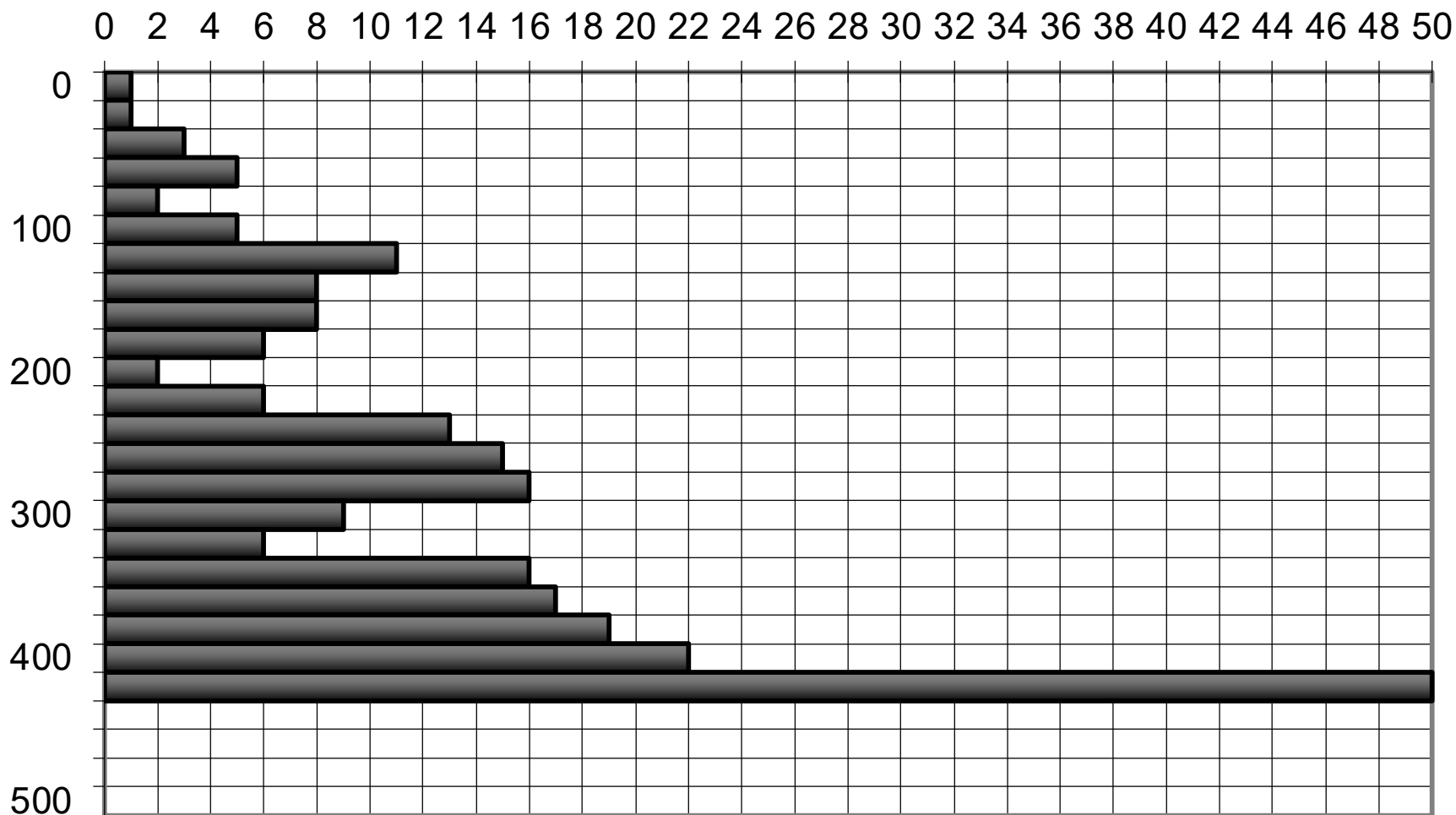
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 1 - DIAGRAMMA N° COLPI PUNTA

località: Scuola materna S. Pietro Berbenno (SO)

data: 06 marzo 2020

quota inizio: piano campagna

prof. falda: non rilevata



PENETROMETRO DINAMICO tipo: TG 63 - 100 - PAGANI

M (massa battente) = 63,50 kg

H caduta = 75 cm

Numero colpi punta N = N(20) d = 20 cm

ALLEGATO 3

CAPACITA' PORTANTE

Valutazione della capacità portante di una fondazione superficiale.

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$		
1	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50		
Caso	γ_r	γ_p	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R_{cv}}$	$\gamma_{R_{ch}}$	$\gamma_{R_{ce}}$	$\gamma_{R_{equ}}$	$\gamma_{R_{upl}}$
1	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di **capacità portante**, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

	Cond. drenate				Cond. non drenate		
Caso	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica		E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica
1-1	120587.5	171407.5	SI (171407.5/120587.5 = 1.42 >= 1.0)		Verifica non richiesta.		

Descrizione del metodo di calcolo.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante N_q (Prandtl, 1921), N_c (Terzaghi, 1943), N_γ (Brinch Hansen, 1970), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s , Terzaghi, 1943), all'approfondimento (d , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i , , all'inclinazione del piano di posa (b , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del piano campagna (g , Brinch Hansen, 1970).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

Descrizione della fondazione.

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 100 [cm], lato Y di 910 [cm], e centro alla quota $z = -80$ [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 4 strati								
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c' [daN/cm ²]	ϕ' [°]	G' [daN/cm ²]
1	terreno	0	-80	0.0018	0.0019	0	29	30
2	Ghiaia e sabbia	-80	-200	0.0019	0.002	0	29	40
3	Ghiaia e sabbia	-200	-300	0.002	0.0021	0	34	280
4	Ghiaia e sabbia	-300	-900	0.0021	0.0022	0	36	320
La stratigrafia contiene una falda								
n.		z_i [cm]	z_f [cm]	γ_w [daN/cm ³]				
1		-1500	-20000	0.00098				

Verifiche in condizioni drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-120587.5	0	0	0	0	50
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-120587.5	0	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate non provocano eccentricità, perciò la fondazione non viene ridotta per le verifiche, ma si adotta un'impronta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

Sono stati valutati l'indice di rigidezza critico ed effettivo, secondo la teoria di Vesic (1973).

Caso	I _r	I _{r,crit}	tipo rottura
1-1	301.9	124.6	generale

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_ϕ	γ_γ	ϕ [°]	γ' [daN/cm ³]	N_γ	s_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{i\gamma}$	b_γ	g_γ	ψ_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	29	0.0019	12.84	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.22
Caso	γ_c	c' [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{ic}	b_c	g_c	ψ_c	$q'_{lim,c}$ [daN/cm ²]		
1-1	1.00	0	34.24	1.00	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	q' [daN/cm ²]	N_q	s_q	d_q	i_{bq}	i_{iq}	b_q	g_q	ψ_q	$q'_{lim,q}$ [daN/cm ²]			
1-1	0.14	16.44	1.00	1.24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.93			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q'_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	2.30	1.88	91000	171407.5	120587.5	SI (171407.5/120587.5 = 1.42 >= 1.0)