



GEMEINDE ST. CHRISTINA IN GRÖDEN
COMUNE DI SANTA CRISTINA VALGARDENA

AUTONOME PROVINZ BOZEN SÜDTIROL
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO ALTO ADIGE



COMMITTENTE:

ALPENPANA SRL

Cisles Str. nr. 7- 39047 St. Christina (BZ)

PROGETTAZIONE:

B.C.G. INGENIEURE - STUDIO ASSOCIATO / BÜROGEMEINSCHAFT

via Pillhof -Str., 17 - 39057 Appiano sSdV / Eppan adW (BZ)

SPOSTAMENTO DELL'IMPIANTO DI RISALITA S. CRISTINA - MONTE PANA

Particelle 36/3 – 37/2 in C.C. Selva
e Particelle 1432/1 – 1406/1 – 1407 – 2515/1 – 1389 – 1381/3 – 1382/3 in C.C. Santa Cristina

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
PROGETTO DEFINITIVO RELATIVAMENTE ALL'UBICAZIONE STAZIONI,
ALLA TRACCIA DELLA LINEA ED ALLE UBICAZIONI DEI SOSTEGNI

RELAZIONE GEOLOGICA – TECNICA



Dr. Geol. Vittorio ZAMAI

**STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA
BÜRO FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE**

39100 BOLZANO/BOZEN viale Duca d'Aosta Allee 70
☎+ Fax 0471 283 777 e-mail: geologie@geotec.bz

21_1385_Rev06
21.12.2021

SOMMARIO

1. PREMESSA	1
2. UBICAZIONE DEL SITO E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	1
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	2
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
4.1. SONDAGGI GEOGNOSTICI	4
4.2. PROVE S.P.T.	5
4.3. SONDAGGI ESISTENTI	6
5. INDAGINI GEOFISICHE	7
5.1. TOMOGRAFIA SISMICA.....	8
5.2. MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e ACQUISIZIONE HVSR (Test di Nakamura) 8	
5.3. PROSPEZIONI ELETTRICHE	8
6. SCHEMATIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	9
6.1. STAZIONE DI VALLE E SOSTEGNI W1 – R2	9
6.2. STAZIONE DI MONTE	9
6.3. SOSTEGNI S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – R9	10
6.4. SOSTEGNO S3.....	11
7. PIANO DELLE ZONE DI PERICOLO	13
7.1. PZP – COMUNE S. CRISTINA VALGARDENA	13
7.2. PZP – COMUNE SELVA VALGARDENA	14
7.2.1. Valutazione delle Zone di Pericolo.....	15
8. MODELLAZIONE SISMICA DI BASE.....	17
8.1. STAZIONE DI VALLE E SOSTEGNO W1	17
8.2. STAZIONE DI MONTE E SOSTEGNI R2 – S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – R9	18
8.3. SOSTEGNO S3.....	19
9. CARATTERIZZAZIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO	20
10. CONCLUSIONI.....	21

ALLEGATI

1. COROGRAFIA
2. CARTA GEOLOGICA
3. SONDAGGI GEOGNOSTIC ESEGUITI
4. SONDAGGI GEOGNOSTIC ESISTENTI
5. INDAGINE GEOFISICA
6. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

*Lo studio è stato elaborato dallo Studio di Geologia Applicata GEOTEC - Dott. Geol. Vittorio Zamai
con la collaborazione del Dott. Geol. Gianluca Abram e della dott.ssa Anna Rita Armentano.*

1. PREMESSA

Il presente studio è stato elaborato su incarico della ALPENPANA SRL, a supporto del progetto di spostamento dell'impianto di risalita "S. Cristina - Monte Pana". L'impianto avrà uno sviluppo lineare di circa 1200 m e insisterà sulle particelle 36/3 – 37/2 in C.C. Selva e sulle particelle 1432/1 – 1406/1 – 1407 – 2515/1 – 1389 – 1381/3 – 1382/3 in C.C. Santa Cristina.

Lo studio è finalizzato alla valutazione geologica dell'intervento a progetto, alla verifica della sua compatibilità con le Norme Vigenti ed alla individuazione delle problematiche e criticità di carattere geologico, ponendo particolare attenzione alla interazione del progetto con l'assetto geomorfologico ed idrogeologico dell'intero settore e alle eventuali interferenze con le preesistenze poste al contorno dell'area di intervento.

Per acquisire i dati necessari per la conoscenza dei terreni presenti nel sottosuolo necessari alla progettazione geologica e geotecnica definitiva, è stato condotto:

- Un sopralluogo per accertare le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito di interesse e del suo intorno;
- Una ricerca storica e bibliografica dei differenti processi e fenomeni che sono allo stato potenziale o che si sono manifestati in zona, attraverso l'esame di documentazione esistente;
- Un'indagine geofisica per ciascuno dei sostegni in progetto e nell'area delle stazioni di monte e di valle;
- Un'indagine geognostica diretta (sondaggio) nell'area delle stazioni di monte e di valle.

2. UBICAZIONE DEL SITO E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

L'impianto di risalita in progetto è ubicato a sud del centro abitato di Santa Cristina in Val Gardena e si sviluppa a partire dal fondovalle nel territorio comunale di Selva di Val Gardena, per raggiungere la cima Monte Pana ad una quota di circa 1630 m slm. La stazione di valle sarà ubicata in destra idrografica del Rio Gardena, approssimativamente una decina di metri a monte di quest'ultimo e in adiacenza alla strada comunale "Ruacia". La stazione di monte sarà realizzata nei pressi dell'Hotel Cendevaves, un centinaio di metri a sud di quella attuale, mentre il tracciato si svilupperà lungo il versante nord - nordest del Monte Pana, circa parallelamente a quello esistente.

Le aree interessate dal progetto sono di circa 1.300 mq per la stazione di valle e 400 mq per quella di monte, mentre la linea sarà sostenuta da un totale di 9 piloni; per la loro ubicazione si veda l'Allegato 2.

Per maggiori informazioni si rimanda alla Relazione Tecnico Illustrativa ed agli elaborati grafici di progetto, redatti dallo Studio Associato / Bürogemeinschaft "B.C.G. INGENIEURE" di Appiano sSdV.

Come riferimento cartografico l'area è compresa nel Foglio 11 dell'I.G.M. (1:25.000), tavoletta I SO "S. Cristina V.G." e nei Fogli 8173 e 7174 della nuova Carta Tecnica Provinciale della Provincia Autonoma di Bolzano, di scala 1:5.000.

Le coordinate del sito, utilizzate per la carta di pericolosità sismica dell'INGV, sono le seguenti:

Coordinate geografiche ED50	
Stazione di Valle e sostegni: W1 – R2 Lat. 46.557802; Long. 11.729670	Stazione di Monte e sostegni lungo il versante: S3 – S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – R9 Lat. 46.554572; Long. 11.722288

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'area in esame, ad eccezione della stazione di valle e dei sostegni ubicati sul fondovalle, interessa una fascia di versante esposta a Nord Est con pendenza mediamente moderata (intorno ai 20÷30°), situata ad una quota variabile dai 1501 m slm (sostegno S3) ai 1630 m slm della stazione di monte. Il Monte Pana rappresenta un modesto rilievo isolato a NW e a SE rispettivamente dal Rio Culac (cod. Acque pubbliche I.180) e dal Rio Ciandevaves (cod. Acque pubbliche I.185.5) entrambi affluenti di sinistra del Rio Gardena che scorre nel fondovalle da Est verso Ovest.

Dal punto di vista geologico il settore di Val Gardena compreso tra Ortisei e Selva di Val Gardena si trova nel dominio strutturale del Complesso Sudalpino, nella serie stratigrafica delle Dolomiti, costituita da formazioni sedimentarie di bacino -comprensive anche prodotti vulcanici e vulcanoclastici basici- di età triassica, sottoposte a depositi quaternari.

Nel dettaglio, l'area di interesse è impostata, procedendo da valle verso monte, sui depositi della conoide di deiezione formata dal Rio Cisles, sul substrato roccioso vulcanico/vulcanoclastico e sui depositi di Till indifferenziato (costituiti principalmente da morena di fondo e superficiale) relativi all'ultimo massimo glaciale würmiano (LGM) dei ghiacciai delle valli dolomitiche.

Il substrato roccioso, rilevabile nei dintorni dell'area di progetto, risulta costituito da accumuli di lave a *pillows* con qualche intercalazione di lava semi-globulare e di ialoclastite in lenti o sacche. Le colate a *pillows* rappresentano la parte prevalente della serie vulcanica nelle Dolomiti occidentali (Val Gardena, Val Duron). Significativa anche la presenza di filoni e dicchi, in genere compatti e omogenei, appartenenti al Distretto vulcanico medio-triassico della Regione Dolomitica. Sono generalmente filoni molto estesi e talvolta piuttosto potenti (spessori fino a una decina di metri). Corrispondono molto probabilmente a condotti lavici fissurati e rappresentano le principali vie d'uscita delle lave.

Dal punto di vista idrologico l'ampia area presenta un deflusso con un collettore principale che

scorre lungo il fondovalle al piede della collina morenica dove sorge l'abitato di Santa Cristina: il Rio Gardena; in questo confluiscano, nel tratto in esame, il Rio Cisles, il quale scorre in direzione NE-SW e, da sinistra, il Rio Ciandevaves (poi Rio Ampezzan) e il Rio Culac. Questi ultimi due torrenti scorrono da nord verso sud e attraversano la linea dell'impianto in progetto in prossimità del sostegno R9 (Rio Culac) e del sostegno R2 (Rio Ampezzan).

Dal punto di vista idrogeologico i depositi di conoide che interessano il fondovalle sono definiti generalmente da una permeabilità di tipo primario da mediocre a buona a seconda della quantità di materiale fine (limo); relativamente ai depositi di origine glaciale che dominano il Mt. Pana essi presentano una permeabilità variabile da mediocre a scarsa, in funzione della composizione granulometrica. Il substrato roccioso può essere classificato come impermeabile o scarsamente permeabile. La circolazione idrica sotterranea nel versante è, quindi, piuttosto superficiale e limitata alla coltre epidermica di alterazione del substrato e ai depositi di copertura, complessivamente più permeabili della sottostante zona fratturata. Lo schema generale è rappresentato da infiltrazione dell'acqua che va ad alimentare l'acquifero monofalda dei depositi di copertura e nella coltre superficiale alterata del substrato roccioso.

A conferma di quanto sopra, nel tratto medio del versante in esame, intorno a quota 1550-1600 m slm, sono presenti 3 sorgenti idriche che emergono circa in corrispondenza del contatto stratigrafico tra il substrato roccioso vulcanico e i depositi glaciali per intersezione della piezometrica con la superficie topografica; queste risultano non utilizzate con eccezione della sorgente Q19167 (utilizzo vario) e in ogni caso sono distanti dall'opera in progetto pertanto non subiranno effetti negativi.

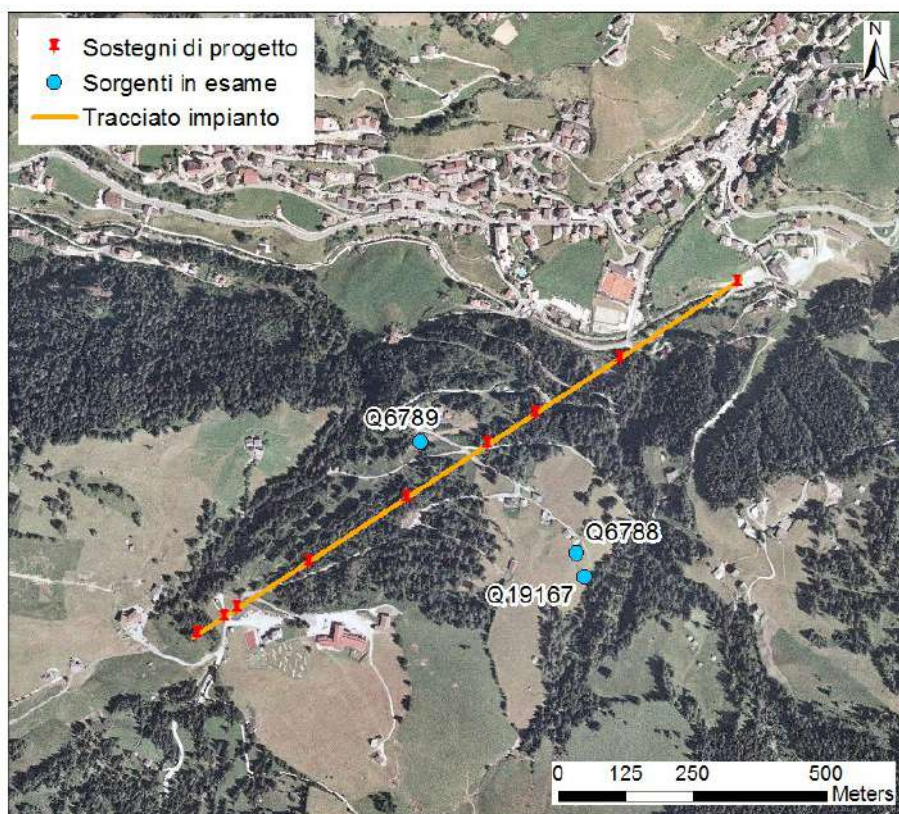


Fig. 1:

Ubicazione delle emergenze idriche prossime all'impianto di progetto.

Presso l'Ufficio Gestione sostenibile delle Risorse Idriche della Provincia Autonoma non risultano registrati dati di portata o altre informazioni (monitoraggi).

Tab. 1: Informazioni delle sorgenti idriche in esame reperite da Geobrowser Maps della PAB.

ID SORGENTE	USO	QUOTA (m.s.l.m.)
Q6789	Nessun utilizzo	1540
Q6788	Nessun utilizzo	1610
Q19167	Vario	1580

Nell'area di fondovalle la circolazione idrica sotterranea interessa i depositi alluvionali che ospitano una o più falde freatiche alimentate dal deflusso idrico proveniente dai versanti e verosimilmente connesse con il rio Gardena; la superficie piezometrica rilevata nel sondaggio S2/21 ubicato nei pressi della stazione di valle Saslong è posta ad una profondità di circa 5.0 m dal p.c.

Nel corso del rilevamento sono state individuate due zone umide: la prima è situata nel medio versante intorno a quota di 1550 m slm, nei pressi del sostegno in progetto S4, e si tratta probabilmente di percorsi idrici/falde superficiali che si instaurano nei depositi di copertura e vengono a giorno al limite con il substrato a permeabilità più bassa o impermeabile. La seconda, indicata anche nel PUC come "sito paesaggistico protetto", interessa l'area adiacente al parcheggio antistante l'Hotel Cendevaves. Si tratta di un ambiente umido caratterizzato dalla presenza di torba nel primo metro come individuato nel sondaggio geognostico S1/21.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la definizione delle caratteristiche stratigrafiche, geomeccaniche, geotecniche e sismiche dell'area in esame, e per una corretta progettazione definitiva-esecutiva come richiesto dalle norme di settore (NTC 2018), oltre alla consultazione di indagini esistenti nei dintorni dell'area di progetto è stata eseguita una campagna di indagini dirette (sondaggi geognostici) e indirette (prospezioni sismiche ed elettriche). I risultati sono riportati nei paragrafi che seguono.

4.1. SONDAGGI GEOGNOSTICI

Nell'area di progetto sono stati eseguiti n. 2 sondaggi geognostici che hanno raggiunto entrambi una profondità massima di 10 metri da p.c. Il primo - S1/21 - è stato realizzato in corrispondenza della prevista stazione di monte nell'area adiacente il parcheggio dell'Hotel Cendevaves. Il secondo - S2/21- nel parcheggio della stazione di valle della funivia Saslong. In Figura 2 si riportano le loro ubicazioni.

L'esecuzione dei sondaggi è avvenuta usando attrezzature idrauliche a rotazione, con carotaggio continuo e recupero di carota. Le descrizioni stratigrafiche, e la documentazione fotografica sono riportate in Allegato 3.

4.2. PROVE S.P.T.

Le prove S.P.T. permettono di ottenere una valutazione di massima dei parametri geotecnici del sottosuolo attraverso correlazioni empiriche, proposte da vari Autori e elencate di seguito, con il NSPT.

a) Addensamento dei terreni (D_r %)

La densità relativa dei terreni è valutata sulla base delle correlazioni proposte da Gibbs - Holz e da Bazaraa & Peck.

b) Resistenza al taglio (ϕ')

Per i terreni non coesivi l'angolo di attrito interno è calcolato come il valore più significativo tra quelli ottenibili con i seguenti metodi:

- $\phi = \sqrt{15 \times N_{SPT}} + 15$ (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)
- $\phi = 28 + 0.28N_{SPT}$ SOWERS (1961)
- $\phi = 29.47 + 0.46N_{spt} - 0.004N_{spt}^2$ (< 5% di limo) MEYERHOF (1965)
- $\phi = 23.7 + 0.57N_{spt} - 0.006N_{spt}^2$ (> 5% di limo) MEYERHOF (1965)
- $\phi = 38 + 0.08 D_r$ SCHMERTMANN (1978)
- $\phi = 19 - 0.38\sigma + 8.73\text{Log}(N_{spt})$ DE MELLO (1971)
- $\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15$ OWASAKI & IWASAKI
- $\phi = 27.2 + 0.28N_{SPT}$ PECK-HANSON & THORNBURN

c) Modulo di Elasticità (E)

Il modulo elastico dei terreni in esame è stato valutato utilizzando le correlazioni valide per terreni sabbioso e/o limosi, sopra falda, proposte da J.E. Bowles (Foundation Analysis and Design; 1988 - 1991; Mc Grow - Hill Ed.), D'Appolonia et al., Tornaghi et al, Jambu, Schmertmann, ed infine Jamiolkowski.

Nella Tabella a seguire sono indicati i valori di N_{SPT} ottenuti in sito, i valori di N_{SPT} corretti $N1(60)$ con i fattori di correzione (litostatica, rendimento del sistema d'infissione, diametro di perforazione, lunghezza aste) ed i parametri geotecnici da essi ricavabili.

Sondaggio	Profondità	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	N1(60)	D _R	φ	E
(Sigla)	(m da p.c.)						(%)	(°)	(MPa)
S1/21	3,00 – 3,45	Rif	-	-	-	-	-	-	-
	6,00 – 6,45	Rif	-	-	-	-	-	-	-
	9,00 – 9,45	38	Rif	-	-	-	-	-	-
S2/21	3,00 – 3,45	19	23	29	52	49	95	40	56
	6,00 – 6,45	7	14	18	32	23	60	37	36
	9,00 – 9,45	9	8	4	12	12	40	33	27

I valori delle prove SPT a rifiuto nel sondaggio S1/21 mostrano che si tratta di terreni molto addensati (molto probabilmente sovraconsolidati).

4.3. SONDAGGI ESISTENTI

Ulteriori informazioni circa le caratteristiche del sottosuolo del sito in esame, sono state ricavate da 4 sondaggi geognostici con relative prove penetrometriche (Standard Penetration Test), eseguiti in prossimità del sito in oggetto e messi a disposizione dall'Ufficio Geologia della Provincia di Bolzano.

Nella tabella e figura di seguito sono indicati i sondaggi e la loro ubicazione.

N. pratica (Banca Dati Uff.11.6)	Codice Sond. (Uff.11.6)	Sigla sondaggio	Data	Prof. max (m da p.c.)	Falda (m da p.c.)	Quota sondaggio (m. s.l.m.)	Prove SPT
43657	66760	B04/05	14.05.2004	20	7,30	1394	(N ₁) ₆₀ (58 < N < Rif)
43657	66756	B04/04	18.05.2004	15	4,30?	1391	(N ₁) ₆₀ (12 < N < Rif)
43657	7955	B03/4	10.12.2003	36,4	-	1403	-
43657	58593	S/B4	24.08.2001	65,8	-	1460	-

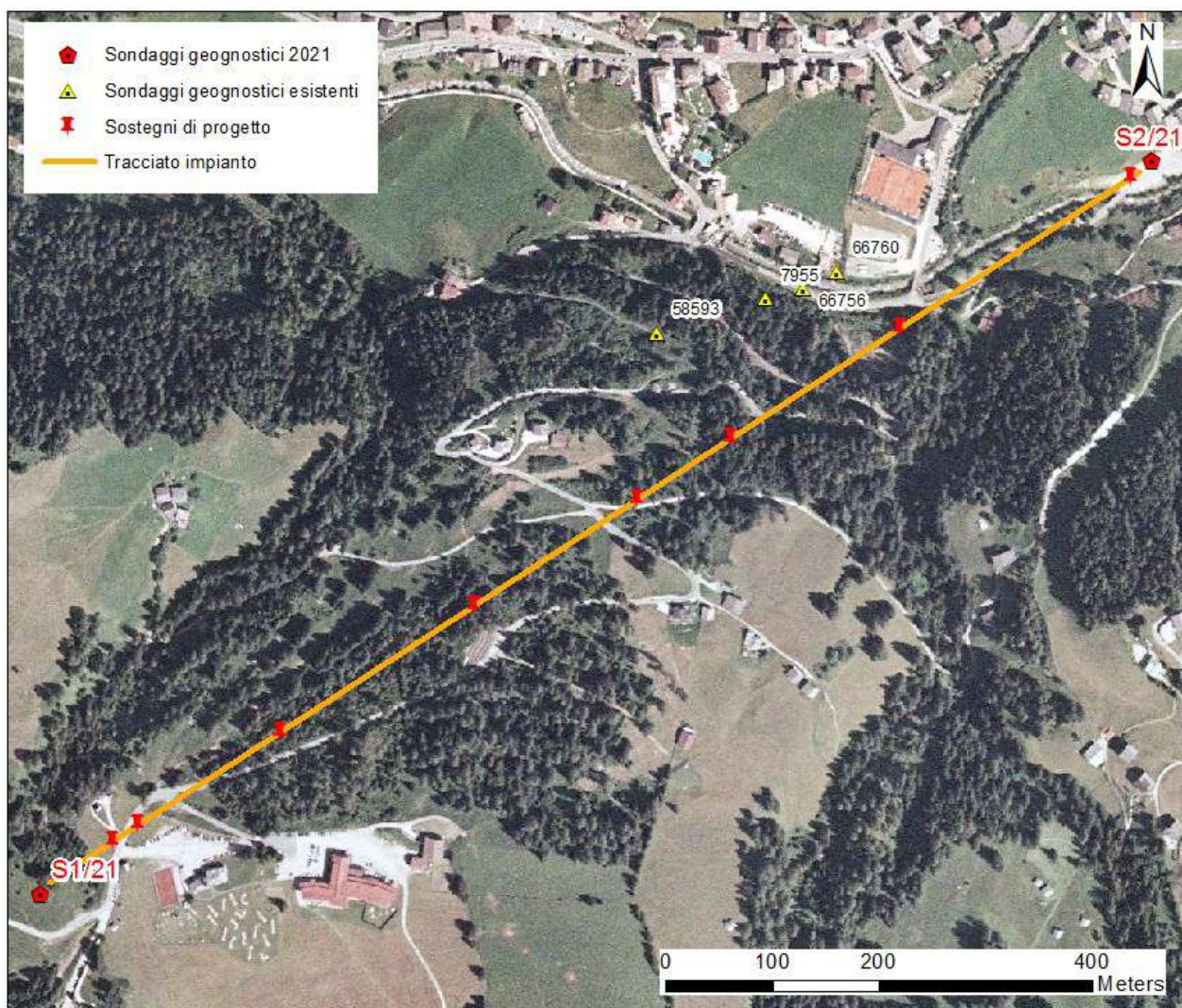


Fig. 2: Ubicazione delle indagini dirette eseguite ed esistenti su Ortofoto.

5. INDAGINI GEOFISICHE

Al fine di individuare la profondità del substrato roccioso e il suo stato di detensionamento, nonché la presenza di circolazione idrica poco profonda, la Società “Seismik – Indagini Geofisiche” di Trento ha eseguito le seguenti indagini:

- N. 3 profili sismici a rifrazione secondo metodo tomografico - R1, R2 e R3 - in corrispondenza dei sostegni S3, S4 e S5;
- N. 1 profili di resistività secondo la tecnica multielettrodo (E1) nell'area prossima al sostegno R2;
- N. 2 profili sismici di tipo attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in corrispondenza della stazione di valle (M1) e di monte (M2);
- N. 2 indagini sismiche HVSR eseguite utilizzando lo stesso sismografo delle indagini MASW in corrispondenza della stazione di valle (M1) e di monte (M2);

Nei paragrafi che seguono si riporta una sintesi dei risultati esposti dettagliatamente nella relazione tecnica redatta dalla Società e riportata in Allegato 5.

5.1. TOMOGRAFIA SISMICA

Il **profilo R1** (S3) ha evidenziato due sismostrati: il primo dal p.c. fino a profondità di circa 2,0-3,0 m con velocità V_p compatibili con materiale sciolto mediamente addensato e/o grossolano. Segue materiale litoide alterato (cappellaccio di alterazione del substrato roccioso) e oltre i 5,0 m dal p.c., indicato da un rapido incremento nei valori di V_p , materiale litoide compatto.

Situazione grossomodo analoga per il **profilo R2** (S4) ad eccezione del sismostrato superficiale (materiale sciolto mediamente addensato e/o grossolano) che si approfondisce fino a 3,0-4,0 m dal p.c.

Il **profilo R3** (S5) ha evidenziato la presenza di materiale sciolto scarsamente addensato fino alla profondità di circa 4 m. Il materiale litoide alterato (cappellaccio di alterazione) si approfondisce fino a 9 m dal p.c. dove passa a materiale litoide compatto.

5.2. MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e ACQUISIZIONE HVSR (Test di Nakamura)

Le indagini di tipo MASW hanno permesso di ricostruire il profilo delle onde di taglio V_s e quindi la categoria di sottosuolo attraverso il parametro V_{s30} e/o $V_{s,eq}$ come da D.M. 17/01/2018. Le indagini di tipo HVSR hanno permesso di determinare la risposta elastica del sito e quindi la frequenza di risonanza f_0 delle onde di taglio nel sottosuolo.

Per il sito **M1** (stazione di valle) è stata ottenuta una $V_{s,eq}$ (con riferimento alle NTC 2018) calcolata fino alla profondità di 30.0 m, di **430 m/s**, a partire da piano campagna.

Per il sito **M2** (stazione di monte) è stata ottenuta una $V_{s,eq}$ (con riferimento alle NTC 2018) calcolata fino alla profondità di 12.0 m, di **460 m/s**, a partire da piano campagna.

5.3. PROSPEZIONI ELETTRICHE

La sezione di tomografia elettrica 1, eseguita nei pressi del sostegno R2, ha restituito valori di resistività prevalentemente compresi tra 300 e 100 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$. Fino alla profondità massima d'indagine (circa 10 metri) non sono stati rilevati contrasti di resistività associabili a contatti stratigrafici. Si segnalano zone localizzate con valori stabilmente intorno a 90 - 100 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$, valori che a parità di litologia potrebbe suggerire maggiore circolazione idrica.

6. SCHEMATIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Di seguito si propongono i modelli geologico-geotecnici per le diverse aree interessate dal progetto; questi sono stati definiti sulla base dei rilievi geologici di superficie e delle indagini esistenti descritte nei paragrafi precedenti.

6.1. STAZIONE DI VALLE E SOSTEGNI W1 – R2

I terreni naturali che interessano l'area della stazione di valle e dei sostegni W1 e R2 sono costituiti da depositi detritico – alluvionali attribuibili ai fenomeni alluvionali/torrentizi quaternari del Rio Cisles e del Rio Gardena; si tratta di ghiaie con ciottoli di natura prevalentemente carbonatico-terrigena e subordinati elementi vulcanici e sabbie da fini a medie debolmente limose. Possibili locali orizzonti limoso-sabbiosi in genere di ridotto spessore (cfr. sondaggio B04/05 e B04/04 i Allegato 3).

È possibile indicare il seguente modello geologico:

Sigla	Profondità (m da pc)	Litologia
Al	0,0 m → > 15,0 m	Ghiaia con sabbia e ciottoli in percentuale variabile; probabili intercalazioni limo sabbiose mediamente consistente con inclusi ghiaiosi.

A tali terreni è possibile assegnare i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume naturale del terreno (γ_n)	19,00 kN/m ³	
Angolo di attrito (ϕ')	33° ÷ 40°	
Coesione (c')	0 ÷ 0,02 kg/cm ²	0 ÷ 2 MPa
Coesione apparente (Ca)	0 ÷ 0,04 kg/cm ²	0 ÷ 4 MPa
Modulo di deformazione (Ed)	250 ÷ 600 kg/cm ²	25 ÷ 60 MPa
Densità relativa (%)	40 ÷ 90	

6.2. STAZIONE DI MONTE

L'area della stazione di monte è impostata su terreni naturali eterometrici di origine glaciale costituiti da depositi fini molto addensati.

È possibile indicare il seguente modello geologico:

Sigla	Profondità (m da pc)	Litologia
Gl1	0,0 m → ≥ 15÷20,0 m	Limo, argilla debolmente ghiaioso con singoli ciottoli, ben addensato. Nel primo metro è presente uno strato di terreno vegetale torboso.

Ai terreni naturali del livello GI1 è possibile assegnare i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume naturale del terreno (γ_n)	17 kN/m ³	
Angolo di attrito (ϕ')	24° ÷ 26°	
Coesione (c')	0,15 ÷ 0,3 kg/cm ²	15 ÷ 30 kPa
Coesione non drenata (C_u)	0,2 ÷ 0,4 kg/cm ²	20 ÷ 40 kPa
Modulo di deformazione (E_d)	100 ÷ 300 kg/cm ²	10 ÷ 30 MPa
Densità relativa (%)	75 ÷ 95	

6.3. SOSTEGNI S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – R9

L'area dei sostegni disposti lungo il versante, con eccezione del sostegno S3, è impostata su terreni naturali eterometrici di origine glaciale costituiti da uno scheletro solido ghiaioso immerso in una matrice limo-sabbiosa generalmente ben addensata e priva di strutture sedimentarie.

È possibile indicare il seguente modello geologico:

Sigla	Profondità (m da pc)	Litologia
GI	0,0 m → 2,0 ÷ 5,0 m	Ghiaia e ciottoli in quantità variabile immersa in una matrice sabbioso-limosa ben addensata. Possibili locali orizzonti sabbioso-siltosi.
Sb-a	2,0 ÷ 5,0 m → 5,0 ÷ 9,0 m	Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso
Sb	3,0 ÷ 5,0 m ≥ 15 ÷ 20,0 m	Substrato roccioso di origine vulcanica

Ai terreni naturali del livello GI è possibile assegnare i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume naturale del terreno (γ_n)	17 kN/m ³	
Angolo di attrito (ϕ')	24° ÷ 26°	
Coesione (c')	0,15 ÷ 0,3 kg/cm ²	15 ÷ 30 kPa
Coesione non drenata (C_u)	0,2 ÷ 0,4 kg/cm ²	20 ÷ 40 kPa
Modulo di deformazione (E_d)	100 ÷ 300 kg/cm ²	10 ÷ 30 MPa
Densità relativa (%)	75 ÷ 95	

Per i valori dei parametri geomeccanici relativi al substrato roccioso (unità geotecnica Sb-a e Sb), si rimanda al successivo Paragrafo 6.4

6.4. SOSTEGNO S3

Il sottosuolo che interessa il sostegno in oggetto, è costituito prevalentemente da un substrato roccioso sub affiorante/affiorante di origine vulcanica, da mediamente a poco alterato in funzione della profondità (cfr. sondaggio SB/4 in Allegato 3). Il litoide risulta mascherato da un esiguo spessore di coltre eluvio-colluviale.

È possibile indicare il seguente modello geologico:

Sigla	Profondità (m da pc)	Litologia
Sb-a	~1,0 ÷ 5,0 m → 5,0 ÷ 9,0 m	Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso coperto da un esiguo spessore di coltre eluvio-colluviale.
Sb	3,0 ÷ 5,0 m ≥ 15 ÷ 20,0 m	Substrato roccioso di origine vulcanica

Per la determinazione dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso si è fatto ricorso alle formule di Hoek e Brown (2002) che esprimono, nel piano degli sforzi principali, il criterio di rottura dell'ammasso roccioso in funzione dei parametri di resistenza della roccia intatta e dell'indice di classificazione dell'ammasso roccioso GSI (Geological Strength Index).

Successivamente, i parametri di resistenza caratteristici dell'ammasso secondo il criterio di Mohr-Coulomb, sono stati ricavati operando una linearizzazione del criterio di Hoek e Brown tenendo conto dello stato di sforzo in sito.

I parametri ricavati sono riportati nei grafici e nella tabella che seguono:

CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE (Sb-a)

Peso di volume	γ	kN/m ³	27
Resistenza a compressione uniassiale (roccia intatta)	σ_{ci}	MPa	75
Geological Strength Index	GSI	-	40
Angolo di attrito (Secondo criterio di Mohr Coulomb)	ϕ	°	56
Coesione (Secondo criterio di Mohr Coulomb)	c	MPa	0,6
Modulo di deformazione (Secondo criterio di Hoek e Brown)	E_m	(GPa)	4,8

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 75 MPa
 GSI = 40 mi = 25 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

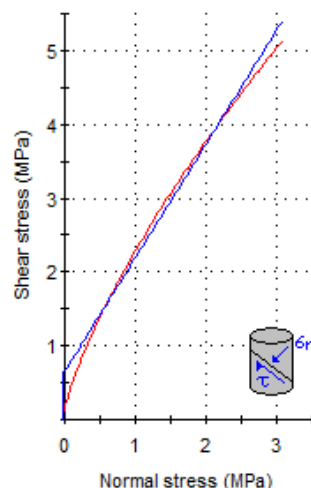
mb = 2.933 s = 0.0013 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.662 MPa friction angle = 56.95 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.033 MPa
 uniaxial compressive strength = 2.480 MPa
 global strength = 16.582 MPa
 modulus of deformation = 4870.02 MPa



SUBSTRATO ROCCIOSO "SANO" (Sb)

Peso di volume	γ	kN/m ³	27
Resistenza a compressione uniassiale (roccia intatta)	σ_{ci}	MPa	120
Geological Strength Index	GSI	-	65
Angolo di attrito (Secondo criterio di Mohr Coulomb)	ϕ	°	64
Coesione (Secondo criterio di Mohr Coulomb)	c	MPa	1,8
Modulo di deformazione (Secondo criterio di Hoek e Brown)	E_{rm}	(GPa)	23,7

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 120 MPa
 GSI = 65 mi = 25 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

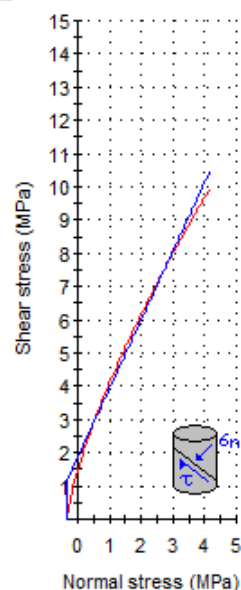
mb = 7.163 s = 0.0205 a = 0.502

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 1.855 MPa friction angle = 64.21 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.343 MPa
 uniaxial compressive strength = 17.037 MPa
 global strength = 44.319 MPa
 modulus of deformation = 23713.74 MPa



7. PIANO DELLE ZONE DI PERICOLO

7.1. PZP – COMUNE S. CRISTINA VALGARDENA

Il Piano delle Zone di Pericolo (PZP) sul territorio comunale di S. Cristina Valgardena è stato approvato con Delibera della Giunta Comunale e Provinciale e in figura 3 è riportato uno stralcio con sovrapposizione dell'impianto a progetto.

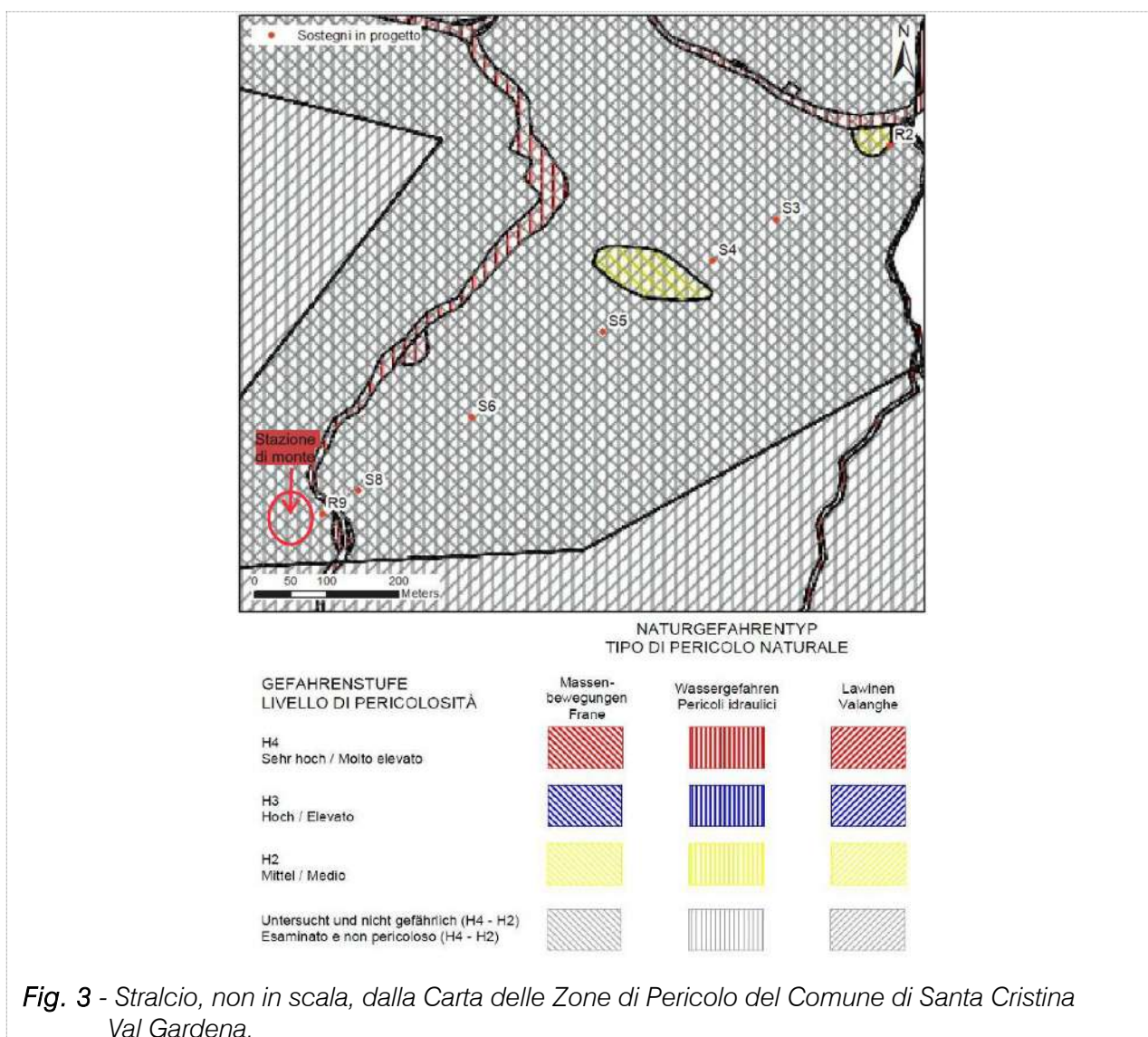


Fig. 3 - Stralcio, non in scala, dalla Carta delle Zone di Pericolo del Comune di Santa Cristina Val Gardena.

Dalla cartografia si evince che le aree in esame sono classificate, in relazione a pericoli franosi, idraulici e valanghivi come: "Area esaminata che al momento dello studio non mostra segnali di pericolo idrogeologico H4 - H2".

Dai rilievi sul terreno non sono emerse situazioni di pericolo; un'analisi più approfondita è stata eseguita nell'area a valle del 2 tornante della strada comunale che sale al Monte Pana prossima al

sostegno R2 e indicata come a pericolosità media per fenomeni franosi.

Si tratta di un vecchio movimento franoso con un'estensione totale di circa 3500 mq che copre un dislivello (tra coronamento e unghia) di circa 30 m. L'area in questione era stata oggetto di intervento e sistemazione da parte dell'Ufficio Sistemazione Bacini Montani con 3 palificate tipo Krainerwand, piantumazione di latifoglie a rapido accrescimento e raccolta e deviazione verso il Rio Ampezzan delle acque superficiali.

Attualmente la porzione sommitale si presenta denudata con alcuni blocchi detritici in equilibrio precario.

Al fine di migliorare la stabilità dell'intera area si propone un intervento consistente in:

- verifica del sistema di raccolta e smaltimento delle acque superficiali esistente per valutarne lo stato e una eventuale integrazione;
- rimodellamento del ciglio della frana con rimozione di massi instabili e piante;
- rivestimento dell'area sommitale della nicchia, attualmente denudata, con biostuoia in juta e rete metallica con funi incrociate e barre autopercoranti oltre a idrosemina.

Dalla consultazione dei dati resi disponibili dagli Uffici provinciali in rete attraverso il GIS Browser (Piattaforma IdroGEO, Catasto Frane IFFI, Catasto Pericoli Naturali e Carte di Suscettibilità ai Pericoli) sono emersi inoltre alcuni eventi di tipo crollo/ribaltamento sparsi lungo il versante d'interesse sebbene non in prossimità delle opere in progetto; questi interessano gli affioramenti di vulcaniti a monte della strada a quote comprese tra 1400 e 1500 m slm. Si tratta di crolli di modesti volumi rocciosi o scivolamento superficiale del detrito colluviale soprastante.

In conclusione, in base a quanto sopra riportato, per le aree ricadenti nel territorio comunale di Santa Cristina Valgardena, non è necessaria la verifica di compatibilità idrogeologica ai sensi dell'art. 11 del D.P.P. n. 23 del 2019 in quanto ricadono tutte in "Area esaminata che al momento dello studio non mostra segnali di pericolo idrogeologico H4 - H2".

7.2. PZP – COMUNE SELVA VALGARDENA

Il Piano delle Zone di Pericolo (PZP) sul territorio comunale di Selva di Val Gardena è in corso di realizzazione e pertanto, fino alla sua entrata in vigore valgono le prescrizioni dell'art. 10 del D.P.P. del 10 ottobre 2019, n. 23:

(1) Nei casi previsti dal presente regolamento, i progetti possono essere approvati dalla competente autorità esclusivamente previa verifica del pericolo idrogeologico, di seguito denominata verifica di pericolo... *omissis*

(2) La verifica di pericolo è da effettuare, ai sensi delle direttive per la redazione dei piani di pericolo approvate dalla Giunta provinciale, nei seguenti casi:

- per interventi in aree non indagate;

- per interventi per cui è richiesta un'indagine approfondita per passare dal grado di studio per la categoria b delle direttive per la redazione dei piani di pericolo approvate dalla Giunta provinciale a quello per la categoria a delle stesse direttive.

Risulta quindi necessario procedere preliminarmente alla classificazione del pericolo e considerare in seguito la necessità di una eventuale verifica di compatibilità idrogeologica (art. 11 del D.P.P. 23 del 2019).

7.2.1. Valutazione delle Zone di Pericolo

Nel corso del rilevamento di terreno non sono state evidenziate rilevanti situazioni di instabilità o processi di dissesto idrogeologico attuali o pregressi.

Anche la consultazione dei dati resi disponibili dagli Uffici provinciali in rete attraverso il GEO Browser (Zone a Rischio Idrogeologico, Catasto Frane IFFI, Catasto Pericoli Naturali e Carte di Suscettibilità ai Pericoli) ha sostanzialmente confermato questa situazione ed escluso la presenza di aree che potrebbero compromettere le opere in progetto.

Fanno eccezione i fenomeni di tipo idraulico innescati dal Rio Gardena che potenzialmente potrebbero interessare le opere poste sul fondovalle (stazione e sostegno W1), seppur marginalmente e probabilmente senza comprometterne la loro funzionalità.

In base alle considerazioni fin qui esposte, in accordo con le direttive per la redazione dei piani delle zone di pericolo (DGP n. 989 del 13.09.2016) l'area in esame può essere classificata come "Area esaminata che al momento dello studio non mostra segnali di pericolo idrogeologico H4 - H2" - colore grigio chiaro (cfr. Fig. 4) relativamente ai **fenomeni franosi e valanghivi** e pertanto non è necessaria la verifica di compatibilità idrogeologica ai sensi dell'art. 11 del D.P.P. n. 23 del 2019 per tali fenomeni.

Per quanto riguarda i **pericoli idraulici**, nel tratto interessato dalle opere in progetto prossime al torrente Gardena (stazione di valle e sostegno W1), non sono stati registrati nel tempo eventi di piena straordinaria e/o alluvioni; è evidente tuttavia che le opere ubicate nei pressi delle sponde del corso d'acqua dovranno essere compatibili con le portate idriche e solide che possono interessare il rio in questo tratto.

A tale scopo è stata effettuata la verifica di pericolosità idraulica, ai sensi del D.P.P. n. 23 del 10/10/2019 (cfr. Relazione Idraulica del 20/04/2021- B.C.G. INGENIEURE) che ritiene che il pericolo stimato sia compatibile con la realizzazione e la destinazione d'uso delle nuove strutture in progetto, inoltre la loro presenza non comporta nessun aggravio del livello di rischio per le aree e strutture circostanti.

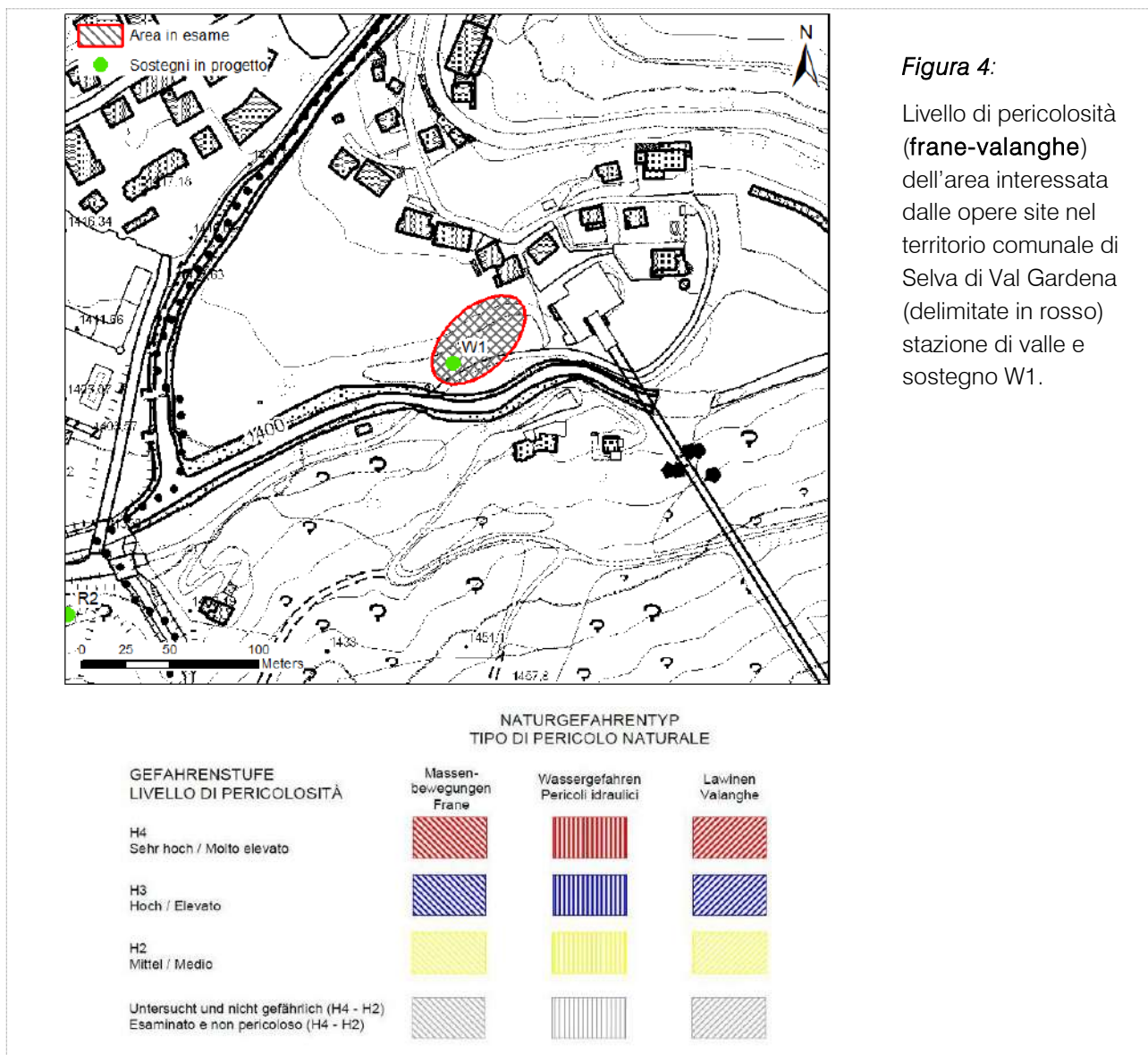


Figura 4:

Livello di pericolosità (frane-valanghe) dell'area interessata dalle opere site nel territorio comunale di Selva di Val Gardena (delimitate in rosso) stazione di valle e sostegno W1.

8. MODELLAZIONE SISMICA DI BASE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 (NTC 2018).

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2. Il riportata nel § 3.3.2 delle NTC 2018, 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).

Di seguito sono riportati i parametri di pericolosità sismica - calcolati con l'applicazione web GeoStru <http://www.geostru.com/geoapp/parametrisismici.aspx> - nelle differenti condizioni che caratterizzano le opere in progetto (stazione di valle, monte, sostegni lungo il versante).

Fermo restando che spetta al progettista strutturale definire i valori di vita (V_M) e la Classe d'uso (C_U), per tutte le aree in esame, è stata adottata una **Classe d'uso III** assumendo le opere in oggetto come "Opere infrastrutturali ed impianti rilevanti" come definite nell'elenco "B" della D.G.P. di Bolzano del 27.03.2018, n. 288, e come riscontrabile in molte direttive regionali italiane che includono le funivie in categoria: "Edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso" e una **Vita Nominale** pari a **50 anni**.

8.1. STAZIONE DI VALLE E SOSTEGNO W1

Dai risultati dell'indagine sismica i terreni naturali del sottosuolo dell'area di interesse rientrano, secondo una prima analisi, nella **categoria B**: "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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*".

L'opera in progetto è posta in area sub-pianeggiante (inclinazione media $i < 15^\circ$), di conseguenza la categoria topografica è la T1.

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	45	0.026	2.475	0.195
Danno (SLD)	75	0.032	2.491	0.221
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.058	2.600	0.398
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.093	2.675	0.426
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,53	1,49	1,33	1,30
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.006	0.008	0.016	0.020
kv	0.003	0.004	0.008	0.010
Am _{ax} [m/s ²]	0.308	0.376	0.796	0.974
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

8.2. STAZIONE DI MONTE E SOSTEGNI R2 – S4 – S5 – S6 – S7 – S8 – R9

Dai risultati dell'indagine sismica, i terreni naturali del sottosuolo dell'area di interesse rientrano, secondo una prima analisi, nella **categoria B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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".

Le opere in progetto sono poste su un pendio che presenta un'inclinazione media > 15°, di conseguenza la categoria topografica è la **T2**.

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	45	0.026	2.475	0.195
Danno (SLD)	75	0.032	2.490	0.222
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.068	2.601	0.388
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.083	2.676	0.426
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,53	1,49	1,33	1,30
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

WGS84: Lat 46.554011 - Long 11.721165 ED50: Lat 46.554894 - Long 11.722186

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.009	0.019	0.024
kv	0.004	0.005	0.010	0.012
Amax [m/s ²]	0.369	0.452	0.955	1.169
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

8.3. SOSTEGNO S3

Secondo quanto previsto nella Tabella 3.2.II, i terreni naturali del sottosuolo dell'area di interesse rientrano, secondo una prima analisi, nella **categoria A**: "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."

Le opere in progetto sono poste su un pendio che presenta un'inclinazione media $> 15^\circ$, di conseguenza la categoria topografica è la **T2**.

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.026	2.474	0.195
Danno (SLD)	75	0.032	2.490	0.222
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.068	2.601	0.388
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.083	2.677	0.426
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.006	0.008	0.016	0.020
kv	0.003	0.004	0.008	0.010
Amax [m/s ²]	0.308	0.376	0.796	0.974
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

9. CARATTERIZZAZIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO

Le terre e rocce derivanti dalle attività di scavo previste in progetto dovranno essere gestite secondo il D.lgs. 152/2006 e successive modifiche; in particolare il D.P.R. 13 giugno 2017 n. 120, in vigore dal 22 agosto 2017 che sostituisce e riunisce in un'unica normativa tutta la gestione delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti.

I lavori in progetto interesseranno presumibilmente solo il deposito sciolto e movimenteranno una quantità di materiale inferiore a 6000 mc pertanto, secondo la normativa vigente (D.P.R. 120/17), l'area di lavoro è classificabile come "Cantiere di piccole dimensioni".

Ai sensi delle citate norme è possibile trattare il materiale di scavo come:

- 1) Materiale da riutilizzare a fini di costruzione allo stato naturale e nello stesso sito in cui è stato escavato (art. 185, comma 1, lettera c del d.lgs. 152/2006) purché il materiale non sia contaminato;

2) Sottoprodotto purché le terre e rocce da scavo soddisfino i seguenti requisiti (art. 4, comma 2 del DPR. n. 120/17):

- a) sono generate durante la realizzazione di un'opera, di cui costituiscono parte integrante e il cui scopo primario non è la produzione di tale materiale;
- b) il loro utilizzo è conforme alle disposizioni del piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o della dichiarazione di utilizzo di cui all'articolo 21, e si realizza:
 - 1. nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa, per la realizzazione di reinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati, miglioramenti fondiari o viari, recuperi ambientali oppure altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali;
 - 2. in processi produttivi, in sostituzione di materiali di cava.
- c) sono idonee ad essere utilizzate direttamente, ossia senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;

3) Rifiuto: è sempre possibile conferire le terre come rifiuto in discarica o impianti di recupero con formulario (codice CER 17.05.04 – terre e rocce da scavo).

Per le terre e rocce provenienti da piccoli cantieri o da grandi cantieri non sottoposti a VIA/AIA, il produttore, qualora siano destinate a recuperi, ripristini, rimodellamenti, riempimenti ambientali o altri utilizzi sul suolo, deve dimostrare che non siano superati i valori delle Concentrazioni Soglia di Contaminazione (CSC), di cui alle colonne A e B, Tabella 1, Allegato 5, al Titolo V, della Parte IV, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, con riferimento alla specifica destinazione d'uso urbanistica o ai valori di fondo naturali e che non costituiscono fonte diretta o indiretta di contaminazione per le acque sotterranee.

La sussistenza di tali condizioni è attestata dal produttore tramite una dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà (art. 21 e Allegato 6 al DPR 120/17) che assolve la funzione del piano di utilizzo. La dichiarazione di utilizzo deve essere inviata, anche solo telematicamente, almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo al Comune del luogo di produzione e all'Agenzia per l'Ambiente competente. I tempi previsti per l'utilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti possono essere prorogati una sola volta e per la durata massima di sei mesi in presenza di circostanze sopravvenute, impreviste o imprevedibili.

10. CONCLUSIONI

Su incarico di ALPENPANA SRL è stata redatta la presente relazione geologica a supporto del progetto definitivo per il rinnovo della cabinovia "S. Cristina - Monte Pana".

Il rilevamento geologico di superficie e l'analisi dei dati cartografici e delle indagini eseguite ed esistenti, hanno consentito l'individuazione dell'assetto litostratigrafico dell'area interessata dal progetto.

Il tratto in fondovalle (Stazione di Valle e primi sostegni) interesserà i depositi alluvionali/torrentizi sedimentati dal Rio Cisles e dal Torrente Gardena.

Il tracciato, impostato lungo il versante nordorientale del Monte Pana e la stazione di monte, interesserà prevalentemente depositi glaciali (Till indifferenziato) che ricoprono il substrato roccioso di origine vulcanica appartenente al "Gruppo di Wengen - formazione del Fernazza".

Lo studio eseguito ha evidenziato che i terreni sui quali andranno a gravare le strutture in progetto presentano discrete/buone caratteristiche geotecniche; le aree in oggetto **non sono soggette a fenomeni di pericolo di tipo franoso o valanghivo**. Il sostegno "R2" è previsto in prossimità di un'area soggetta a franamenti superficiali; negli ultimi decenni il sito è stato oggetto di intervento e sistemazione da parte dell'Ufficio Sistemazione Bacini Montani tuttavia, nel corso dei sopralluoghi sono state ravvisate ancora alcune criticità che potranno essere risolte facilmente mediante l'esecuzione degli interventi indicati al Paragrafo 7.1. Per quanto riguarda i **pericoli idraulici**, la **verifica di pericolosità idraulica**, effettuata per le opere in progetto prossime al torrente Gardena, **attesta un pericolo compatibile con la realizzazione e la destinazione d'uso** delle nuove strutture in progetto.

In conclusione, si esprime parere positivo sulla linea e stazioni dell'impianto in esame e sulla fattibilità degli interventi, in ordine agli aspetti geologici e geotecnici di previsione.

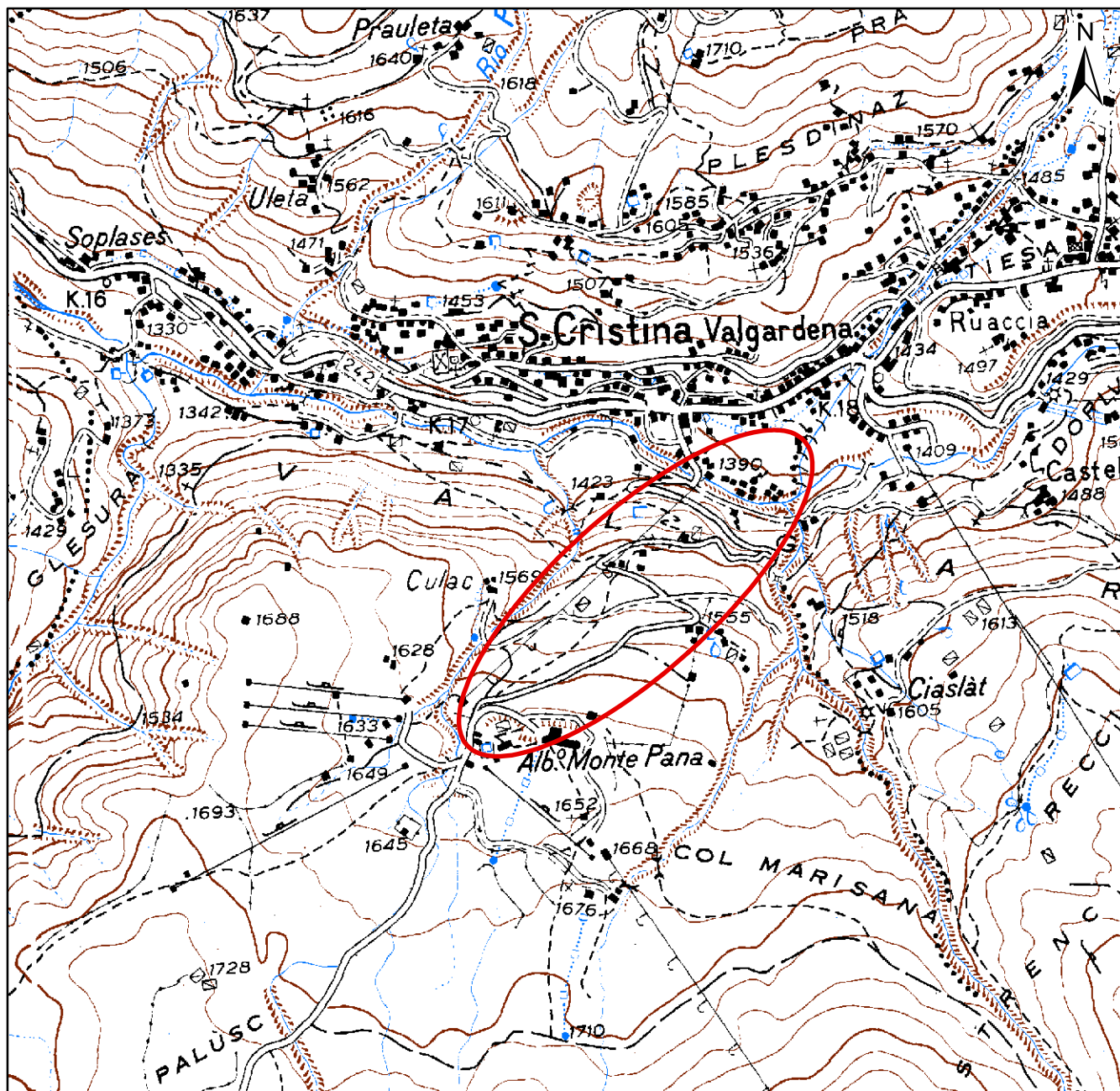
La relazione geotecnica dovrà essere integrata in fase definitiva-esecutiva con tutte le previste verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al capitolo 6.2.3. delle NTC.



Bolzano, 21.12.2021

COROGRAFIA
CHOROGRAPHIE

Scala / Maßstab 1:15000



0 250 500 1,000 Meters

Stralcio da Carta IGM in scala 1:25000
Auszug aus der IGM-Karte im Maßstab 1:25000
11 I SO "S. Cristina V.G."

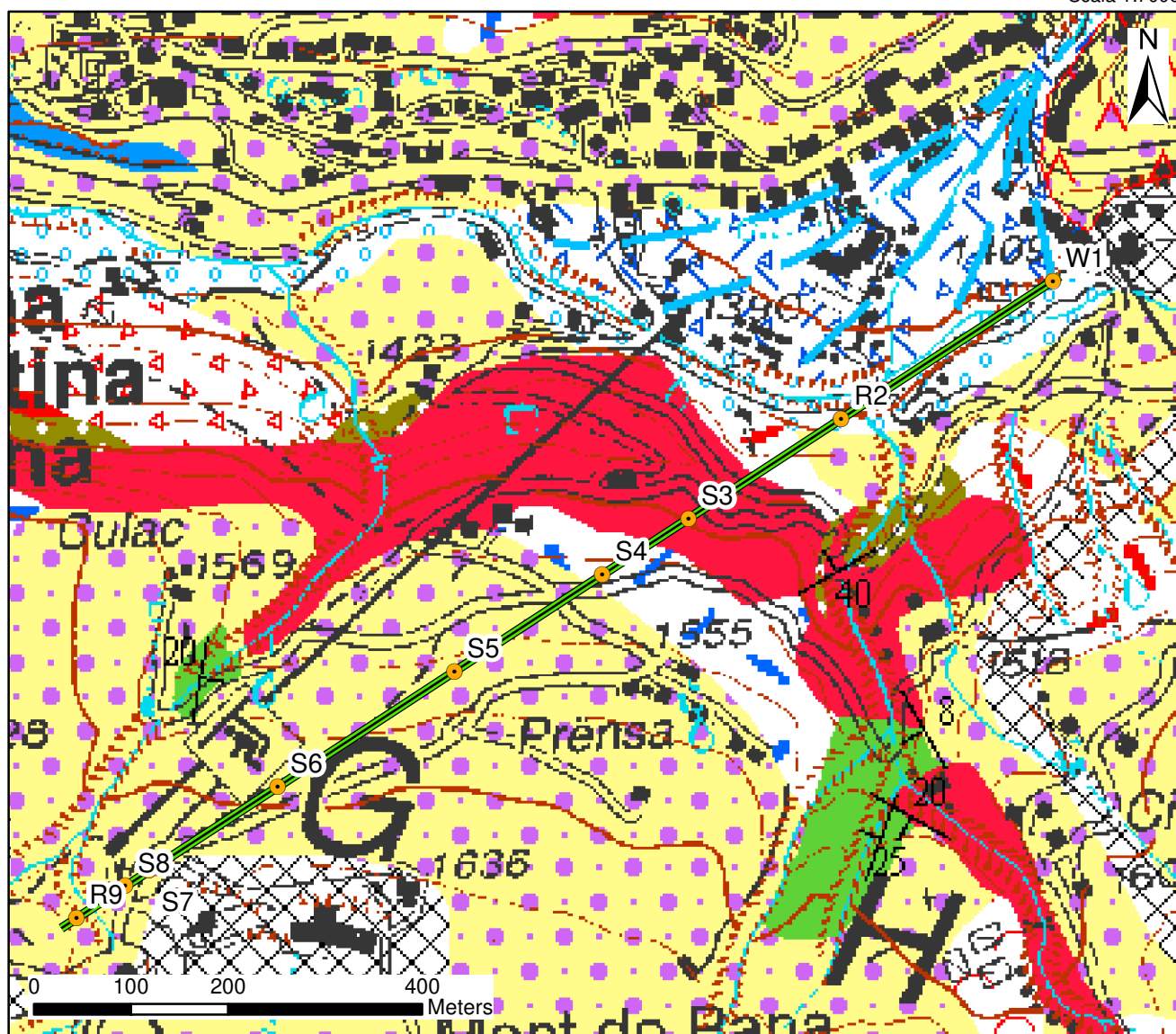
COMUNE DI SANTA CRISTINA VALGARDENA
COMUNE DI SELVA VALGARDENA


GEMEINDE ST. CHRISTINA GRÖDEN
GEMEINDE WOLKENSTEIN IN GRÖDEN


 Ubicazione dell'area di interesse / Lage des Interessensgebietes


CARTA GEOLOGICA


Scala 1:7000





 Depositi antropico (Olocene)

 Depositi alluvionali e fluvio-glaciali (Olocene)


 Depositi di origine mista (Olocene)


 Deposito colluviale (Olocene)

 Detrito di versante (Olocene)

 Deposito glacigenico: Till indifferenziale (Pleistocene)

 Deposito glaciale (Pleistocene)

 Marne e calcari micritici grigio-verdi, grigi, rossi e talvolta neri, in banchi decimetrici, con strati e noduli di selce, localmente molto ricchi in fossili

 Filoni e dicchi compatti, omogenei, a granulometria uniforme, verdi-neri, basici con aureole di contatto

 Conoide origine mista

 Cabinovia in progetto

 Sostegni in progetto

SONDAGGI GEOGNOSTICI ESEGUITI

Auftraggeber – Projekt

Committente - Progetto

A. SCHENK



Gegenstand

Oggetto

GEOLOGISCHE BOHRUNGEN

SONDAGGI GEOGNOSTICI

Ortschaft

Località

**WOLKENSTEIN IN GRÖDEN (BZ)
ST. CHRISTINA IN GRÖDEN (BZ)**

**SELVA DI VAL GARDENA (BZ)
SANTA CRISTINA VALGARDENA (BZ)**

Datum

Data

BOZEN, JULI 2021

BOLZANO, LUGLIO 2021

Anhang

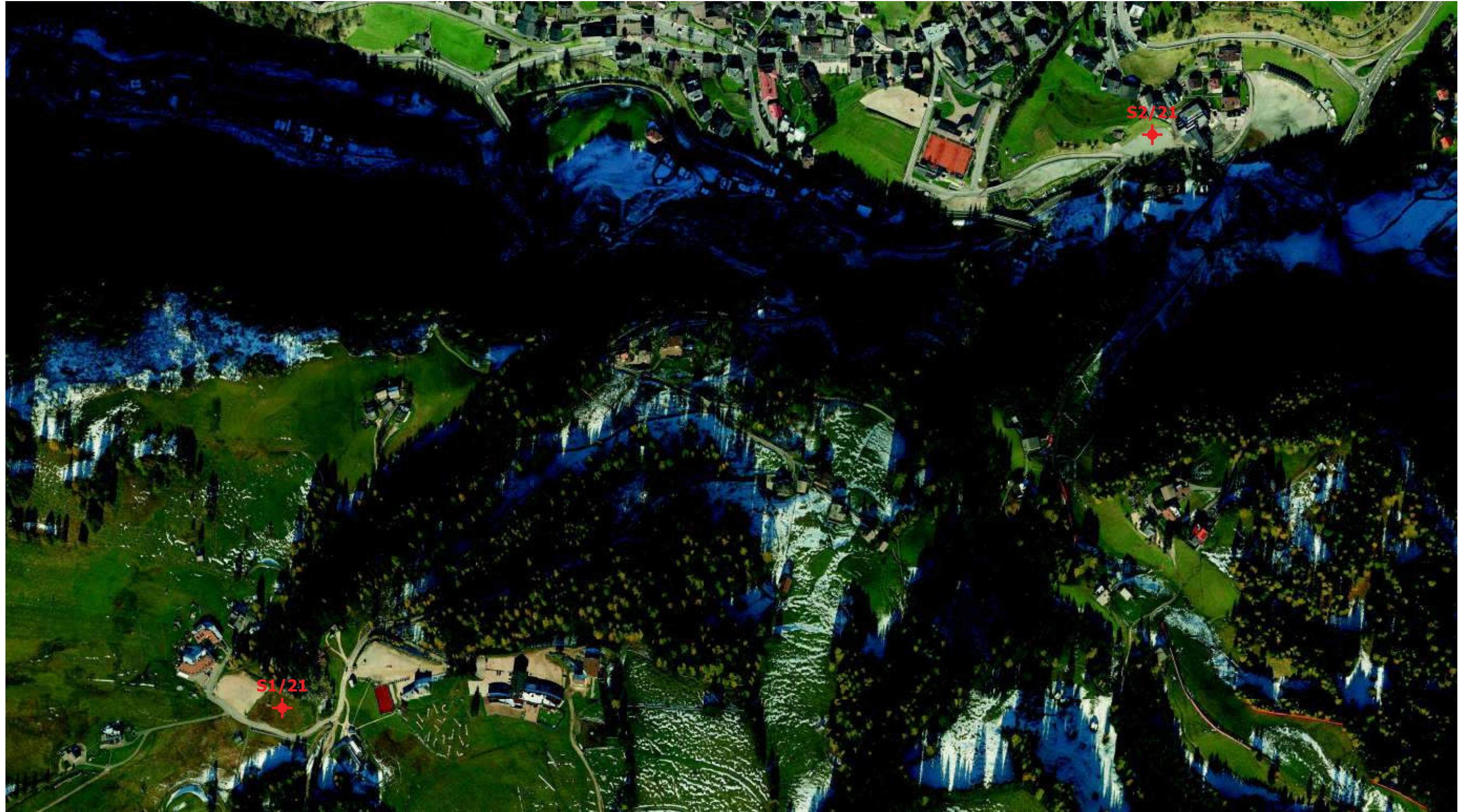
Allegato

1. Lageplan der Bohrungen
2. Stratigrafie
3. Bohrkernfotos

1. Planimetria con ubicazione sondaggi
2. Stratigrafia
3. Foto cassette catalogatrici

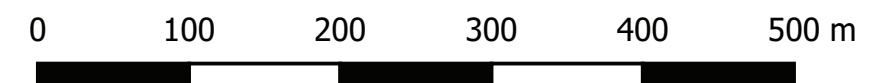
- **Lageplan der Bohrungen**

- **Planimetria con ubicazione sondaggi**



M 1:5.000

Wolkenstein in Gröden (BZ)
St. Christina in Gröden (BZ)



- **Stratigrafie**


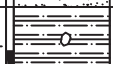

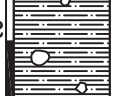




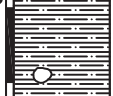


- **Stratigrafia**

SUPERVISOR: DR. GEOL. R. PILSER

BOHRGERÄTFÜHRER: HR. B. BIQMETI

BOHRGERÄT: NENZI GELMA 1

Bohrverfahren	Vermantelung	Mächtigkeit [m]	Tiefe [m]	Symbol	LITHOLOGISCHE BESCHREIBUNG	Kernmarschstrecke m	TCR [%]	SCR [%]	RQD [%]	IN SITU VERSUCHE						BEMERKUNGEN
										Standard Penetration Test				Wasserspiegel [m]	Ausbau	
										Tiefe	Anzahl Schläge					
	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm													

Einfachkernrohr ø 101 mm	ø 127 mm	0.70	0.70		Mutterboden; torfig; dunkelbraun.													Koordinatensystem UTM WGS 84.		
			1		Schluff, tonig, gering kiesig; mitteldicht; grau - braun.	100														
		0.80	1.50		Schluff, Ton, gering kiesig, vereinzelt Steine; konsolidiert; grau - dunkelgrau.	150														
			2			100														
			3			100					3.00	Rif.	-	-	-	C				
			4			100														
			5			100					4.50									
			6			100					6.00	Rif.	-	-	-	C				
			7			100					7.50									
			8			100					9.00	36	Rif.	-	-	C				
			10		Endteufe m 10.00	10.00														
			11																	
			12																	
			13																	
			14																	
			15																	


Bohrverfahren	Vermantelung	Mächtigkeit [m]	Tiefe [m]	Symbol	LITHOLOGISCHE BESCHREIBUNG	Kernmarschstrecke m	TCR [%]	SCR [%]	RQD [%]	IN SITU VERSUCHE						Wasserspiegel [m]	Ausbau	BEMERKUNGEN
										Standard Penetration Test								
										Tiefe	Anzahl Schläge			N.S.P.T.	Art der Spitze			
0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm																

Einfachkernrohr ø 101 mm ø 127 mm	10.00	10.00	3.00	1	Aufschüttung: Kies und Sand, steinig; grau. m 2.40: Ziegelreste	100												Koordinatensystem UTM WGS 84. Unterflurausbau: Piezometer PVC DN80 mit Schacht; VR: m 0.00 + 3.00 FS: m 3.00 + 10.00 GWS: 5.20 m unter GOK Datum: 07.07.2021
				2		100												
				3		100												
				4	Kies und Sand, schluffig, steinig; polymikt, subgerundet; braun.	100												
				5		100												
				6	Kies in schluffiger - sandiger Matrix (M-50%); polymikt; braun.	100												
				7		100												
				8	Kies und Sand, steinig, schluffig; polymikt, subgerundet; grau - braun.	100												
				9		100												
				10		100												
					Endteufe m 10.00													
				11														
				12														
				13														
				14														
				15														

SUPERVISORE: DR. GEOL. R. PILSER

SONDATORE: SIG. B. BIOMETI

TIPO DI SONDA: NENZI GELMA 1

Tipo di perforazione	Rivestimento	Spessore strato [m]	Profondita' m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Lunghezza manovra m	TCR [%]	SCR [%]	RQD [%]	PROVE IN SITU						Quota falda [m]	Attrezzaggio	NOTE ED OSSERVAZIONI
										Standard Penetration Test								
										Profondita'	Nr. Colpi			N.S.P.T.	Tipo di punta			
0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm																
Carotiere semplice ø 101 mm	ø 127 mm	3.00	1		Terreno di riporto: Ghiaia e sabbia, ciottoli; grigia. m 2.40: Frammenti di mattoni	1.50												Coordinate espresse con il sistema UTM WGS 84. Piezometro in PVC DN80, con pozzetto carrabile; cieco: m 0.00 ÷ 3.00 fess.: m 3.00 ÷ 10.00 Falda: 5.20m da p.c. Data: 07.07.2021
			2		100													
			3		3.00	19	23	29	52	C								
			4		Ghiaia e sabbia, limosa, ciottolosa; poligenica, subarrotondata; marrone.	4.50												
			5		2.00													
			6		Ghiaia in matrice limosa - sabbiosa (M-50%); poligenica; marrone.	6.00	7	14	18	32	C							
			7		2.00													
			8		Ghiaia e sabbia, ciottolosa, limosa; poligenica, subarrotondata; grigia - marrone.	7.50												
			9			9.00	9	8	4	12	C							
			10		10.00	10.00												
			11		F.F. m 10.00													
			12															
			13															
			14															
			15															

Sondaggio/Bohrung: S1/21 - Monte Pana
Box 1 - m 0.00 ÷ m 5.00



Sondaggio/Bohrung: S1/21 - Monte Pana
Box 2 - m 5.00 ÷ m 10.00



Sondaggio/Bohrung: S2/21 - Saslong
Box 1 - m 0.00 ÷ m 5.00



Sondaggio/Bohrung: S2/21 - Saslong
Box 2 - m 5.00 ÷ m 10.00



SONDAGGI GEOGNOSTICI ESISTENTI

SUPERVISORE:
 OBERLEITER: DR. A. POCHER

SONDATORE:
 BOHRGERÄTFUEHRER: SIG. R. GASPERETTI

TIPO DI SONDA:
 BOHRGERÄT: NENZI GELMA 1

Tipo di carot. e mm Bohrerfabrik e mm	Rivestimento e e mm Verrohrung e mm	Spessore strato m Schichtstärke m	Profondità m Tiefe m	Legenda Legende	DESCRIZIONE LITOLOGICA GESTEINBESCHREIBUNG	Perc. carotaggio Kerngehalt %	R.Q.D. %	Campioni Entnommene Proben	PROVE IN SITU				FELDVERSUCHE				NOTE ED OSSERVAZIONI BEMERKUNGEN	
									Standard Penetration Test				Tipo di punta Spitzentyp	Pocket Pen. kg/cm ²	Vane Test kg/cm ²	Quota falda m Grundwasser- spiegelhöhe m		Piezometro
									Nr. Colpi Nr. Schläge	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm						
					Basalto nerastro da mediamente fratturato ad integro con vene millimetriche calcitiche e frequenti inclusi millimetrici subrotondeggianti di calcite. Fratture inclinate di 0° + 5° e di 120° + 130°, con striature. m. 27.90 + 31.80 presenti vene centimetriche di calcite (L max = 1 cm.). m. 33.00 + 33.30 basalto molto fratturato e argillificato grigio-verdastro con abbondante presenza di sabbia medio-fine limosa debolmente argillosa, grigio-verdastra. m. 33.40 + 36.20 frequenti vene centimetriche (L max = 2-3 cm.) di quarzo grigiastro.	100	87											
					Schwarzer Basalt kompakt bis mittelmässig zerklüftet mit millimetrische Kalzitadern und mit Kalzitteile. Neigung Klüfte 0° + 5° und 120° + 130°, mit seltene Streifen. m. 27.90 + 31.80 Zentimetrische Kalzitadern (L max = 1 cm.). m. 33.00 + 33.30 Sehr zerklüfteter Basalt, vertont grau-grün mit viel mittel-feinen Sand schluffig schwach tonig grau-grün. m. 33.40 + 36.20 Graue millimetrische Quarzadern (L max = 2-3 cm.).	100	86											
					Basalto da mediamente a molto fratturato con tratti brecciati e argillificati. Fratture subverticali e inclinate di 0° + 5°, con riempimenti di calcite e limo sabbioso. m. 36.36 + 36.90 tratto completamente fratturato e ridotto ad una breccia grossolana sciolta con sabbia. m. 38.60 + 38.90 tratti centimetrici (L max = 15 cm.) di basalto alterato e ridotto ad una sabbia medio-grossolana limo-ghiaiosa, grigio-verdastra.	33.30	33.30											
					Basalt mittelmässig zerklüftet mit sehr zerklüftete und vertonte Teile. Senkrechte und horizontal Klüfte 0° + 5° mit Kalzit und schluffigen Sand Füllung. m. 36.36 + 36.90 Sehr zerklüftetes Teil. m. 38.60 + 38.90 Zentimetrische Teile von verwitterter Basalt. Basalt in form von mittel-grober Sand schluffig kiesig grau-grün.	100	91											
					Basalto nerastro da mediamente fratturato ad integro. Fratture subverticali e inclinate di 0° + 5°, 60° + 70° e di 135° + 145°. Schwarzer Basalt mittelmässig zerklüftet bis kompakt. Senkrechte bis horizontale Klüfte 0° + 5°, 60° + 70° und 135° + 145°.	36.30	36.30											
					Basalto nerastro molto fratturato con grosse vene di calcite e quarzo. Fratture subverticali, striate con riempimenti di limo sabbioso debolmente argilloso. Schwarzer Basalt mit Kalzitadern. Senkrechte Klüfte, mit Streifen und Füllung mit schluffigen Sand schwach tonig.	18.00	36.50											
					Basalto nerastro da mediamente fratturato ad integro con frequenti vene da millimetriche a centimetriche, di calcite e quarzo. Presenti inclusi millimetrici subarrotondati di calcite. Fratture inclinate di 0° + 5°, 30° + 40° e di 120° + 130°.	3.10	39.60											
					Schwarzer Basalt kompakt mit mittelmässig zerklüftet mit millimetrische bis zentimetrische Quarz und Kalzitadern, und Kalzitteile. Klüfte mit Neigung 0° + 5°, 30° + 40°, und 120° + 130°.	3.40												
					Basalto nerastro da mediamente fratturato ad integro con frequenti vene da millimetriche a centimetriche, di calcite e quarzo. Presenti inclusi millimetrici subarrotondati di calcite. Fratture inclinate di 0° + 5°, 30° + 40° e di 120° + 130°.	1.00												
					Schwarzer Basalt kompakt mit mittelmässig zerklüftet mit millimetrische bis zentimetrische Quarz und Kalzitadern, und Kalzitteile. Klüfte mit Neigung 0° + 5°, 30° + 40°, und 120° + 130°.													

Carotiere doppio NT2 ø 101 mm corona diamante

Doppelkernrohr NT2 ø 101 mm Diamantkrone

RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOFISICHE

AUTONOME PROVINZ BOZEN
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO

CHEMUN DE S. CRESTINA
GEMEINDE ST. CHRISTINA
COMUNE DI S. CRISTINA



PROGETTO NUOVO IMPIANTO A FUNE PROJEKT EINER NEUEN SEILBAHN

RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOFISICHE MESSBERICHT GEOPHYSIK

06/07/2021

Auftraggeber - Committente: Geotec - Studio di Geologia applicata (BZ)

Progetto - Projekt: 15_2021_021085



SeismiK -Indagini Geofisiche
Dott. Geol. Damiano Betti
Via Sabbioni, 11 Trento 38123 (TN)
tel. 333 3377707
damiano_betti@hotmail.it
PEC d.betti@geotaspec.it



SeismiK -Indagini Geofisiche
Dott. Geol. Carlo Brentari
Via Bergamo, 51 38019 Ville d'Anaunia (TN)
tel. 339 7496635
email: c_brentari@hotmail.it
PEC carlo.brentari@geotaspec.it

INDICE

1. PREMESSA	1
2. QUADRO NORMATIVO	2
3. BIBLIOGRAFIA	2
4. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	2
5. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
6. INDAGINI GEOFISICHE	4
6.1. Ubicazione delle indagini	4
6.2. Inquadramento metodologico.....	5
6.2.1. Sismica a rifrazione	5
6.2.2. Cenni di tomografia sismica	7
6.2.3. Metodi geoelettrici	8
6.2.4. Metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)	10
6.2.5. Inquadramento del metodo HVSr (Test di Nakamura)	11
6.3. Strumentazione e Software utilizzati	11
6.4. Acquisizione dati	12
6.4.1. Acquisizione sismica a rifrazione	12
6.4.2. Acquisizione geoelettrica	14
6.4.3. Acquisizione MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)	15
6.4.4. Acquisizione HVSr (Test di Nakamura)	16
6.5. Risultati.....	17
6.5.1. Risultati indagini sismiche a rifrazione – sezione 1	17
6.5.2. Risultati indagini sismiche a rifrazione – sezione 2	18
6.5.3. Risultati indagini sismiche a rifrazione – sezione 3	19
6.5.4. Risultati indagini geoelettriche	20
6.5.5. Risultati MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) – sito M1	21
6.5.6. Risultati MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) – sito M2	22
6.5.7. Risultati HVSr (Test di Nakamura) – sito M1	23
6.5.8. Risultati HVSr (Test di Nakamura) – sito M2	24
6.5.9. Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - sito M1	25
6.5.10. Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - sito M2	26
7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	27
7.1. Pericolosità sismica di base	27
7.2. Risposta sismica locale.....	30
7.3. Indicazioni per la verifica alla liquefazione	34
8. CONCLUSIONI	36
9. ELENCO ALLEGATI	36

1. PREMESSA

Su incarico dello studio di geologia applicata Geotec di Bolzano è stata redatta la presente relazione sulle indagini geofisiche eseguite nel Comune di S. Cristina (BZ).

Lo scopo delle indagini è la caratterizzazione del sottosuolo per il progetto di costruzione di un nuovo impianto a fune.

L'indagine in oggetto ha previsto l'esecuzione di:

- N. 3 profili sismici a rifrazione secondo metodo tomografico
- N. 1 profili di resistività secondo la tecnica multielettrodo
- N. 2 profili sismici di tipo attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)
- N. 2 indagine sismica HVSR

Le indagini a rifrazione hanno permesso di ricostruire l'andamento delle velocità delle onde compressionali con la profondità.

Le indagini geoelettriche hanno permesso di definire la resistività dei terreni.

Le indagini di tipo MASW hanno permesso di ricostruire il profilo delle onde di taglio V_s e quindi la categoria di sottosuolo attraverso il parametro V_{s30} e/o $V_{s,eq}$ come da D.M. 17/01/2018.

Le indagini di tipo HVSR hanno permesso di determinare la risposta elastica del sito e quindi la frequenza di risonanza f_0 delle onde di taglio nel sottosuolo.

Si ricorda che ogni metodologia geofisica di superficie, in assenza di calibrazione mediante indagini dirette, è caratterizzata dal problema della non univocità della soluzione.

Il presente elaborato non costituisce Relazione sulla Modellazione Sismica.

2. QUADRO NORMATIVO

- D.M. 11.03.88 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”

3. BIBLIOGRAFIA

- Dal Moro G., 2014. Surface Wave Analysis for Near Surface Applications. ISBN 978-0-12-800770-9, Elsevier, 252pp.
- Dal Moro G., Keller L., Poggi V., 2015. A Comprehensive Seismic Characterization via Multi-Component Analysis of Active and Passive Data. First Break, 33, 45-53
- Ohori, M., Nobata, A., Wakamatsu, K., 2002. A comparison of ESAC and FK methods of estimating phase velocity using arbitrarily shaped microtremor analysis. Bull. Seism. Soc. Am. 92, 2323–2332.
- Xia, J., Miller, R.D., Park, C.B., 1999. Estimation of near-surface Shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves. Geophysics 64, 691–700.
- SESAME Site Effects Assessment Using Ambient Excitations (2005) - European Commission, Research General Directorate Project N. EVG1-CT-2000-00026 SESAME
- Associazione Società di Geofisica –Linee guida per indagini geofisiche
- Mae srl – Guida operativa geoelettrica
- Loke, M.H. and Dahlin, T., 2002. A comparison of the Gauss-Newton and quasi-Newton methods in resistivity imaging inversion. Journal of Applied Geophysics
- ASTM –D 5777 - 95, Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation
- Palmer, D., “The generalized Reciprocal Method of seismic refraction interpretation, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, Oklahoma 1980.
- Palmer, D., “The GRM an integrated approach to Shallow Refraction Seismology”, Expl. Geophys. Bulletin of the Australian Society of Exploration Geophysics, Vol 21, 1990.
- Associazione Società di Geofisica –Linee guida per indagini geofisiche

4. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

E’ stata presa in esame la seguente documentazione tecnica:

- Ubicazione del sito fornita dal Geol. Gianluca Abram di Geotec

5. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Le indagini si sono effettuate lungo il possibile tracciato della nuova cabinovia, lungo il versante, parzialmente boscato, che dal fondovalle sale verso Sudovest fino al Monte Pana. Le indagini si sviluppano a quote comprese tra 1410 e 1630 m s.l.m. nella seguente immagine i “pins” gialli rappresentano la posizione indicativa dei singoli sostegni di progetto della nuova cabinovia.



Area d'indagine su Ortofoto Google Earth.

6. INDAGINI GEOFISICHE

6.1. Ubicazione delle indagini

Le seguenti immagini x espongono in maniera puntuale la posizione delle indagini eseguite, dislocate nel loro complesso su 6 diversi siti. Per la dettagliata collocazione delle singole indagini si faccia riferimento agli allegati. La tabella sottostante associa a ogni sito il tipo di indagine eseguita.



SITO	SISMICA A RIFRAZIONE	MASW	TOMOGRAFIA ELETTRICA
M1	-	V	-
E1	-	-	V
R1	V	-	-
R2	V	-	-
R3	V	-	-
M2	-	V	-

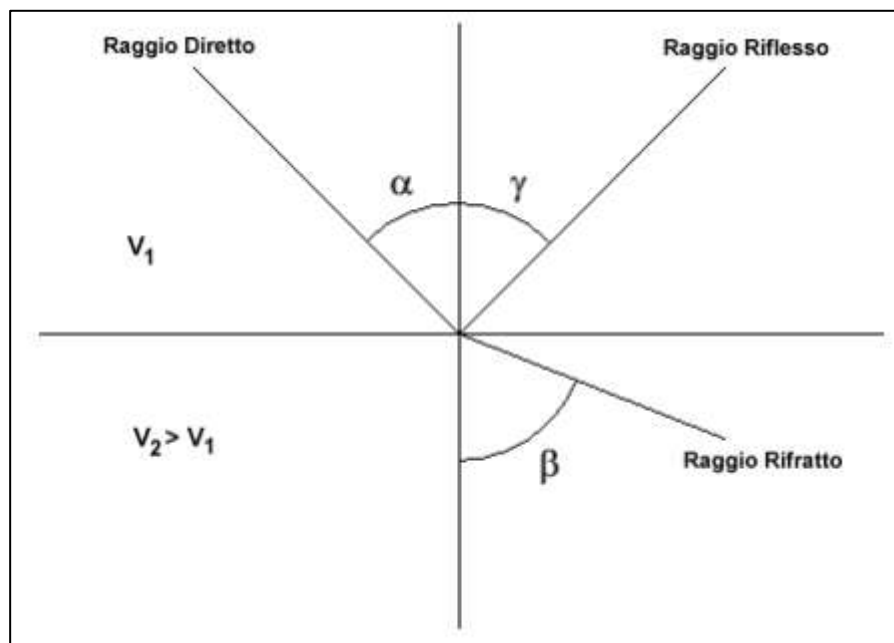
Posizione delle indagini su ortofoto 2014.

6.2. Inquadramento metodologico

6.2.1. Sismica a rifrazione

La sismica a rifrazione, attraverso la misurazione del tempo impiegato da un'onda sismica a compiere il percorso nel sottosuolo dal punto di energizzazione fino agli apparecchi di ricezione (geofoni), seguendo le leggi di rifrazione dell'ottica (Legge di Snell), cioè rifrangendosi sulle superfici di separazione tra due strati sovrapposti di densità (o meglio di modulo elastico) crescente, permette di caratterizzare sismicamente il sottosuolo, ovvero calcolare la velocità con cui le onde sismiche si propagano nel mezzo; questo permette di localizzare la profondità delle interfacce tra un sismostrato e il successivo.

Quando un raggio incontra un'eterogeneità sul percorso, per esempio un contatto litologico tra materiale a proprietà elastiche differenti, il raggio incidente si trasforma in diversi nuovi raggi. Gli angoli che il raggio incidente, i raggi riflessi ed i raggi rifratti formano con la normale alla superficie di contatto tra i due materiali sono legati fra loro ed alle velocità di propagazione da alcune relazioni note appunto come "leggi di Snell". Le leggi di Snell affermano che il raggio incidente, riflesso e rifratto giacciono sullo stesso piano; inoltre valgono le seguenti relazioni tra gli angoli:



Esempio di sismogramma con sparo centrale.

Per la rifrazione: $V_1 \cdot \sin \alpha = V_2 \cdot \sin \beta$.

Esiste un particolare valore dell'angolo di incidenza, chiamato "angolo critico" o "angolo limite" (i_c) particolarmente significativo per la sismologia di rifrazione. Si definisce infatti angolo critico l'angolo d'incidenza che rende $\beta=90^\circ$. Se l'angolo di incidenza è uguale a 90° gradi l'onda rifratta, secondo la teoria di Huygen, si propaga lungo il contorno dello strato e funge da fonte per un nuovo fronte d'onda secondario e per nuovi raggi. I percorsi dei raggi sismici escono con un angolo pari all'angolo critico. E' possibile determinare l'angolo critico calcolando l'inverso del seno del valore della velocità del primo strato/velocità del secondo strato. Se l'angolo di incidenza è maggiore dell'angolo limite, il fenomeno della rifrazione scompare e si ha riflessione totale senza propagazione dell'onda nel secondo strato.

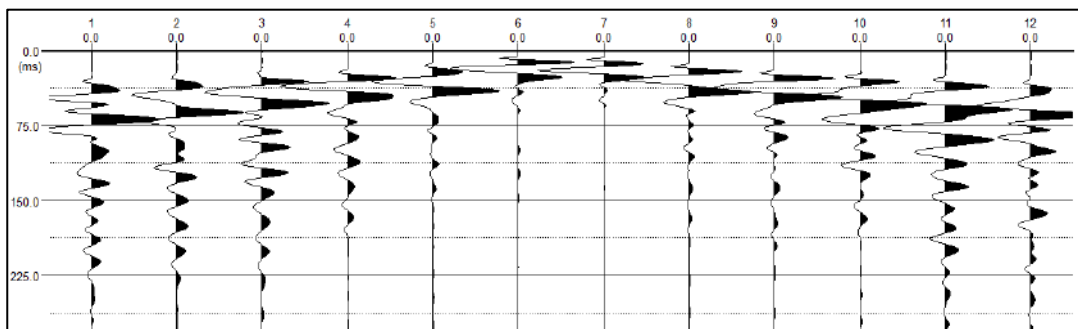
Una delle condizioni principali per l'applicazione del metodo della sismica a rifrazione è che la velocità di propagazione delle onde sismiche aumenti con la profondità ($V_1 < V_2$). Un altro requisito indispensabile

per il buon funzionamento di questa metodologia è che gli strati posseggano uno spessore sufficiente per essere rilevati; in caso contrario occorre aumentare il numero di geofoni e diminuirne la spaziatura.

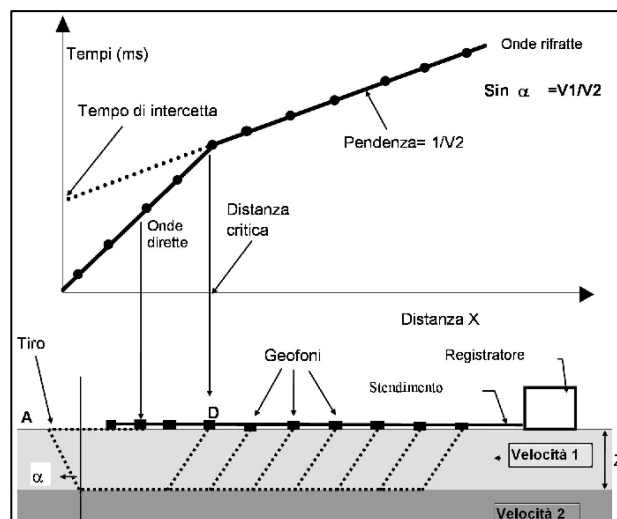
L'apparecchiatura necessaria per le prospezioni è costituita da una serie di ricevitori (geofoni) che vengono spazati lungo un determinato allineamento (base sismica) e da un sismografo che, in seguito a un certo numero di energizzazioni collocate in punti diversi sia esternamente al profilo sia internamente a esso (3, 5 o 7) registra l'istante di inizio della perturbazione elastica ed i tempi di primo arrivo delle onde a ciascun geofono. La registrazione ottenuta viene definita sismogramma.

I sismogrammi ottenuti da ogni punto di energizzazione vengono elaborati nel seguente modo:

- individuazione in ogni traccia dell'istante di primo arrivo (operazione di picking), tale operazione permette di determinare le coppie tempo-distanza;
- le coppie tempo distanza vengono riportate su un sistema cartesiano, da cui si ottiene la dromocrona relativa a ogni energizzazione.
- per mezzo di opportuni algoritmi si determinano la velocità di propagazione delle onde di compressione P o delle onde di taglio S per ogni unità sismostratigrafica e la profondità di ogni rifratore (sezione sismostratigrafica).



Esempio di sismogramma con sparo centrale.



Schema tipico di un profilo sismico a rifrazione e relativa dromocrona.

6.2.2. Cenni di tomografia sismica

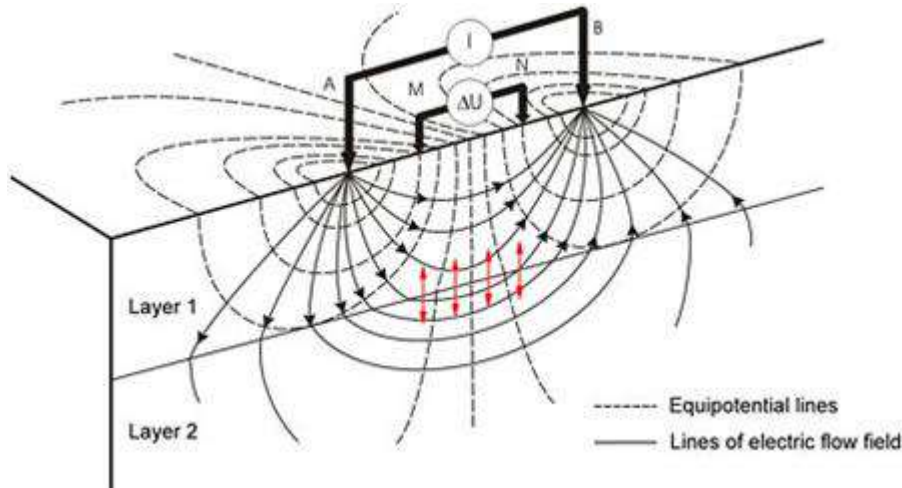
La tomografia sismica, applicata attraverso l'utilizzo di specifici software, impiega le soluzioni di tipo Eikonal per il calcolo dei tempi di percorso e per la modellazione della diffrazione, la rifrazione e la trasmissione delle onde sismiche. Questo metodo fornisce un buon fit iniziale tra i primi arrivi di campagna e quelli sintetici. Il modello iniziale viene quindi perfezionato automaticamente mediante l'inversione tomografica nota come 2D WET (Wavepath Eikonal Traveltime), ma conosciuta talvolta anche come Fresnel Volume Tomography.

Mentre il metodo convenzionale di analisi delle onde rifratte è limitato alla modellazione del percorso di un solo raggio sismico per ogni primo arrivo, la tomografia che utilizza il metodo WET modella i percorsi multipli della propagazione di volume del segnale che contribuiscono ad un medesimo primo arrivo. Inoltre, il procedimento Eikonal, usato per il calcolo dei tempi di percorso, modella anche la diffrazione, oltre alla rifrazione e alla trasmissione delle onde sismiche.

Ne consegue che la capacità di disegnare ("imaging") un'anomalia di velocità nello spazio aumenta considerevolmente rispetto alla tomografia convenzionale legata al percorso di un solo raggio sismico.

6.2.3. Metodi geoelettrici

I metodi geoelettrici comprendono numerose metodologie, alcune attive e alcune passive. Tra i metodi attivi, il metodo di resistività è basato sulla determinazione della resistività dei materiali investigati immettendo corrente nel sottosuolo tramite due elettrodi A e B e misurando, tramite due elettrodi di potenziale M e N, la differenza di potenziale che tale corrente produce nei punti del terreno nei quali sono stati posti gli elettrodi stessi.



Schematizzazione degli elettrodi di corrente A, B e di potenziale M, N durante misure di resistività.

La corrente I, immessa nel terreno attraverso gli elettrodi A e B, produce una differenza di potenziale dV che viene appunto misurata tra i due elettrodi di potenziale M e N. Il metodo ha il suo fondamento nella legge di Ohm:

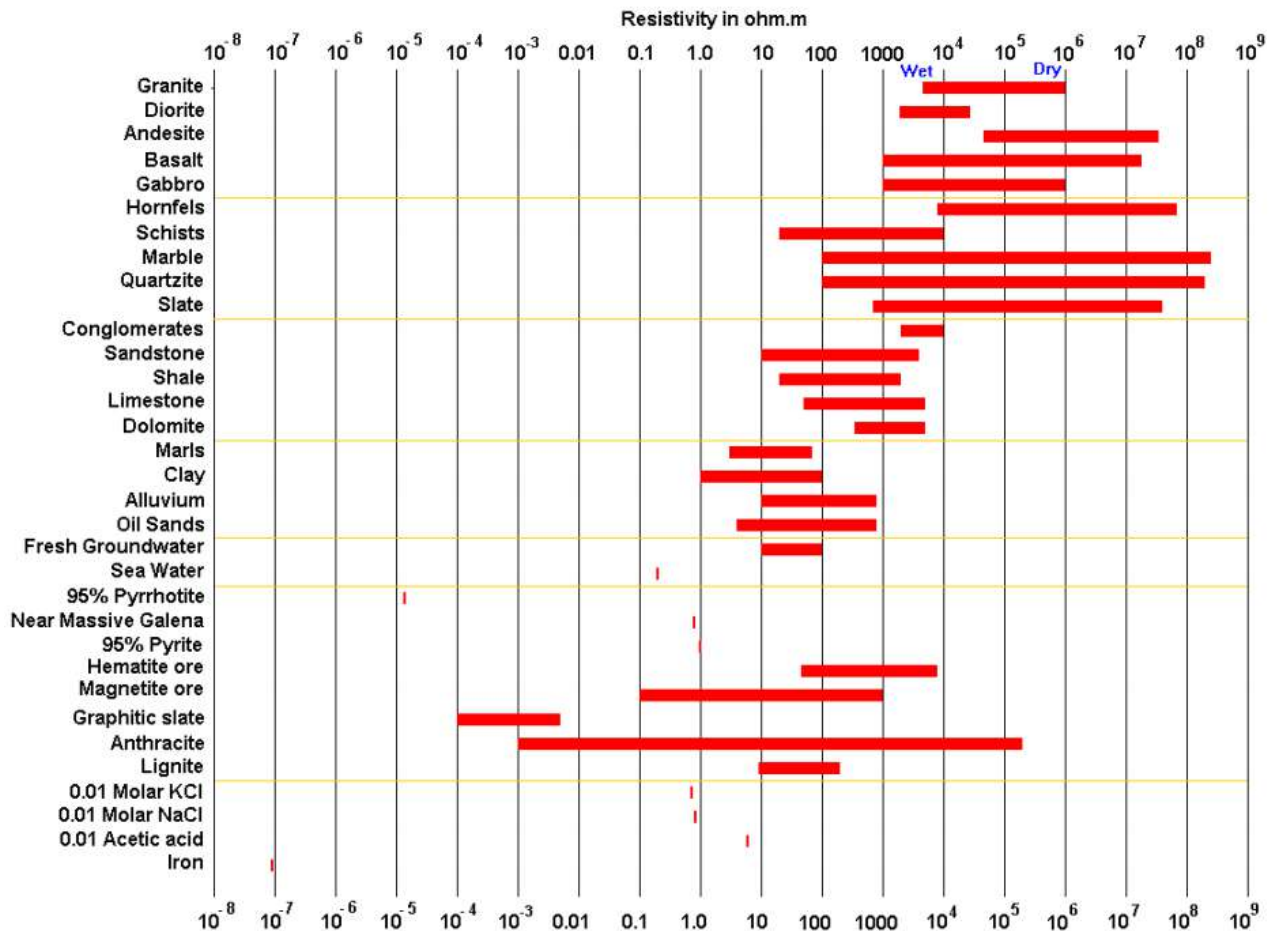
$$I = \frac{V}{R}$$

Dove R rappresenta la resistenza elettrica del conduttore. Se si considera un campione di materiale cilindrico di lunghezza L e sezione A, la sua resistenza elettrica R tra le facce estreme è espressa da:

$$R = \rho \frac{\ell}{A}$$

Dove ρ è una costante chiamata resistività del materiale; l'unità di misura che in geofisica si adotta per la resistività è l'Ohm*m (Ωm). Il reciproco della resistività elettrica è la conducibilità elettrica.

La conoscenza dei valori tipici di resistività per differenti tipi di materiali nel sottosuolo è di notevole importanza per interpretare quanto osservato.



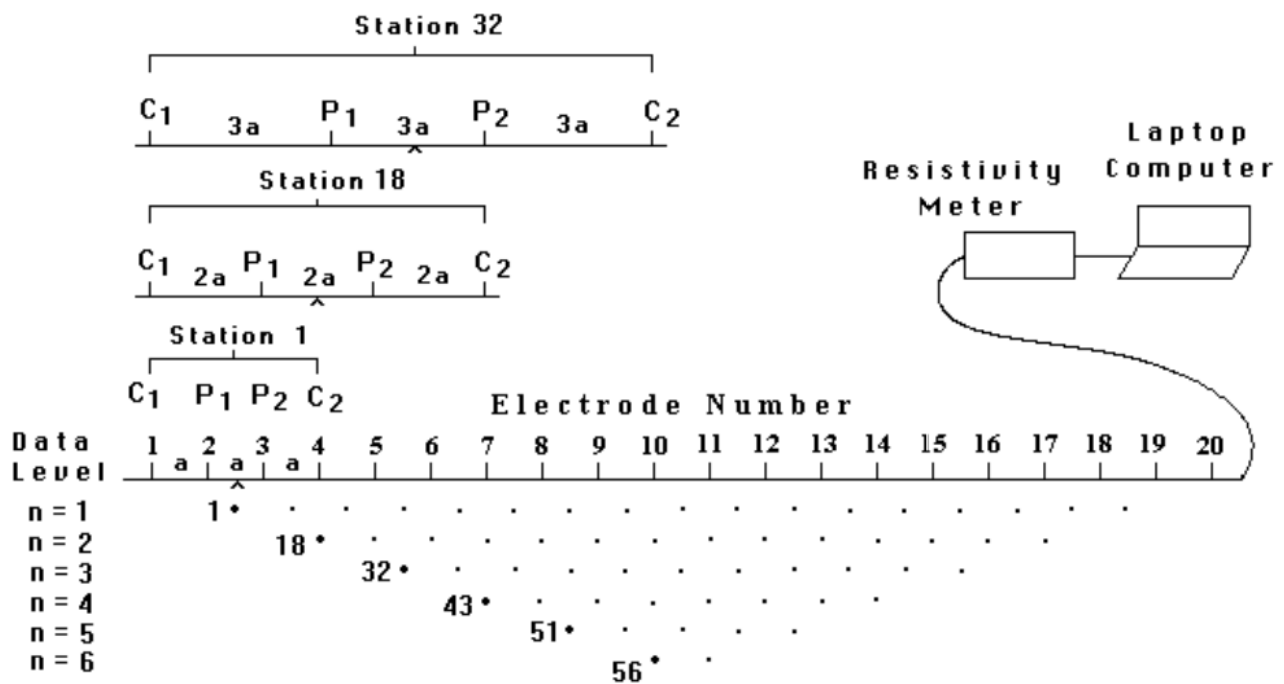
Valori di riferimento della resistività di alcuni materiali (Loke).

Le relazioni finora considerate sono valide esclusivamente per un modello di terreno omogeneo. Se il terreno è disomogeneo, inviando la corrente I tramite gli elettrodi di corrente, si otterrà una differenza di potenziale dV funzione oltre che della distanza fra gli elettrodi, anche della resistività dei vari mezzi esistenti nel sottosuolo e della posizione geometrica degli stessi rispetto agli elettrodi.; inserendo il dV rilevato nelle espressioni precedenti si otterrà una resistività che non coinciderà con nessuna delle resistività dei singoli mezzi presenti. Tale resistività, chiamata “apparente”, può definirsi come la resistività del mezzo omogeneo che darebbe luogo alla medesima dV se energizzato alla stessa corrente I . Solo in caso di terreno omogeneo resistività vera e apparente coincidono.

Note la resistività reali del sottosuolo e la corrente immessa, le resistività apparenti possono essere facilmente calcolate una volta calcolata la differenza di potenziale, mediante l’equazione di Poisson (si rimanda alla letteratura di settore per i dettagli); quindi risolvendo il problema inverso, note le resistività apparenti misurate sul campo si possono calcolare, o meglio stimare, le resistività reali (Loke, 2002).

Attualmente le indagini geoelettriche vengono eseguite mediante dispositivi multielettrodi, generalmente da 24 a 48 elettrodi (tomografia elettrica) bidimensionali o tridimensionali. Si lavora con una serie di elettrodi equispaziati, collegati attraverso un cavo multicanale a uno strumento capace di gestire in via automatica l’immissione di corrente a coppie di elettrodi e di misurare la differenza di potenziale di un altro paio di elettrodi volta per volta interessati dalla misura. Le configurazioni elettrodiche sono molteplici, e l’operatore, in base agli obiettivi dell’indagine sceglierà quello più adatto.

I dati vengono restituiti (caso 2D) su pseudo sezioni di resistività che vengono poi invertiti per determinare la resistività reali della sezione in esame.



Esempio di sequenza di misure con relativa pseudosezione (Loke).

6.2.4. Metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine di tipo attivo non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali (Rayleigh e/o Love) in corrispondenza di un certo numero di sensori (geofoni) posti in superficie.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno entro cui le onde si propagano. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive: diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o, detto in altro modo, la velocità di fase apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva fa sì che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi forniscano informazioni sulla parte più superficiale del suolo; al contrario, onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi, dei quali forniscono informazioni.

Il metodo MASW, dunque, utilizza il fenomeno della dispersione per derivare informazioni indirette sulle proprietà fisiche e reologiche del terreno, tra cui la densità, i parametri elastici e le velocità delle onde di taglio.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

- Acquisizione del dato in campagna;
- Costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- Inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

6.2.5. Inquadramento del metodo HVSR (Test di Nakamura)

Il metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

La tecnica è finalizzata alla determinazione della curva di "ellitticità" (curva HVSR) da misure passive di vibrazioni ambientali sulle tre componenti. Il massimo della curva di ellitticità identifica la frequenza di risonanza delle onde di taglio nel sottosuolo.

Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene pertanto sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri:

1. la frequenza fondamentale di risonanza f_0 dei terreni presenti nel sottosuolo;
2. la stima del profilo del terreno in termini delle velocità V_s e V_p e della densità e quindi delle velocità V_s nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna, attraverso metodi di inversione;
3. la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio e i relativi modi di vibrare.

Le indagini oggetto della presente relazione sono volte alla definizione della frequenza fondamentale di risonanza f_0 dei terreni (punto 1.).

Il metodo fornisce un'importante informazione per valutare possibili interferenze tra le frequenze risonanti del suolo f_0 e quelle delle strutture esistenti e/o in progetto.

Esiste un consenso generale sull'efficacia del metodo HVSR di fornire stime sulla frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, almeno nel caso di un modello semplice unidimensionale con strato soffice al di sopra di uno strato rigido (Lachet and Bard, 1994; Lermo and Chavez-Garcia, 1994; Ibs-von Seht and Wohlenberg, 1999). In questo caso semplice, tale frequenza f_0 è legata allo spessore h dello strato soffice attraverso la seguente relazione:

$$f_0 = \frac{V_s}{4h}$$

Naturalmente, la complessità stratigrafica del sottosuolo produce curve H/V sperimentali con svariati picchi, per le quali non è possibile applicare un modello semplice. Tuttavia, attraverso il confronto delle curve sperimentali con curve H/V sintetiche, è possibile derivare profili di velocità delle onde di taglio S nel sottosuolo, in presenza di adeguati vincoli, ottenuti da prove geognostiche dirette o da altre indagini geofisiche.

La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 15-20 minuti e necessita di geofoni triassiali.

6.3. Strumentazione e Software utilizzati

- Sismografo PASI GEA24, 24 canali
- 24 geofoni verticali da 4.5 Hz/10Hz
- Geofono 3D Gemini 2Hz
- Georesistivimetro MAEX612EM multicanale
- 48 elettrodi
- Software: PASI Gea24, Geogiga Front End, Zondst2D, GeoMASW, GeoHVSR, Geopsy, RayFract,

6.4. Acquisizione dati

6.4.1. Acquisizione sismica a rifrazione

Per la raccolta dei dati in array lineare è stato utilizzato un acquirente PASI Gea24, max 24 geofoni verticali da 10Hz, secondo la seguente configurazione:

Nome stendimento	R1	R2	R3
Orientazione	~E-W	~E-W	~NE-SW
Origine	E	E	NE
Dislivello tra gli end-shots	2 m	4 m	2.0 m
Lunghezza stendimento ricevitori	27.5 m	34.0 m	42.5 m
Numero geofoni	12	18	18
Spaziatura geofoni	2.5 m	2.0 m	2.5 m
Quantità punti di energizzazione	9	9	9
Sorgente	Mazza 8kg	Mazza 8kg	Mazza 8kg
Durata acquisizione	900 ms	900 ms	900 ms
Frequenza di campionamento	4000 Hz	4000 Hz	4000 Hz

L'energizzazione per l'indagine a rifrazione è avvenuta mediante impatto di una mazza da 8Kg con trigger piezoelettrico.



Immagine del profilo sismico RIFRA1.



Immagine del profilo sismico RIFRA2.



Immagine del profilo sismico RIFRA3.

6.4.2. Acquisizione geoelettrica

Per la raccolta dei dati in array lineare è stato utilizzato un acquirente MAE X612EM, elettrodi metallici secondo la seguente configurazione:

Nome stendimento	Elettrica 1
Orientazione	W-E
Origine	E
Lunghezza stendimento elettrodi	46.0 m
Numero elettrodi	24
Spaziatura elettrodi	2.0 m
Voltaggio massimo immesso	400 V
configurazione	Dipolo dipolo



Immagine del profilo elettrica 1 - 1'.

6.4.3. Acquisizione MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Per la raccolta dei dati in array lineare è stato utilizzato un acquisitore PASI Gea24, 24 sensori da 4.5Hz, secondo la seguente configurazione:

Nome stendimento	MASW1	MASW1
Orientazione	~NE-SW	~SE-NW
Dislivello tra gli end-shots	0 m	2 m
Lunghezza stendimento ricevitori	44.0 m	44.0 m
Numero geofoni	12	12
Accoppiamento geofoni	infissi	infissi
Spaziatura geofoni	4.0 m	4.0 m
Quantità punti di energizzazione	2	2
Stack	5x	5x
Offset punti di energizzazione dal primo geofono	4, 8 m	4, 8 m
Durata acquisizione	900 ms	900 ms
Intervallo di campionamento	2000 Hz	2000 Hz

L'energizzazione per l'indagine Masw2D è avvenuta mediante impatto di una mazza da 8Kg con trigger piezoelettrico.



Immagine del profilo sismico MASW1



Immagine del profilo sismico MASW2

6.4.4. Acquisizione HVSR (Test di Nakamura)

Per il test HVSR è stato utilizzato lo stesso sismografo delle indagini MASW, connesso a un geofono 3D Gemini 2Hz, secondo la seguente configurazione:

Nome stazione	HVSR 1	HVSR 2
Durata acquisizione	20 min	20 min
Intervallo di campionamento	250 Hz	250 Hz



Stazione HVSR1 in fase di installazione.



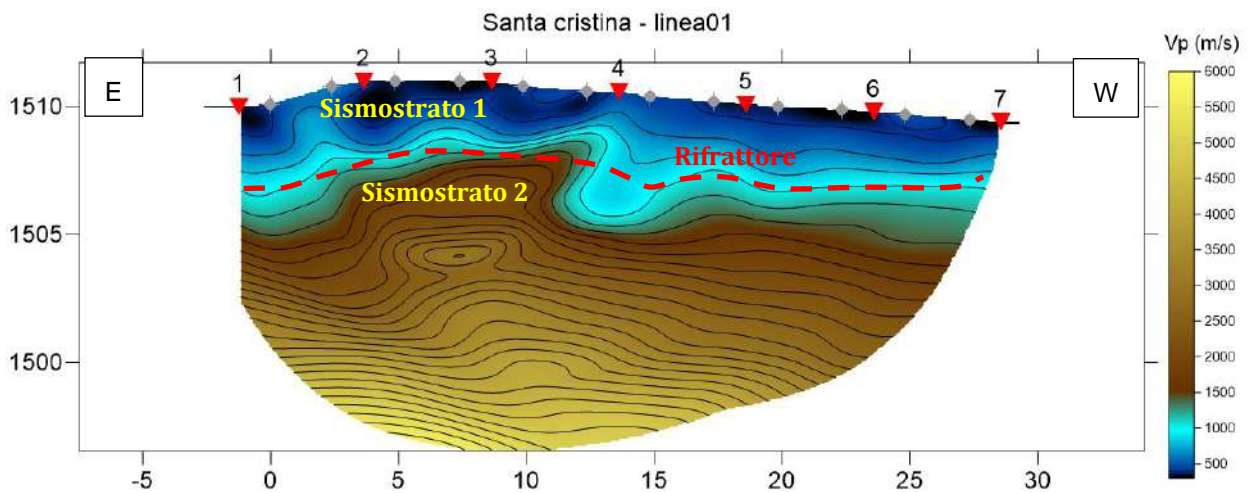
Stazione HVSR2 in fase di installazione.

6.5. Risultati

6.5.1. Risultati indagini sismiche a rifrazione - sezione 1

L'assetto sismostratigrafico che emerge dall'analisi della sezione tomografica 1-1' evidenzia i seguenti aspetti:

- Rifratore identificato con metodo GRM, collocato a profondità pari a circa 2,0/3,0m dal p.c..
- Il rifratore presenta morfologia ondulata ed è compatibile con materiale litoide alterato (cappellaccio di alterazione del substrato roccioso). Oltre i 5,0m dal p.c. si assiste poi ad un rapido incremento nei valori di V_p , ad indicare materiale litoide compatto.
- La porzione superficiale mostra velocità V_p compatibili con materiale sciolto mediamente addensato e/o grossolano.

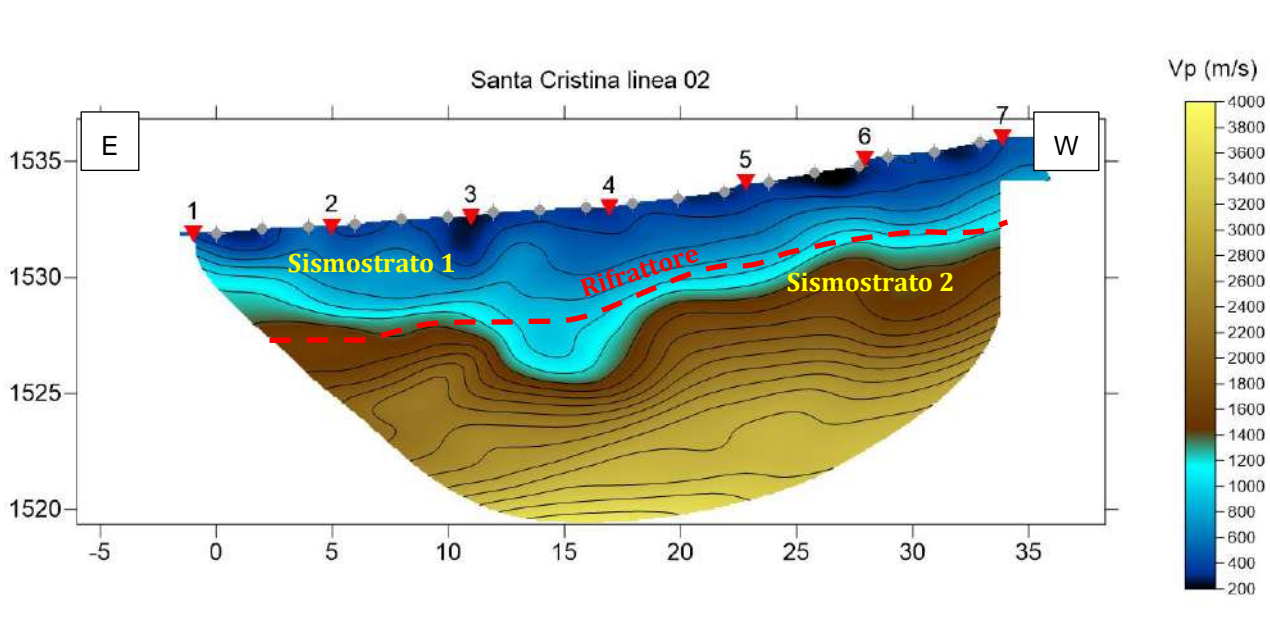


Sezione di tomografia sismica a rifrazione 1-1'.

6.5.2. Risultati indagini sismiche a rifrazione – sezione 2

L'assetto sismostratigrafico che emerge dall'analisi della sezione tomografica 2-2' evidenzia i seguenti aspetti:

- Rifratore identificato con metodo GRM, collocato a profondità variabile tra circa 3.0m a Est e 4.0m a ovest.
- Il rifratore presenta immersione in direzione est ed è compatibile con materiale litoide alterato (cappellaccio di alterazione del substrato roccioso). L'inversione secondo metodo tomografico ha individuato la presenza di una depressione del rifratore centrata in corrispondenza della progressiva +15m di profondità pari a circa 4,5m dal p.c.
- La porzione superficiale mostra velocità V_p compatibili con materiale sciolto mediamente addensato e/o grossolano.

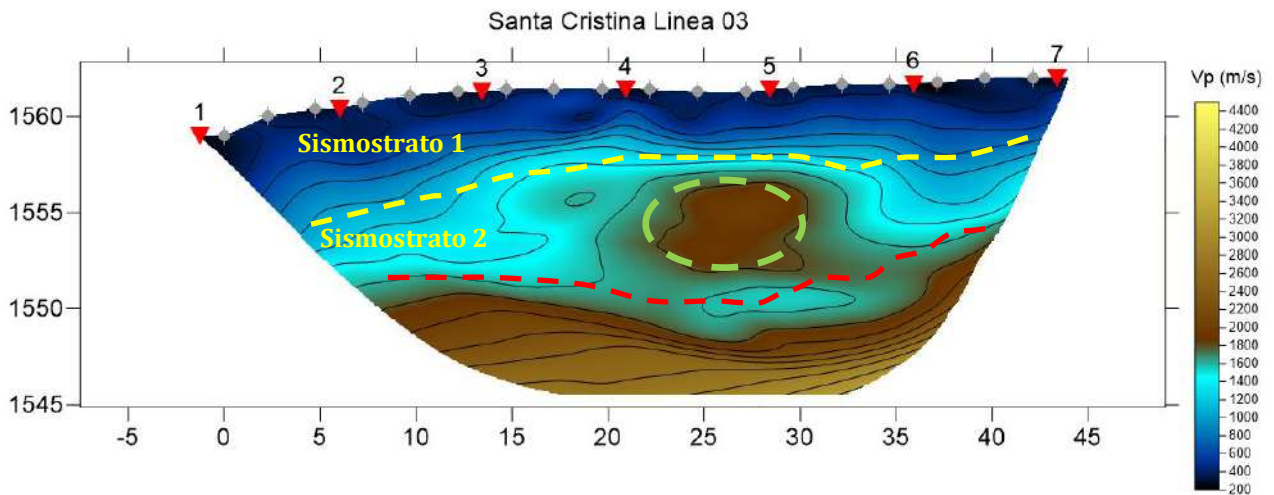


Sezione di tomografia sismica a rifrazione 2-2'.

6.5.3. Risultati indagini sismiche a rifrazione - sezione 3

L'assetto sismostratigrafico che emerge dall'analisi della sezione tomografica 3-3' evidenzia i seguenti aspetti:

- il fenomeno della rifrazione è avvenuto ad una profondità pari a circa 4.0/5.0m (valore ricavato da inversione con metodo GRM - linea gialla); tale rifrattore mostra velocità compatibili con materiale addensato non litoide. Oltre i 9.0m dal p.c. si assiste ad un rapido incremento del gradiente di Vp, suggerendo il passaggio a materiale litoide alterato (linea rossa).
- L'inversione secondo il metodo tomografico ha individuato la presenza di un' anomalia di velocità Vp (cerchio magenta), centrata sulla progressiva +27m ed ascrivibile alla possibile presenza di un trovante roccioso.
- La porzione superficiale mostra velocità Vp compatibili con materiale sciolto scarsamente addensato fino alla profondità di circa 4m.

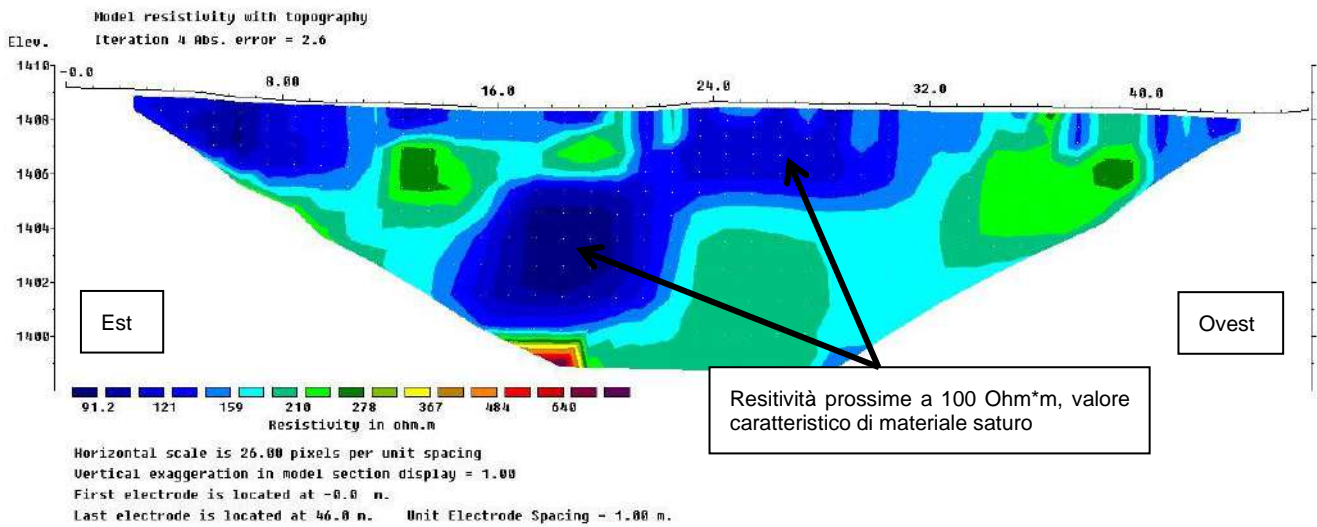


Sezione di tomografia sismica a rifrazione 3-3'.

6.5.4. Risultati indagini geoelettriche

SEZIONE 1 - 1'

La sezione di tomografia elettrica 1 restituisce valori di resistività prevalentemente compresi tra 300 e 100 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$. Fino alla profondità massima d'indagine (circa 10 metri) non sono stati rilevati contrasti di resistività associabili a contatti stratigrafici. Si segnalano zone localizzate con valori stabilmente intorno a 90 - 100 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$, valori che a parità di litologia potrebbe suggerire maggiore circolazione idrica.

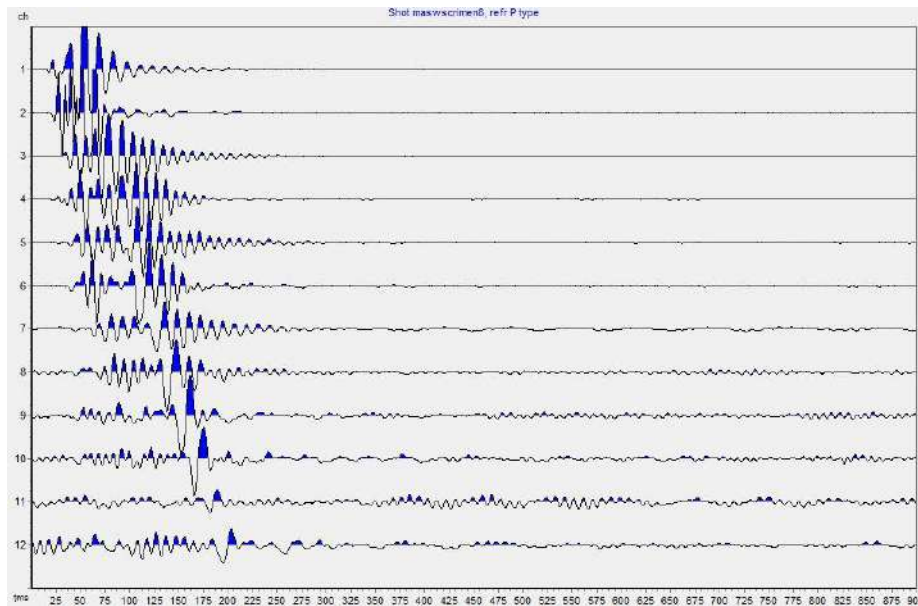


Sezione di tomografia elettrica 1

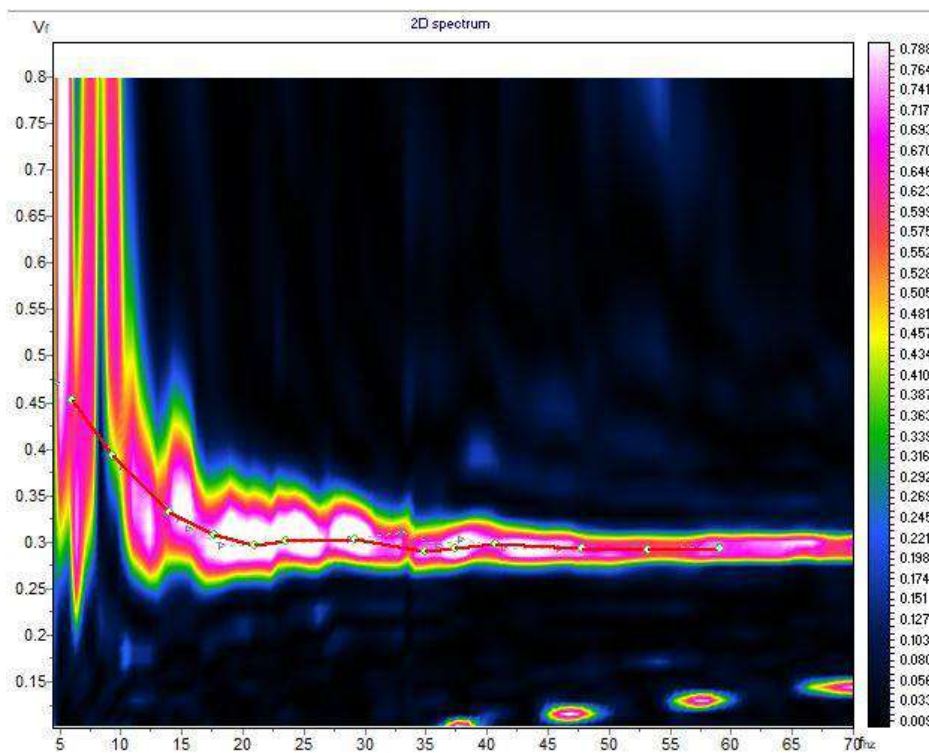
6.5.5. Risultati MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) – sito M1

La componente verticale (ZVF) utilizzata per analizzare la dispersione delle onde di superficie si dimostra lineare e ha permesso di tracciare il modo fondamentale alle frequenze comprese tra 60e 5 Hz.

Nelle seguenti immagini, in alto sono visibili le tracce sismiche da sismica attiva (MASW), in basso lo spettro di velocità dei dati attivi.



Tracce sismiche e spettro dell'indagine MASW, shot a -8 m dal primo geofono.

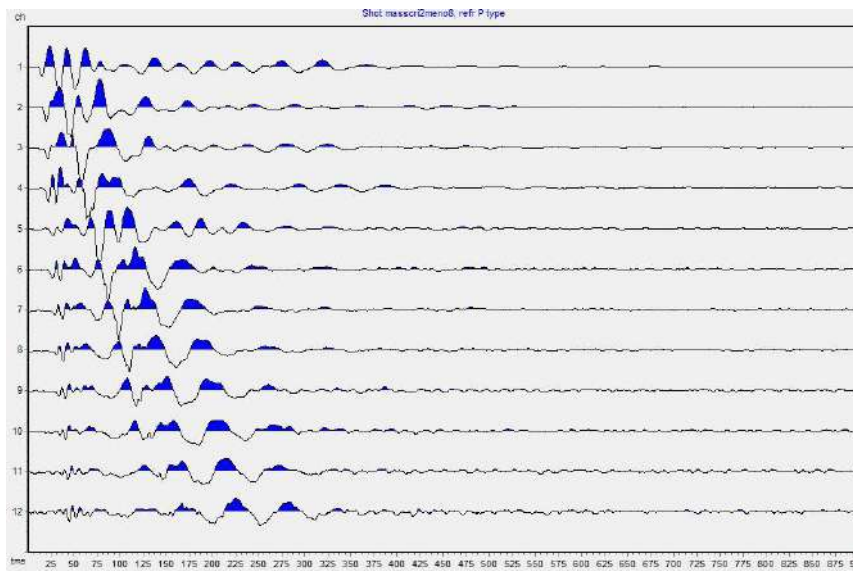


Spettro di velocità da indagini MASW.

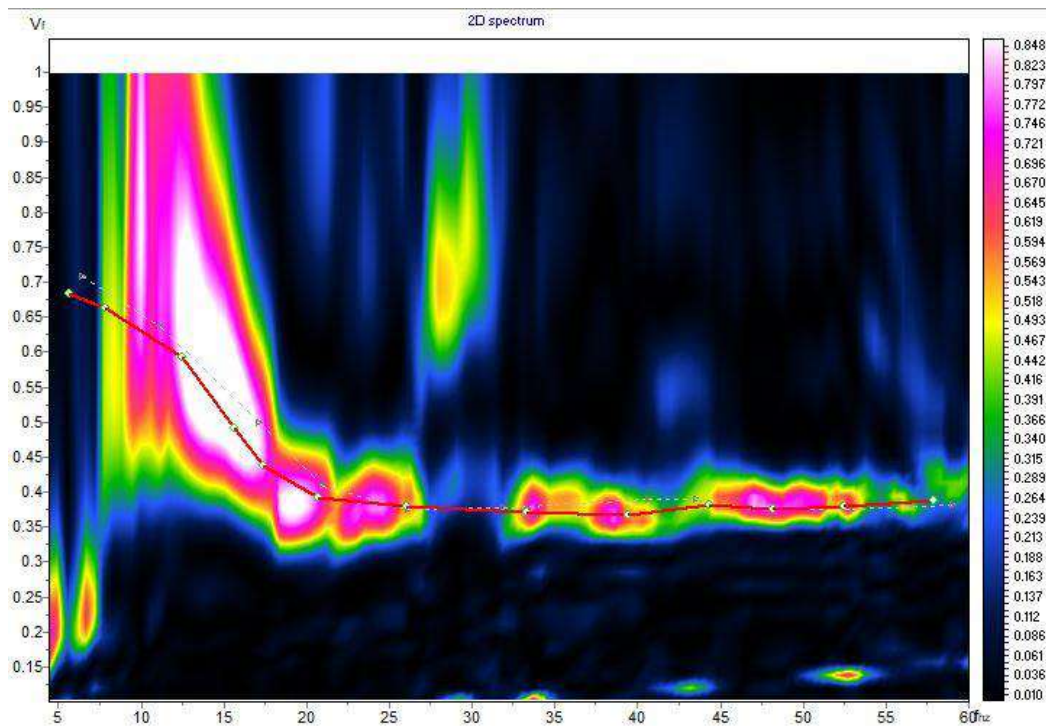
6.5.6. Risultati MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) – sito M2

La componente verticale (ZVF) utilizzata per analizzare la dispersione delle onde di superficie si dimostra discontinua nello spettro e ha permesso di tracciare il modo fondamentale alle frequenze comprese tra 50 e 10 Hz. Alle basse frequenze il segnale è piuttosto disperso.

Nelle seguenti immagini, in alto sono visibili le tracce sismiche da sismica attiva (MASW), in basso lo spettro di velocità dei dati attivi.



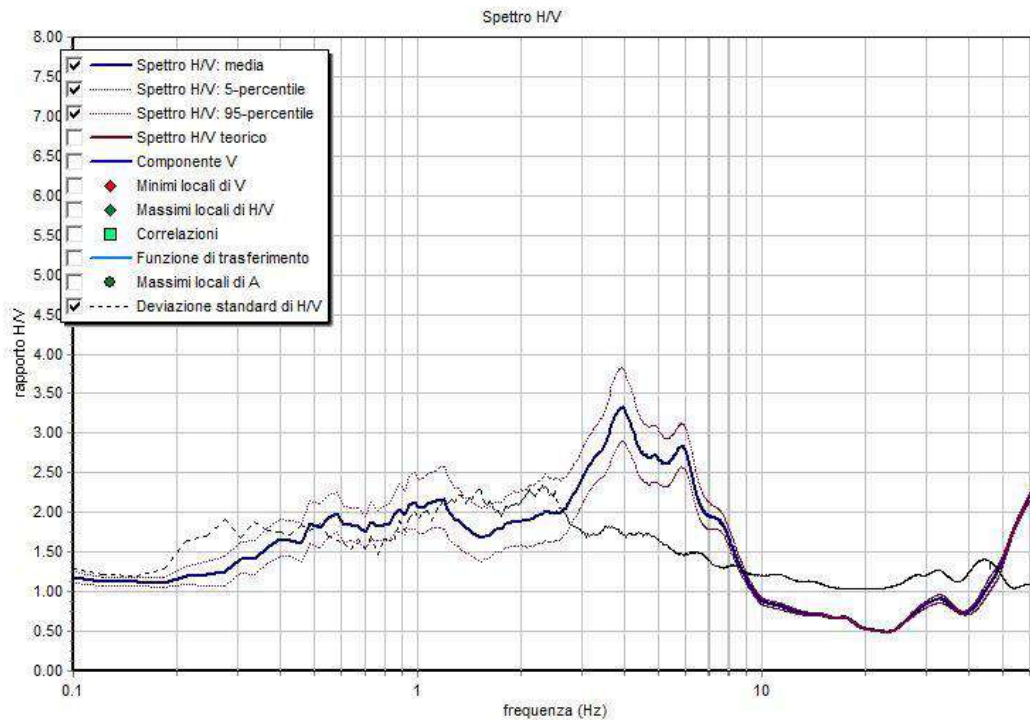
Tracce sismiche e spettro dell'indagine MASW, shot a -8 m dal primo geofono.



Spettro di velocità da indagini MASW.

6.5.7. Risultati HVSR (Test di Nakamura) – sito M1

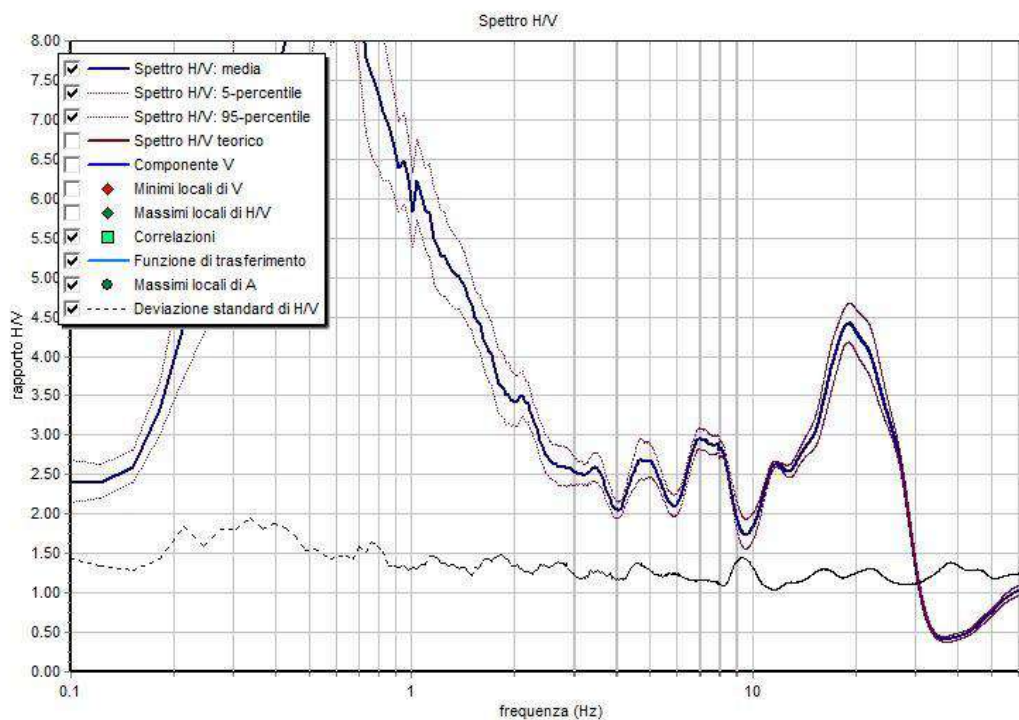
L'indagine HVSR ha fornito una curva del rapporto spettrale H/V con un massimo f_0 posto a 4.0 Hz ma di dubbia origine stratigrafica: vi sono invece due picchi subordinati, a 5.8 e 4.9 Hz più probabilmente stratigrafici.



Rapporto spettrale H/V per la stazione HVSR.

6.5.8. Risultati HVSR (Test di Nakamura) - sito M2

L'indagine HVSR ha fornito una curva del rapporto spettrale H/V con un massimo f_0 posto a 0.4 Hz ma di dubbia origine stratigrafica: vi sono invece tre picchi subordinati, a 4.7, 7.8 e 11.7 Hz più probabilmente stratigrafici.



Rapporto spettrale H/V per la stazione HVSR.

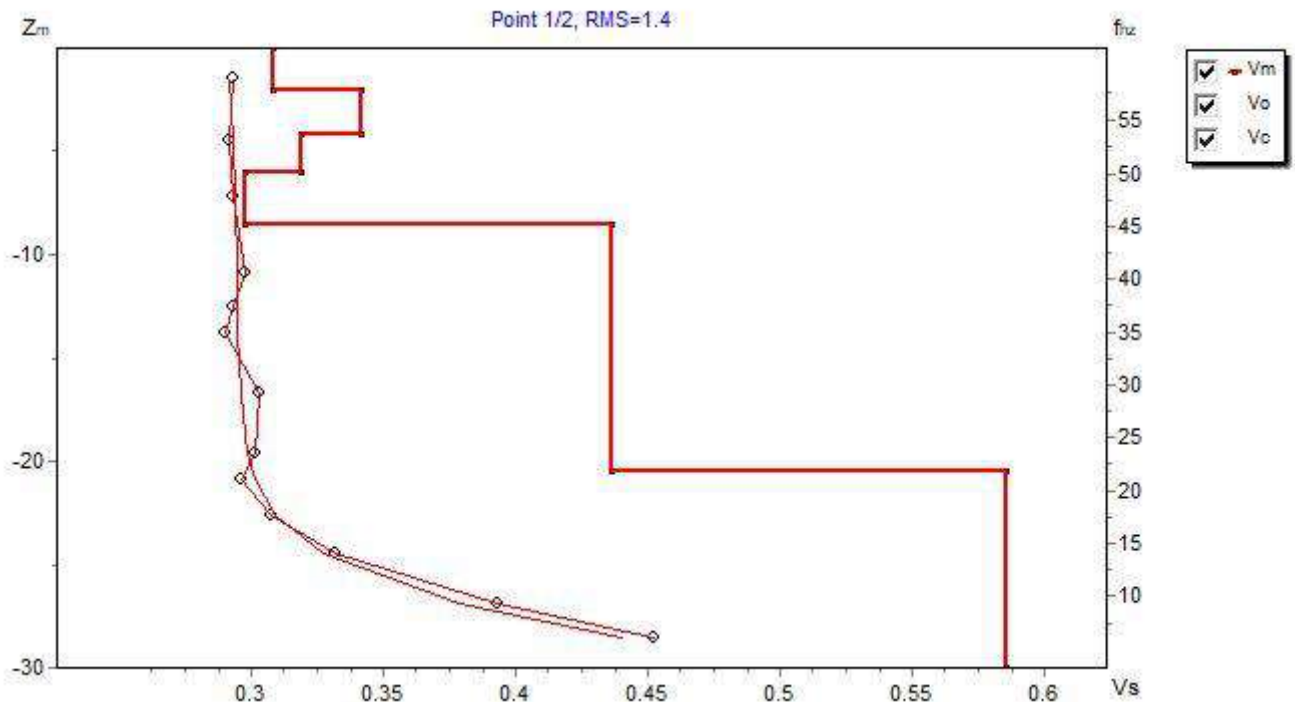
6.5.9. Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - sito M1

L'analisi dei dati ha restituito il seguente profilo per le onde di taglio V_s .

Le velocità delle onde di taglio (MASW) si mantengono medie e con deboli inversioni di velocità (300-350 m/s) fino a circa 9 metri da p.c m/s) a indicazione di terreni mediamente addensati/mediamente consistenti e possibili alternanze fine - grossolano.

Le velocità e quindi le caratteristiche geotecniche aumentano da 9 a circa 20.0 m da p.c. fino a 440 m/s, e successivamente fino al fondo della sezione fino a circa 590 m/s.

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite, si ottiene una $V_{s,eq}$ (con riferimento alle NTC 2018) calcolata fino alla profondità di 30.0 m, di 430 m/s da MASW, a partire da piano campagna.



Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - profilo MASW.

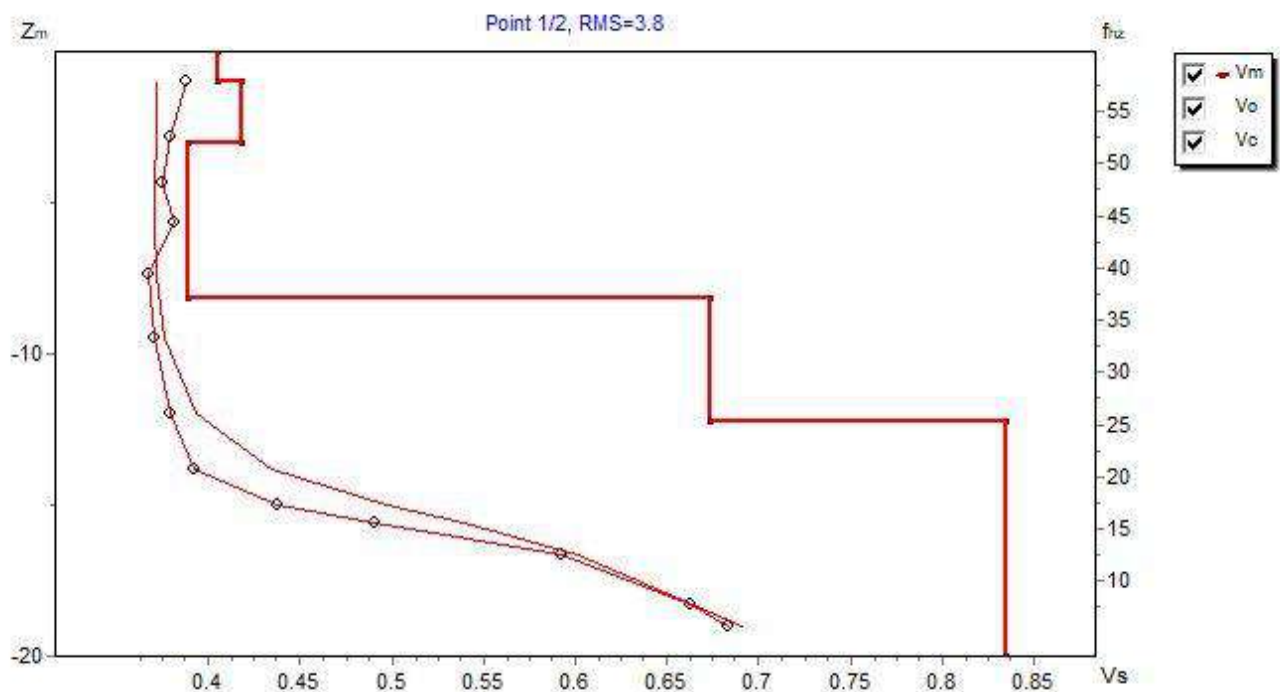
6.5.10. Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - sito M2

L'analisi dei dati ha restituito il seguente profilo per le onde di taglio V_s .

Le velocità delle onde di taglio (MASW) si mantengono medie e con deboli inversioni di velocità (380-400 m/s) fino a circa 8 metri da p.c m/s) a indicazione di terreni mediamente addensati/mediamente consistenti e possibili alternanze fine - grossolano.

Le velocità e quindi le caratteristiche geotecniche aumentano in maniera significativa da 8 m a circa 12 m da p.c. fino a 6600 m/s, con bedrock sismico (>800 m/s) posto appunto a 12 m da p.c..

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite, si ottiene una $V_{s,eq}$ (con riferimento alle NTC 2018) calcolata fino alla profondità di 12.0 m, di 460 m/s da MASW, a partire da piano campagna.



Profilo di velocità delle onde di taglio V_s - profilo MASW.

7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'area in esame è ubicata nel territorio comunale di S. Cristina (BZ) e quindi, sulla base dell'OPCM 3274 del 2003, del più recente D.M.17/01/2018 e delle Norme provinciali, è ubicata in zona sismica 4.

Il D.M.17.01.2018 definisce l'azione sismica di progetto specifica di un sito in due fasi:

- Definizione dalla pericolosità sismica di base del sito
- Definizione della risposta sismica locale del sito per effetto delle caratteristiche litologiche e topografiche

7.1. Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica, ovvero la probabilità che, in un determinato lasso di tempo, in un sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari a un valore prefissato, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g (g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 17/01/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S_e (T), con riferimento a prefissate *probabilità di superamento* P_{VR} (per diversi stati limite), come definite nel § 3.2.1 del D.M. 17/01/2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g (g) accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 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.

Per la zona in esame, i valori di riferimento dei parametri a_g (g), F_0 (adimensionale) e T_c (espresso in secondi) sono stati calcolati con riferimento alle coordinate geografiche del progetto, utilizzando il codice di calcolo della Geostru (<http://www.geostru.com/us/parametri-sismici/>) disponibile online e che rimanda al reticolo di riferimento.

Si devono quindi definire la *vita nominale* V_N fissata all'atto della progettazione ed il *coefficiente d'uso* C_U relativo alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC).

Classi d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: 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.

Classe III: 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.

Classe IV: 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 DM 5/11/2001, 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.

Tipi di costruzione		V_N (anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali Strutture in fase costruttiva (*)	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso C_U .

Fermo restando che compete al progettista strutturale definire i valori di *vita nominale* (V_n) e la classe d'uso (C_U), per il presente calcolo della pericolosità sismica è stata assunta una **vita nominale (V_N) pari a 50 anni** e **classe d'uso II**, quindi **coefficiente C_U pari a 1.0**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al un *periodo di riferimento* V_R :


$$V_R = V_N \times C_U$$

Il codice di calcolo ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il *periodo di ritorno* T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:


$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$


Si ricorda inoltre che le mappe di pericolosità sismica di base (di riferimento) per il territorio nazionale determinano a_g (g) (accelerazione massima attesa) con una probabilità di superamento P_{VR} del 10% in un periodo di riferimento di 50 anni (V_R).

Stati limite

 Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali... ▾

 Vita Nominale 50 ▾

 Interpolazione Media ponderata ▾

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.022	2.468	0.184
Danno (SLD)	50	0.027	2.476	0.198
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.060	2.570	0.364
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.074	2.625	0.407
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Risultati del calcolo dei parametri sismici. A_g , F_0 , T_c .

È compito del progettista definire lo stato limite (SLO, SLD, SLV, SLC) da considerare (e quindi i relativi parametri di risposta sismica da utilizzare) per il progetto in esame, alla luce delle normative vigenti e in funzione della strategia progettuale. In questa relazione si è utilizzato lo **stato limite ultimo SLV**, cui è associato un **periodo di ritorno T_R pari a 475 anni**.

In merito alla pericolosità sismica di base, non si distingue tra stazione di monte e stazioni di valle, dato che la minima distanza geografica non determina variazioni rilevanti rispetto alla griglia di riferimento nazionale. Stazione di valle e di monte vengono invece trattate separatamente, a seguire, per quanto concerne la determinazione della pericolosità sismica locale.

7.2. Risposta sismica locale

Una volta definita l'accelerazione a_g (g), ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 del D.M.17.01.2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Si denomina così "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Le modifiche sopra citate sono dovute a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra strati;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna.

L'accelerazione massima attesa (a_{max}) risulta così dall'equazione:

$$a_{max} = a_g * S_s * S_t$$

Dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Si esprime mediante la definizione di una "Categoria di sottosuolo".

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (m/s) definita dall'espressione:

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

dove

h_i è lo spessore in metri dello strato i-esimo;

$V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio V_s del medesimo strato

N è il numero di strati

H è la 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, tale profondità 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 parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati fino a tale profondità.

Per determinare la $V_{s,eq}$ sono stati utilizzati i valori delle velocità di taglio V_s ricavati dalle indagini geofisiche.

Sulla base delle indagini geofisiche eseguite, si ottiene:

- Stazione di valle: una $V_{s,eq}$ pari a 430 m/s, e il terreno di fondazione, dal punto di vista della velocità, è inquadrabile nella categoria di sottosuolo di **tipo B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento graduale delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."** Tale valore è stato calcolato a partire dal piano campagna.
- Stazione di monte: una $V_{s,eq}$ pari a 460 m/s, e il terreno di fondazione, dal punto di vista della velocità, è inquadrabile nella categoria di sottosuolo di **tipo B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento graduale delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."** Tale valore è stato calcolato a partire dal piano campagna.

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.

Categorie di sottosuolo secondo il D.M. 17.01.2018.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

- Coefficiente di amplificazione topografica

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T associato alla specifica categoria topografica definita in § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018.

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 $i > 30^\circ$

Categorie topografiche.

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Coefficiente di amplificazione topografica S_T

L'area in esame nel suo complesso è classificabile nella:

- **Stazione di valle: Categoria topografica T1 – superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math><15^\circ</math>**, cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.0 (tab 3.2 V del § 3.2. NTC 2018).
- **Stazione di monte: Categoria topografica T2 – pendii con inclinazione media >math>>15^\circ</math>**, cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.2 (tab 3.2 V del § 3.2. NTC 2018).

La seguente immagine espone il risultato, in termini di a_{max} attesa per la zona in esame, per ognuno degli stati limite. Nella medesima figura sono visibili anche i coefficienti sismici orizzontale (K_h) e verticale (K_v), utilizzabili per le verifiche di stabilità dei pendii mediante metodo pseudostatico.

Si ricorda che sarà responsabilità del progettista definire lo stato limite (SLO, SLD, SLV, SLC) da considerare (e quindi i relativi parametri di risposta sismica locale da utilizzare) per il progetto in esame, alla luce delle normative vigenti e della strategia progettuale.

Cat. Sottosuolo		B			
Cat. Topografica		T1			
	SLO	SLD	SLV	SLC	
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20	
CC Coeff. funz categoria	1,54	1,52	1,35	1,32	
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00	
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]		↔ 0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	
kh	0.005	0.007	0.014	0.018	
kv	0.003	0.003	0.007	0.009	
Amax [m/s ²]	0.255	0.323	0.704	0.875	
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200	

Estratto codice di calcolo dei parametri sismici – Staz. valle

Cat. Sottosuolo		B			
Cat. Topografica		T2			
	SLO	SLD	SLV	SLC	
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20	
CC Coeff. funz categoria	1,54	1,52	1,35	1,32	
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20	
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]		↔ 0.6			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	
kh	0.006	0.008	0.017	0.021	
kv	0.003	0.004	0.009	0.011	
Amax [m/s ²]	0.306	0.388	0.845	1.050	
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200	

Estratto codice di calcolo dei parametri sismici – Staz. monte

Riassumendo, nell'ipotesi SLV i dati di progetto assunti ai fini dell'analisi sismica sono i seguenti:

STAZIONE DI VALLE

Velocità equivalente delle onde di taglio (NTC 2018)	$V_{s,eq}$	430 m/s	
Velocità onde di taglio per depositi con $H > 30m$	$V_{s,30}$	430 m/s	
Vita nominale della struttura	V_N	50	
Classe d'uso		II	
Coefficiente di classe d'uso	C_U	1.0	
Periodo di riferimento	V_R	50	
Latitudine	-	46.557733	
Longitudine	-	11.729663	
Categoria di sottosuolo	-	B	
Categoria topografica	-	T1	
Stato limite considerato	-	SLV	
Periodo di ritorno del sisma	T_R	475	
Accelerazione massima di base	a_g	0.060g	0.589m/s ²
Coeff. di amplificazione stratigrafica	S_S	1.2	
Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.0	
Accelerazione massima attesa	a_{MAX}	0.071g	0.704 m/s ²
Coefficiente di riduzione	β	0.20	
Coefficiente sismico orizzontale	K_H	0.014	
Coefficiente sismico verticale	K_V	0.007	

Tabella riassuntiva dei parametri sismici.

Riassumendo, nell'ipotesi SLV i dati di progetto assunti ai fini dell'analisi sismica sono i seguenti:

STAZIONE DI MONTE

Velocità equivalente delle onde di taglio (NTC 2018)	$V_{s,eq}$	460 m/s	
Velocità onde di taglio per depositi con $H > 30m$	$V_{s,30}$	-	
Vita nominale della struttura	V_N	50	
Classe d'uso		II	
Coefficiente di classe d'uso	C_U	1.0	
Periodo di riferimento	V_R	50	
Latitudine	-	46.552420	
Longitudine	-	11.717088	
Categoria di sottosuolo	-	B	
Categoria topografica	-	T2	
Stato limite considerato	-	SLV	
Periodo di ritorno del sisma	T_R	475	
Accelerazione massima di base	a_g	0.060g	0.589m/s ²
Coeff. di amplificazione stratigrafica	S_S	1.2	
Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1.2	
Accelerazione massima attesa	a_{MAX}	0.086g	0.845 m/s ²
Coefficiente di riduzione	β	0.20	
Coefficiente sismico orizzontale	K_H	0.017	
Coefficiente sismico verticale	K_V	±0.009	

Tabella riassuntiva dei parametri sismici.

7.3. Indicazioni per la verifica alla liquefazione

Questo paragrafo, a titolo di supporto per il progettista, riassume le principali disposizioni del D.M. 17/01/2018 in merito alla verifica a liquefazione.

Ai sensi del § 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 – a (D.M.17/01/2018) caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1- b (D.M.17/01/2018) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Sempre ai sensi del § 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018, a puro *“Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.”*

Il parametro della condizione n.1 può essere ricavato dalle indagini oggetto della presente relazione, e nel caso in esame risulta essere rispettato per il caso SLV.

8. CONCLUSIONI

Per la descrizione dettagliata dell'interpretazione delle singole indagini si rimanda ai paragrafi appositi

Dott. Geol. Carlo Brentari

Dott. Geol. Damiano Betti

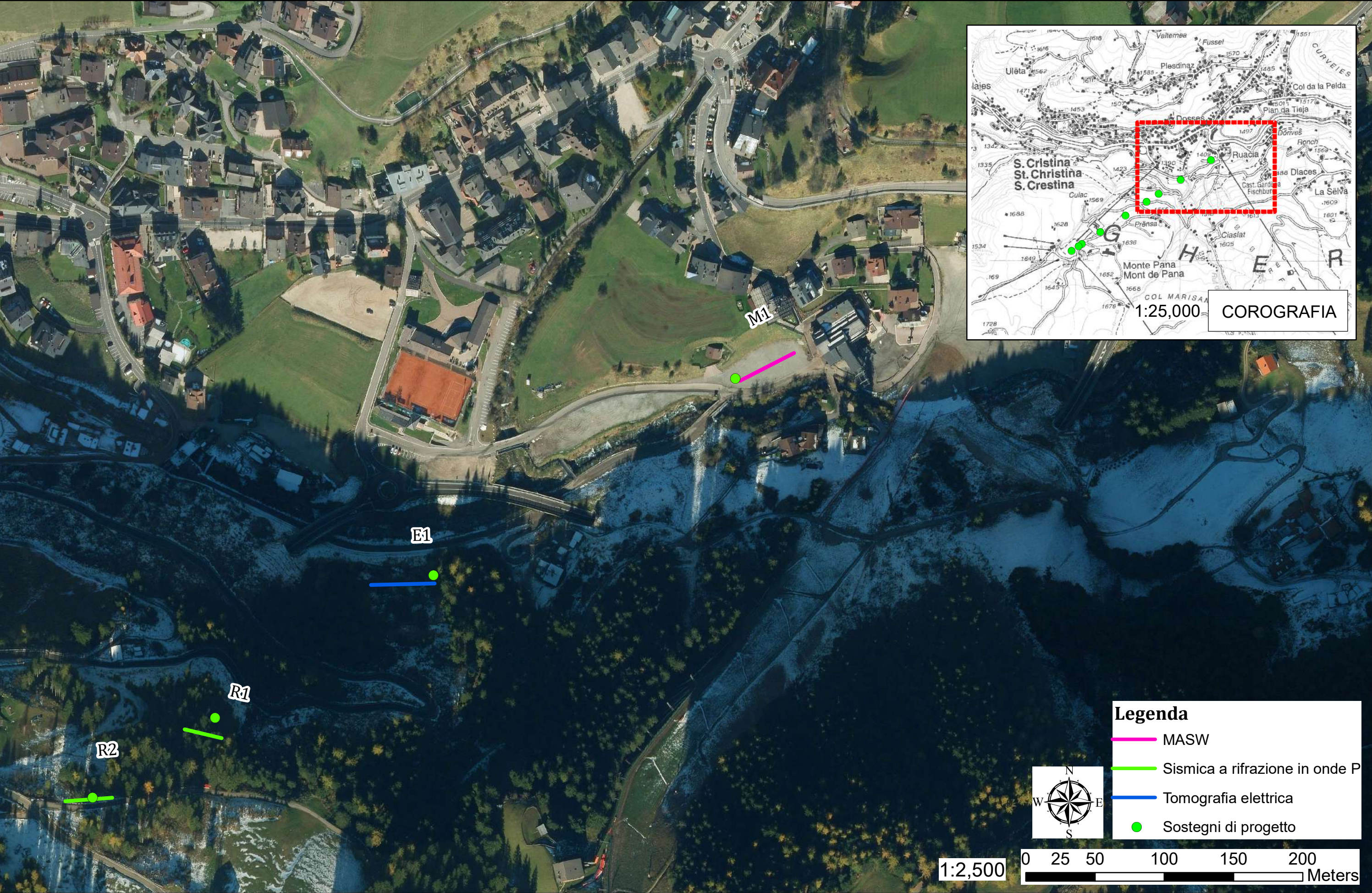


9. ELENCO ALLEGATI

- Planimetria di inquadramento indagini geofisiche – tavola 1 di 2
- Planimetria di inquadramento indagini geofisiche – tavola 2 di 2

PROGETTO NUOVA CABINOVIA SANTA CRISTINA IN VAL GARDENA

PLANIMETRIA DI INQUADRAMENTO INDAGINI GEOFISICHE 1 DI 2



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



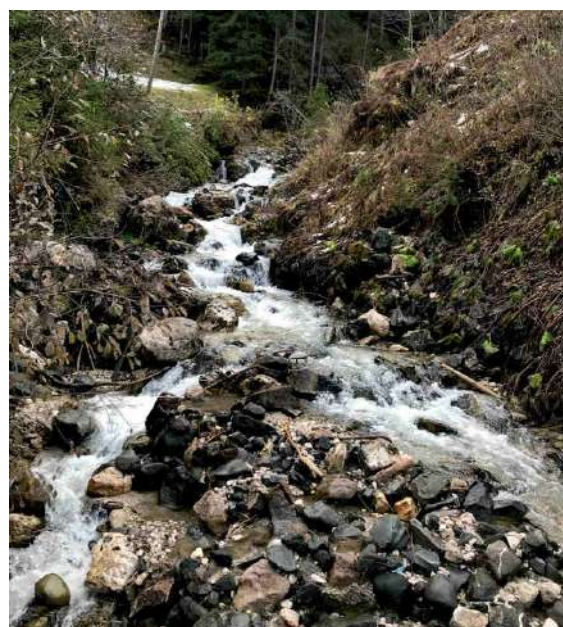
Vista della futura area interessata dalla stazione di valle e dal sostegno W1.



Versante interessato dal sostegno R2.



Vista del Rio Gardena che scorre lungo il fondovalle.



Vista del Rio Ampezzan che scorre a est del sostegno R2.

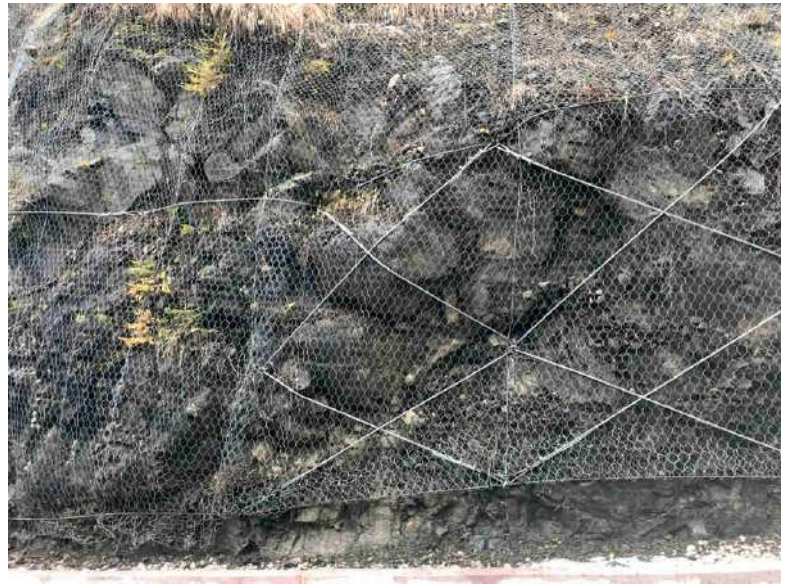
Vista della futura area interessata dal sostegno R2.



Vista del coronamento della vecchia frana, stabilizzata dall'Ufficio bacini montani, posta a ovest del sostegno "R2"; ad oggi si evidenziano blocchi rocciosi in stabilità precaria e fenomeni erosivi causati dall'azione dell'acqua piovana.



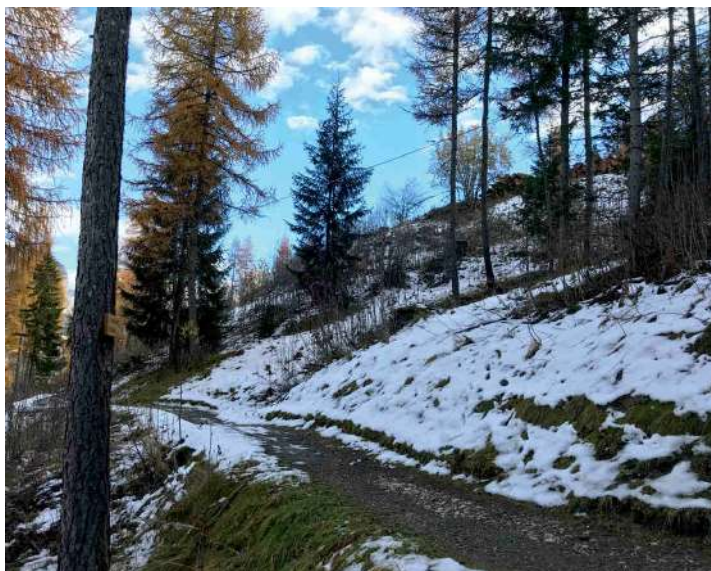
Area di progetto interessata dal sostegno S3 a monte della strada comunale «Str. Pana»
con particolare del consolidamento della parete rocciosa.



Versante interessato dal sostegno S4. Zona umida soggetta a circolazione idrica sub-superficiale.



Settore di versante interessato dal sostegno S5 in progetto.



Versante interessato dal sostegno S6.



Vista dell'area interessata dal sostegno in progetto S7. L'opera in progetto sarà posta tra il piazzale soprastante e la sede stradale.



Area interessata dal sostegno S8.



Vista verso Est (foto di sx) e verso Nord-Ovest (foto di dx) dell'area di progetto interessata dal sostegno R9 e dalla stazione di monte.

