
Comune SAN ZENO DI MONTAGNA

Provincia VERONA

Committente ARCALE Immobiliare S.r.l.

Oggetto **Piano Urbanistico Attuativo “PUA del Carro” in Comune di San Zeno di Montagna, via del Carro: RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Aggiornamento in seguito a richiesta integrazione del Genio Civile di Verona con protocollo n°: 0332630 del 21/06/2023

Data 3 ottobre 2023

Responsabile
dott. geol. Marco Daguati




Referente
dott.ssa geol. Carol Marceca




Operatori	dott. geol. Angelo Sportelli	rilevamento geotecnico
	dott.ssa geol. Carol Marceca	studio geologico e geotecnico
	dott. Antonio Carnevale	studio geotecnico
	dott. geol. Daniele Gerosa	studio sismico

Direttore Tecnico Ing. Laura Pezzoni

INDICE

PREMESSA.....	4
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	5
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	5
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria.....	7
1.3 Inquadramento sismico.....	7
1.4 Pericolosità idraulica	8
1.5 Vincoli e fragilità.....	9
ALLEGATI 1 - 2	9
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	12
2.1 Indagine geofisica con la metodologia MASW: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata.....	13
2.2 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18	18
2.3 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	19
2.4 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	21
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	22
3.1 Trincee esplorative	22
3.2 Rilevamento geomeccanico.....	22
3.2.1 Descrizione preliminare degli ammassi	23
3.2.2 Orientazione e numero di set di discontinuità.....	26
3.2.3 Spaziatura, frequenza e densità di fratturazione	27
3.2.4 Persistenza.....	28
3.2.5 Rugosità delle discontinuità.....	28
3.2.6 Resistenza a compressione monoassiale.....	29
3.2.7 Apertura, riempimenti e condizioni idrauliche	30
3.3 Classificazione geomeccanica.....	32
3.3.1 RQD - Rock Quality Designation	32
3.3.2 RMR - Rock Mass Rating.....	32
3.3.3 GSI - Geological Strength Index.....	35
3.4 Analisi cinematica di stabilità	36
3.4.1 Scivolamento planare.....	36
3.4.2 Ribaltamento	36
3.5 Modello geotecnico di riferimento	37
3.6 Conclusioni.....	39
Allegato 3 – Ubicazione dei rilievi	40
Allegato 4 – Trincee esplorative	41

Allegato 5 – Stazione di rilevamento 1	43
Allegato 6 – Stazione di rilevamento 2	44
Allegato 7– Stereogramma e Cluster Analysis	45
Allegato 8– Analisi cinematica di stabilità – Scivolamento planare	46
Allegato 9– Analisi cinematica di stabilità – Ribaltamento.....	47

PREMESSA

In seno al Piano Urbanistico Attuativo denominato “PUA del Carro” nel Comune di San Zeno di Montagna, la scrivente Società ha ricevuto l’incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche locali per una valutazione complessiva dell’intervento di trasformazione e il corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018 e s.m.i..

Dato lo scopo del presente lavoro, che prevede la ricostruzione della porzione più superficiale di sottosuolo, è stato effettuato un rilievo geomeccanico degli affioramenti in sito e uno stendimento geofisico tipo “MASW” per determinare l’azione sismica di progetto.

Nella seguente figura è indicata l’area di intervento, ubicata in via del Carro.

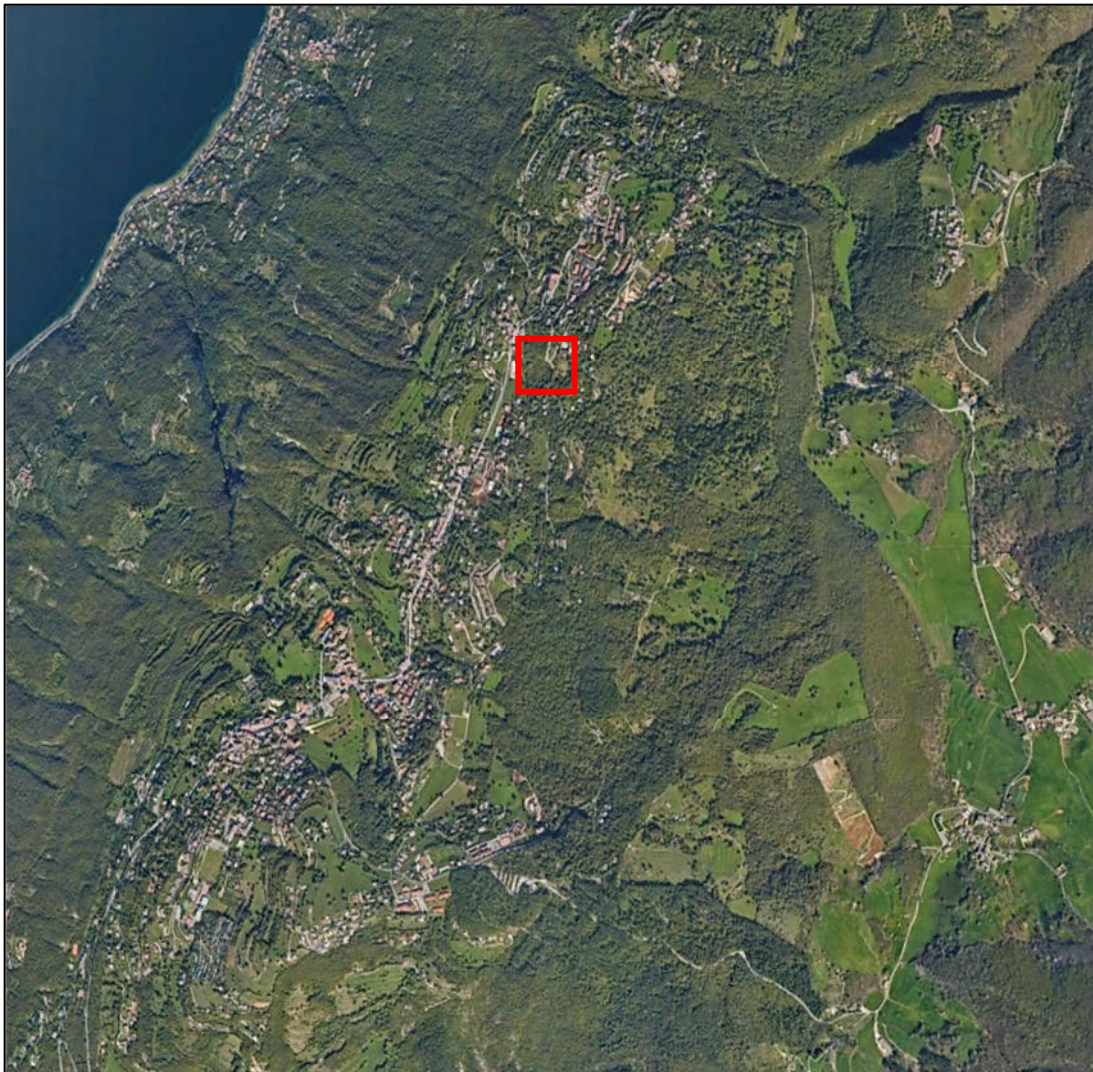


Figura 1 - Ubicazione dell’area di intervento (tratta da Google Earth).

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area d'intervento si sviluppa in corrispondenza del versante occidentale del Monte Baldo, affacciato ad ovest sul Lago di Garda, il quale rappresenta un'ampia piega anticlinale collocata sul margine occidentale della *Piattaforma di Trento* (Figura 2).

Come riportato nella "Carta Geologica d'Italia - Foglio 48 - Peschiera del Garda" (Figura 2), il fronte occidentale della piega (sul quale si sviluppa l'area in esame) è costituito dalle formazioni del gruppo del Monte Baldo (*Giurassico inf.*), ovvero calcari stratificati con giacitura a franapoggio, immergenti uniformemente verso il Lago; in copertura si sviluppano depositi morenici alterati con blocchi di calcari nel settore di monte ed elementi meno grossolani con lenti argillose a valle, oltre una spessa coltre eluvio-colluviale.

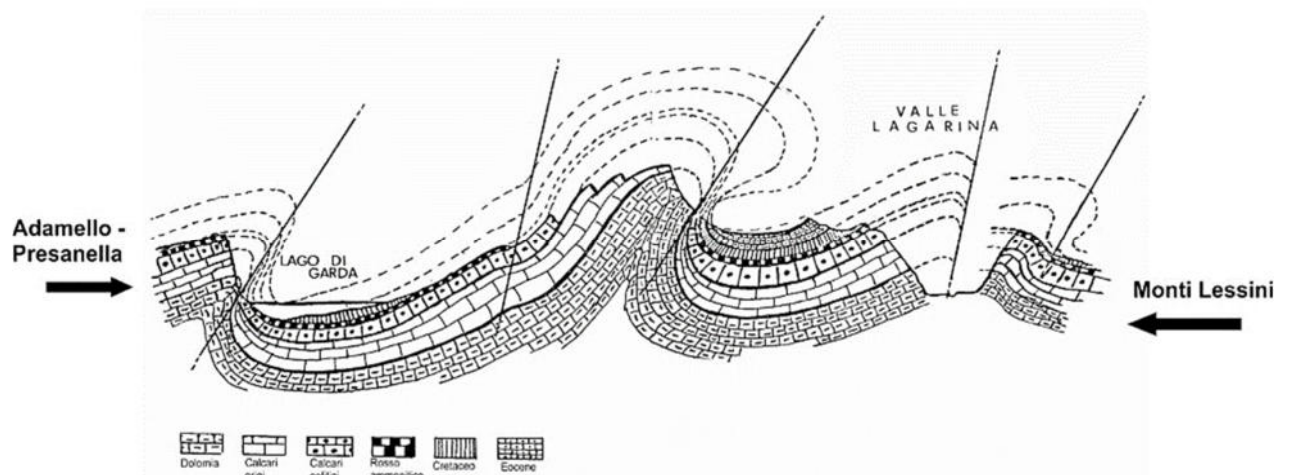


Figura 2 - Stralcio della Carta geologica d'Italia (Unione Montana del Monte Baldo-Garda).

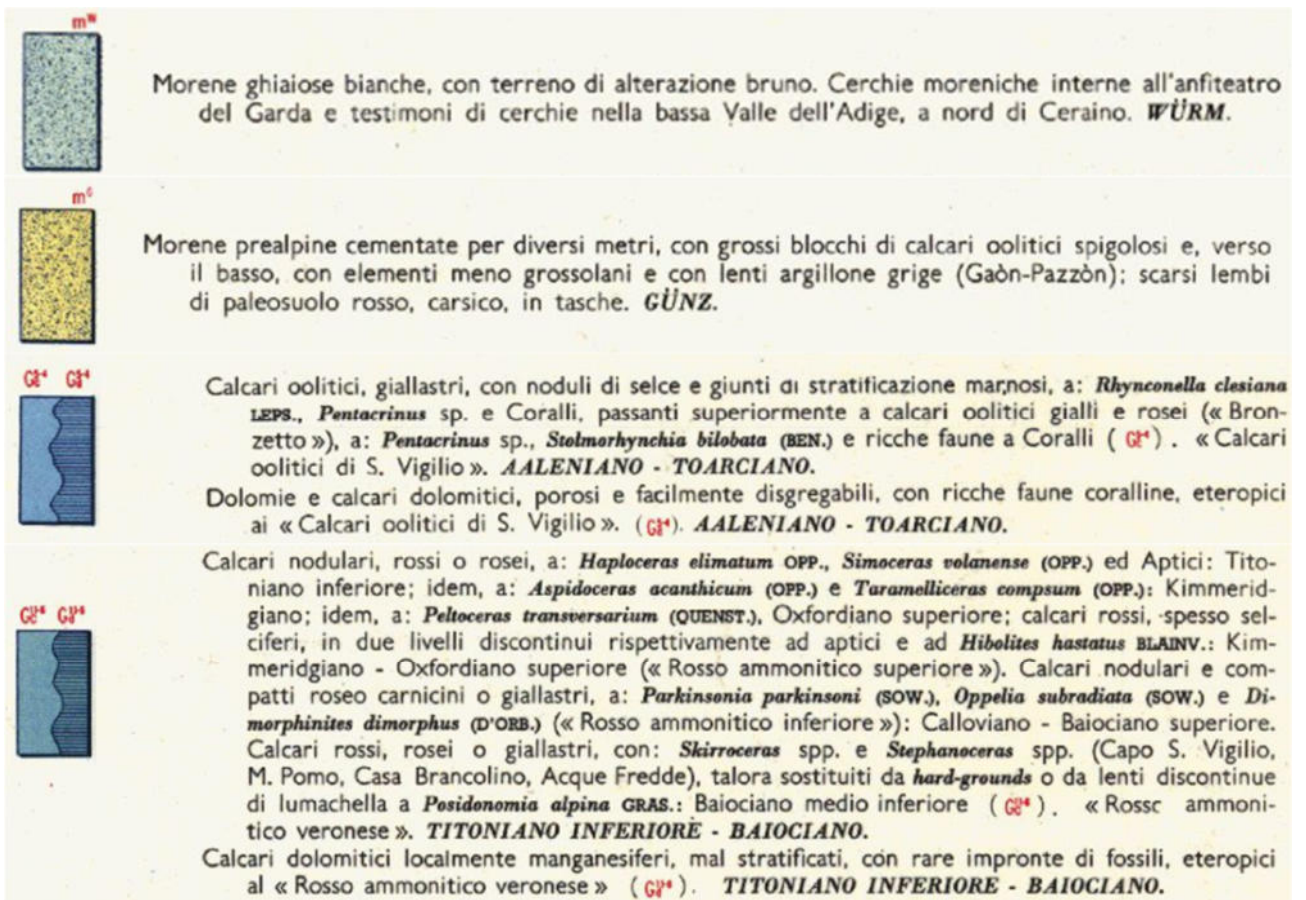


Figura 3 - Stralcio della Carta geologica d'Italia (scala 1:100.000 modificata), Foglio n. 48 "Peschiera del Garda".

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

La circuitazione idrogeologica del territorio comunale di San Zeno di Montagna è condizionata dai lineamenti tettonici e dalla natura dei terreni pre-quadernari: l'intero massiccio del Monte Baldo costituisce un importante acquifero carsico alimentato dalle acque meteoriche. La permeabilità lungo le fratture e i condotti carsici è localmente elevata, mentre i depositi sciolti di copertura presentano una scarsa permeabilità condizionata dall'abbondante frazione limo-argillosa (fonti: L. Berti 2017; S. Del Forno, 2019).

1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, secondo l'Allegato A alla D.G.R. n. 244 del 09 marzo 2021, l'area d'intervento appartiene alla **zona sismica 2** (Figura 3).

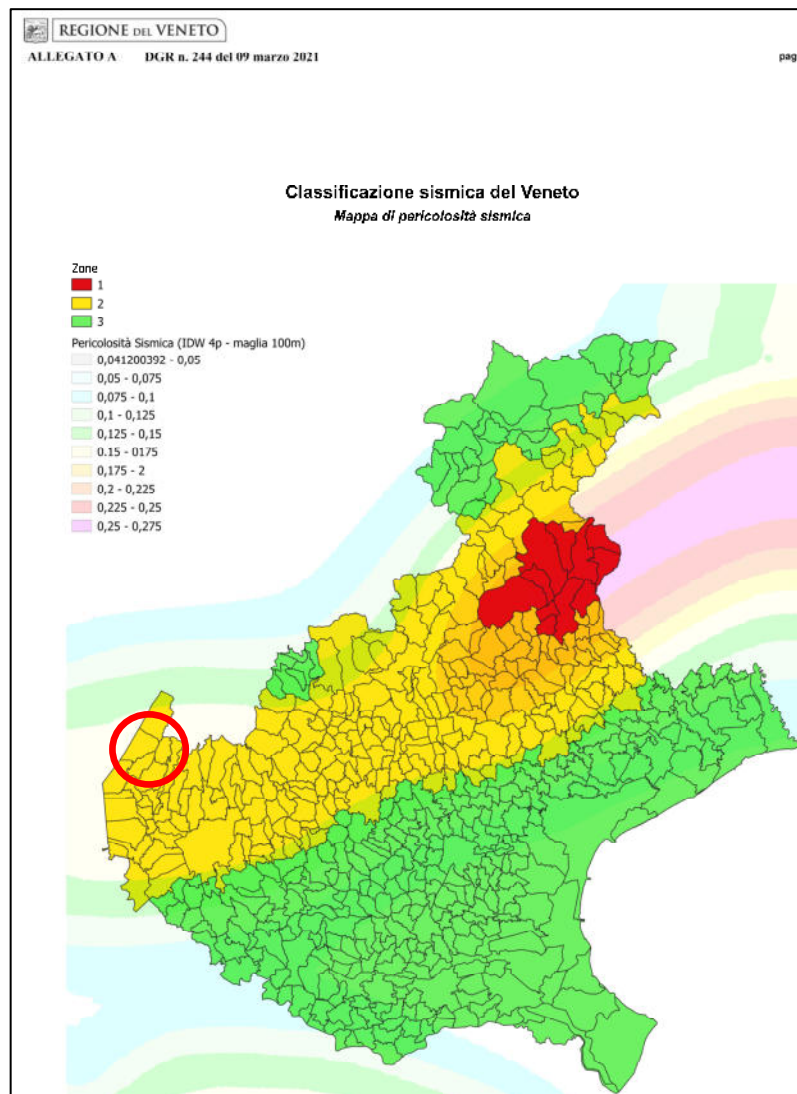


Figura 3 - Classificazione sismica dei Comuni del Veneto (D.G.R. n. 244 del 09 marzo 2021).

1.4 Pericolosità idraulica

Secondo la “Mappa della Pericolosità Idraulica” del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrogeologico delle Alpi Orientali, l’area di intervento non è interessata da pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico; in *Figura 5* si riportano le classi di altezza idrica per esondazione previste con tempo di ritorno di 30, 100 e 300 anni.

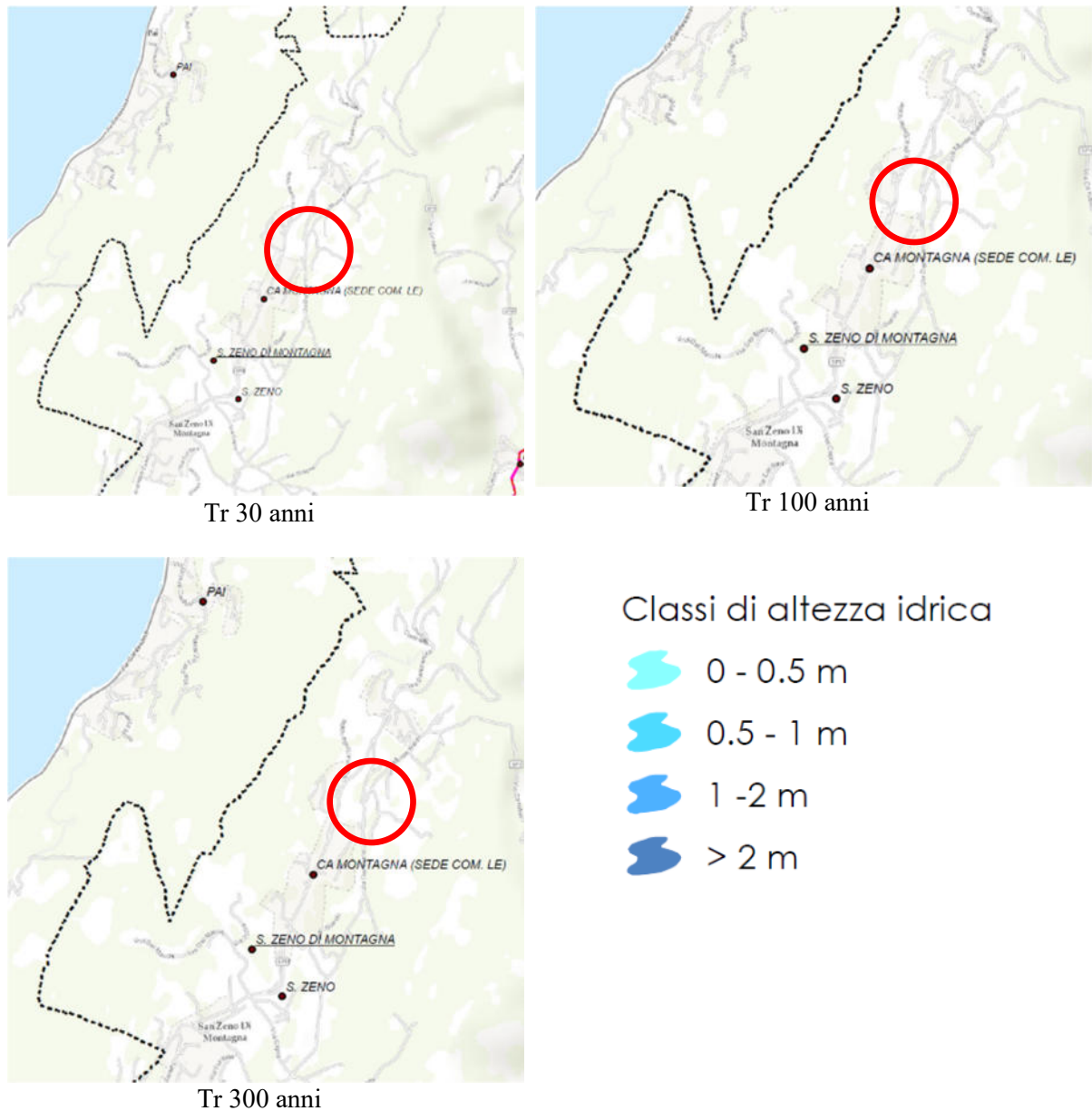


Figura 5 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrogeologico delle Alpi Orientali.

1.5 Vincoli e fragilità

Per quanto riguarda i vincoli geologici, in *Allegato 1* si riporta uno stralcio della “Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale” derivata dal P.A.T., dalla quale si evince come l’area sia soggetta a vincolo idrogeologico-forestale (R.D. n. 3267 del 31/12/1923).

Come mostrato in *Allegato 2* (“Carta delle Fragilità” del P.A.T.), l’area è classificata come “IDONEA”, di seguito meglio descritta:

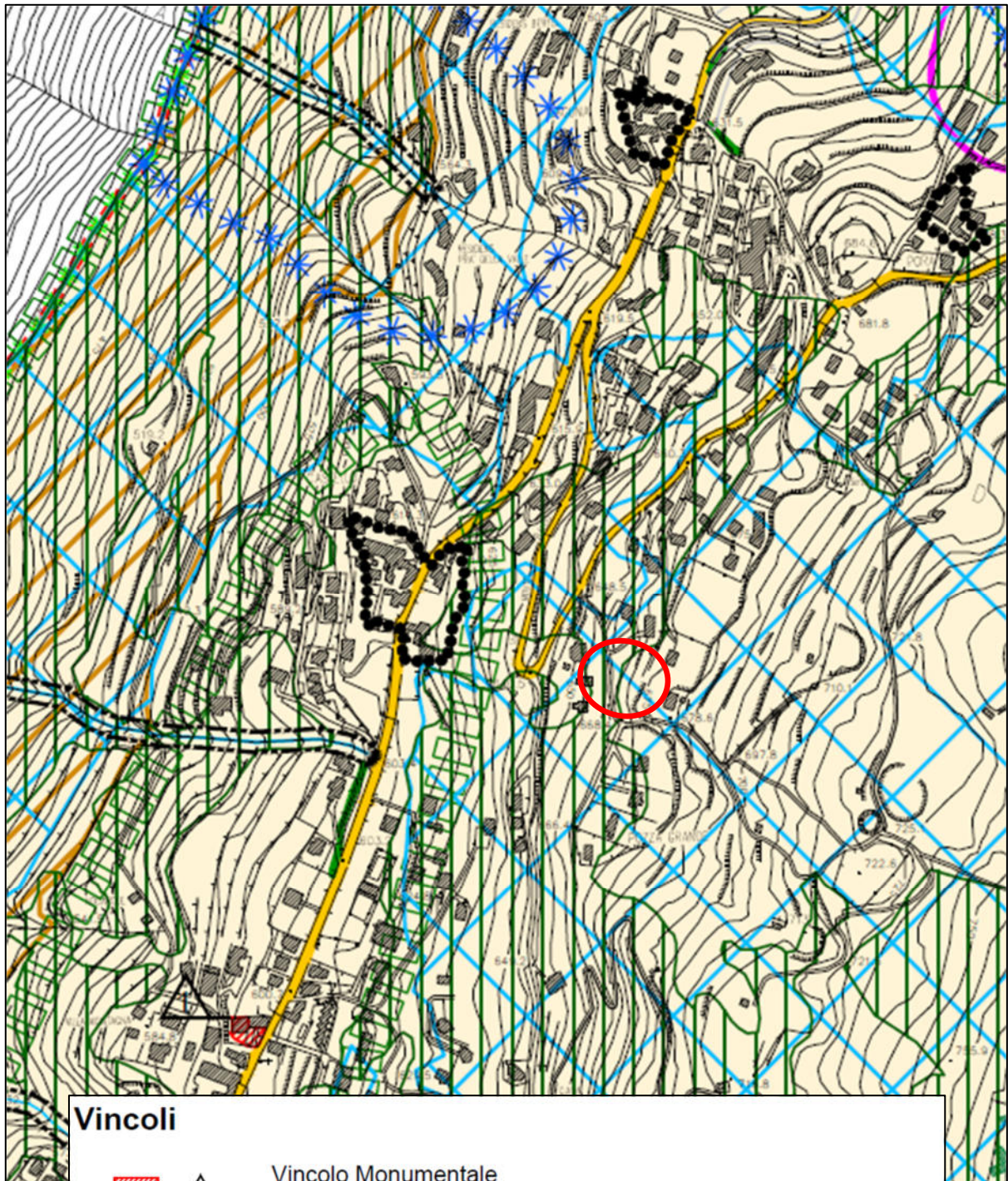
•**aree idonee:** per bassa pendenza, litologie non amplificabili, nessun fenomeno carsico, nessun fenomeno franoso, buone caratteristiche geotecniche (roccia compatta stratificata); in tali aree è possibile la trasformazione e sono obbligatorie indagini geognostiche previste della legislazione vigente.

ALLEGATI 1 - 2

(Stralci tratti da: “Piano d’Assetto del Territorio” P.A.T., Relazione geologica, Comune di San Zeno di Montagna, febbraio 2014)

- Allegato 1: Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale
- Allegato 2: Carta delle fragilità

Allegato 1 – Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale



Vincoli



Vincolo Monumentale
D.Lgs. 42/2004 art. 10 - Beni culturali



Vincolo Idrogeologico-forestale
R.D.L. 31.12.23, n. 3267

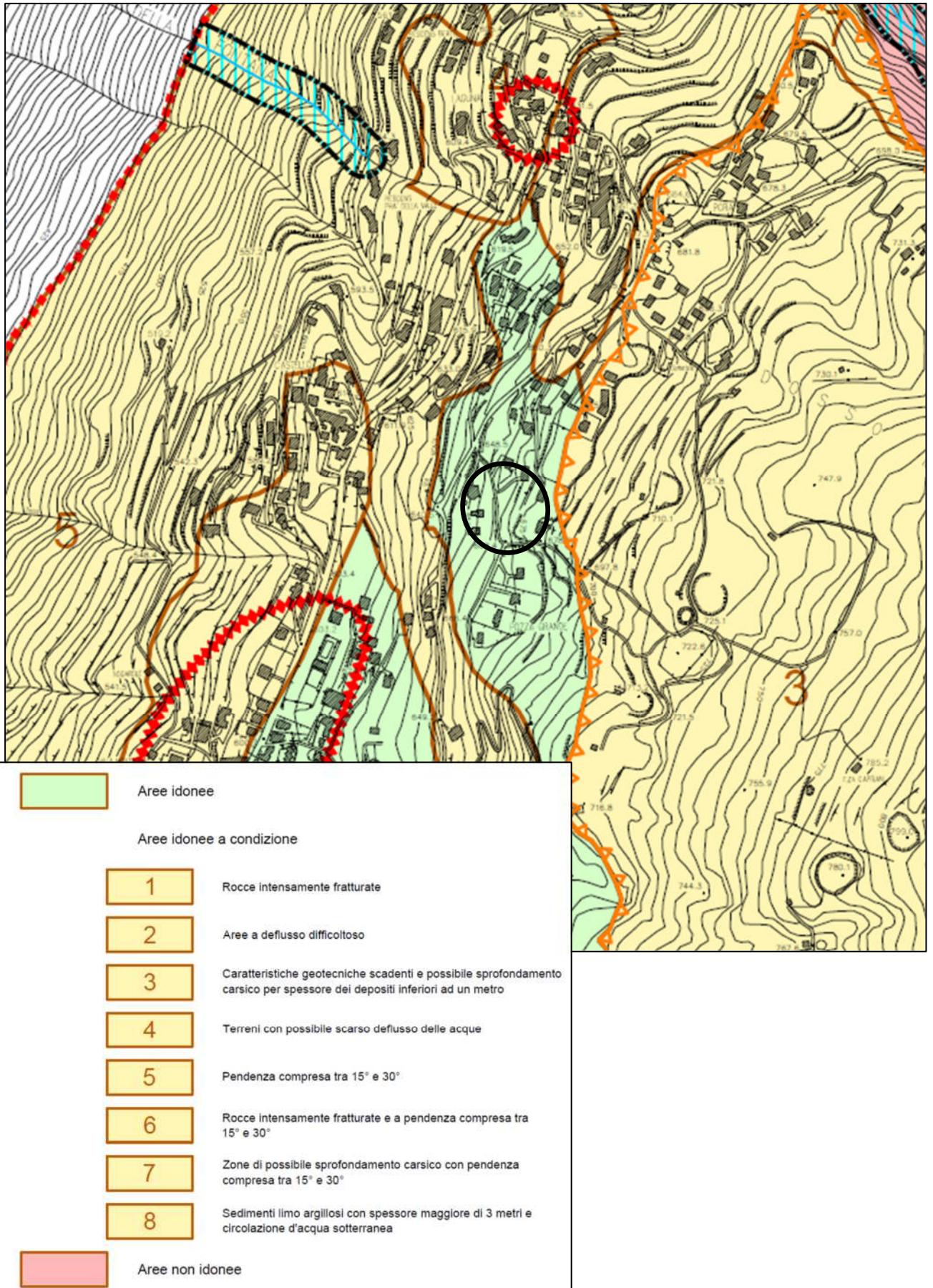


Vincolo Sismico
Zona 2 - Intero territorio comunale - D.G.R. 67/2003 - O.P.C.M. 3274/2003 -
O.P.C.M. 3519/2006 - D.G.R. 71/2008



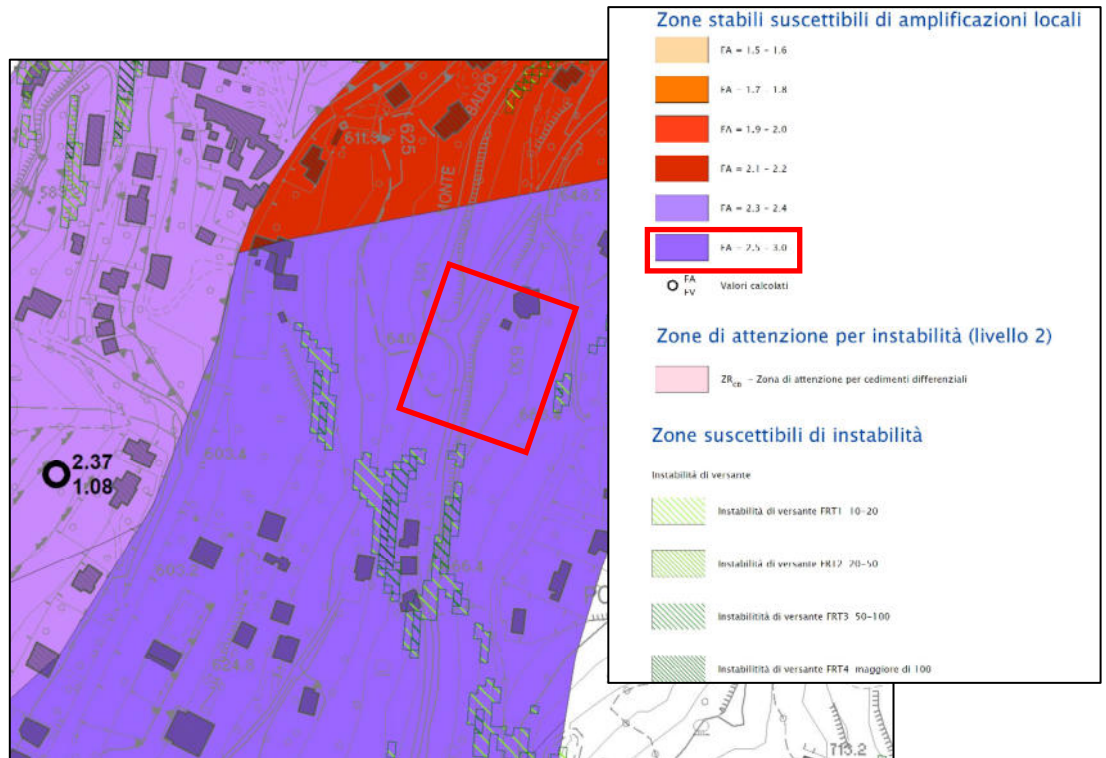
Vincolo Paesaggistico
D.Lgs. 42/2004 art. 136 - Aree di notevole interesse pubblico

Allegato 2 – Carta delle fragilità



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Facendo riferimento alla *Carta di Microzonazione Sismica – Livello 2* redatta nell'anno 2017, l'area ricade all'interno di una *zona stabile suscettibile di amplificazione locale* con $FA = 2.5 - 3.0$.



Estratto della Carta di Microzonazione Sismica (Livello 2).

Pertanto, l'obiettivo dello studio è stato quello di definire la categoria di sottosuolo (come previsto dalle NTC18) per determinare le caratteristiche geologiche proprie del sito in grado di alterare il moto sismico in superficie (modifiche della pericolosità sismica di base – amplificazioni locali).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici che permettono una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018).

Per il raggiungimento dell'obiettivo, è stato eseguito un profilo sismico con la metodologia MASW, attraverso il quale è stato ricostruito l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (onde S) con la profondità.

Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) costituisce infatti l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in

quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni lito-stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (PSB).

2.1 Indagine geofisica con la metodologia MASW: descrizione del metodo e della strumentazione utilizzata

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del *Kansas Geological Survey* (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

1) Nel "*metodo attivo*" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "*metodo passivo*" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche permette di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidità degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.0 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle

condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*).

La sorgente è stata posta ad una distanza compresa tra 4 e 8 m dal primo geofono effettuando più energizzazioni in punti differenti (*"Optimum Field Parameters of an MASW Survey"*, Park C.B. et al., 2005; Dal Moro G., 2008; Dal Moro G., 2012).

Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva o ReMi) acquisendo in totale 10 registrazioni di rumore, ciascuna della lunghezza di 30 s.

Di seguito si riassumono le principali caratteristiche della strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova MASW.

<i>n°</i>	<i>Strumentazione</i>	<i>Caratteristiche</i>
1	Unità di acquisizione	sismografo GEOMETRICS "GEODE" a 24 bit
24	Geofoni verticali	"Geospace" con $f_0= 4.5$ Hz
1	Cavo sismico	L = 60 m
1	Sorgente	Mazza battente su piattello metallico



Figura 1: Vista dello stendimento MASW effettuato.

Elaborazione dati

I dati sperimentali, acquisiti in formato SEG-2, sono stati trasferiti su PC e convertiti in un formato compatibile (KGS format file) per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (*SurfSeis 6.0* della Kansas University, Park C. B., 2019). Tale programma permette di elaborare i dati acquisiti sia con il metodo attivo che con quello passivo. L'analisi consiste nella trasformazione dei segnali registrati in uno spettro bidimensionale “*phase velocity-frequency (c-f)*” che analizza l'energia di propagazione delle onde superficiali lungo la linea sismica.

Gli spettri bidimensionali ottenuti dalle registrazioni con il metodo attivo e con quello passivo, elaborati in fasi separate, vengono successivamente combinati in modo da ottenere uno spettro unico.

La combinazione dei due metodi MASW consente di individuare il “modo fondamentale” delle onde di superficie (Rayleigh) nel campo di frequenze compreso tra i 4 e i 40 Hz e di ottenere informazioni sia “superficiali” che “profonde”.

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un “picking” attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze (si veda la curva di dispersione riportata in *figura 2*).

Tali valori vengono successivamente riportati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello di partenza ed i valori di velocità delle onde S si modifica automaticamente la curva calcolata di dispersione fino a conseguire un buon "fitting" con i valori sperimentali.

L'analisi dello spettro bidimensionale c-f consente di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall'andamento della velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità.

Dall'inversione della curva di dispersione (relativa al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) si ottiene il modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, rappresentativo dell'area investigata.

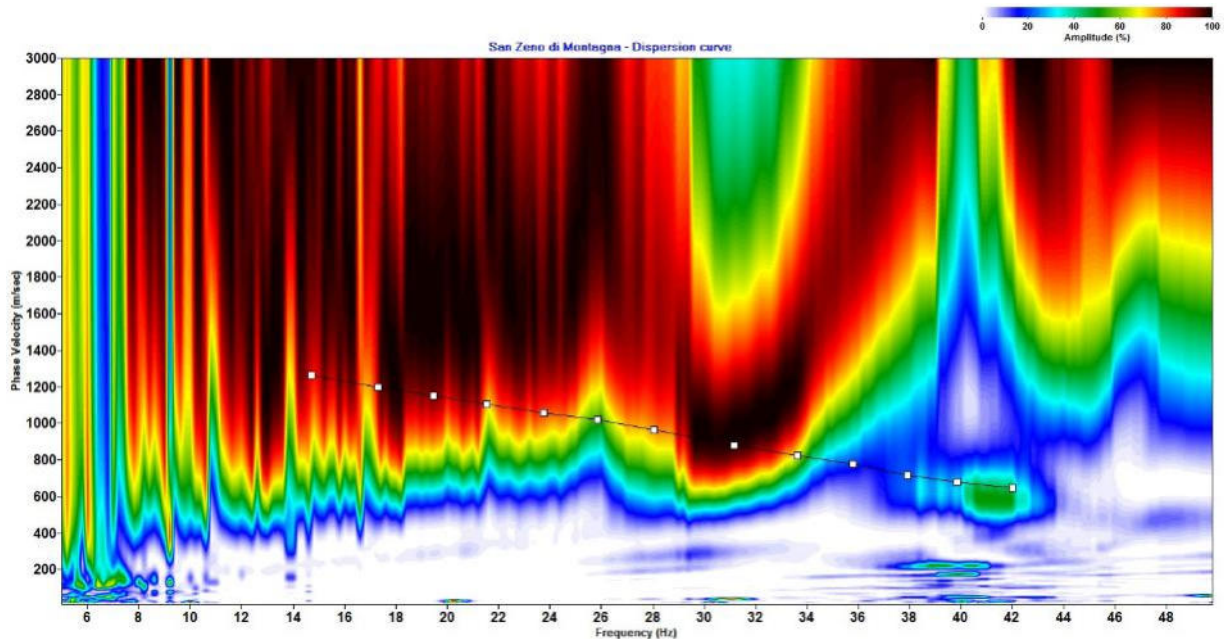
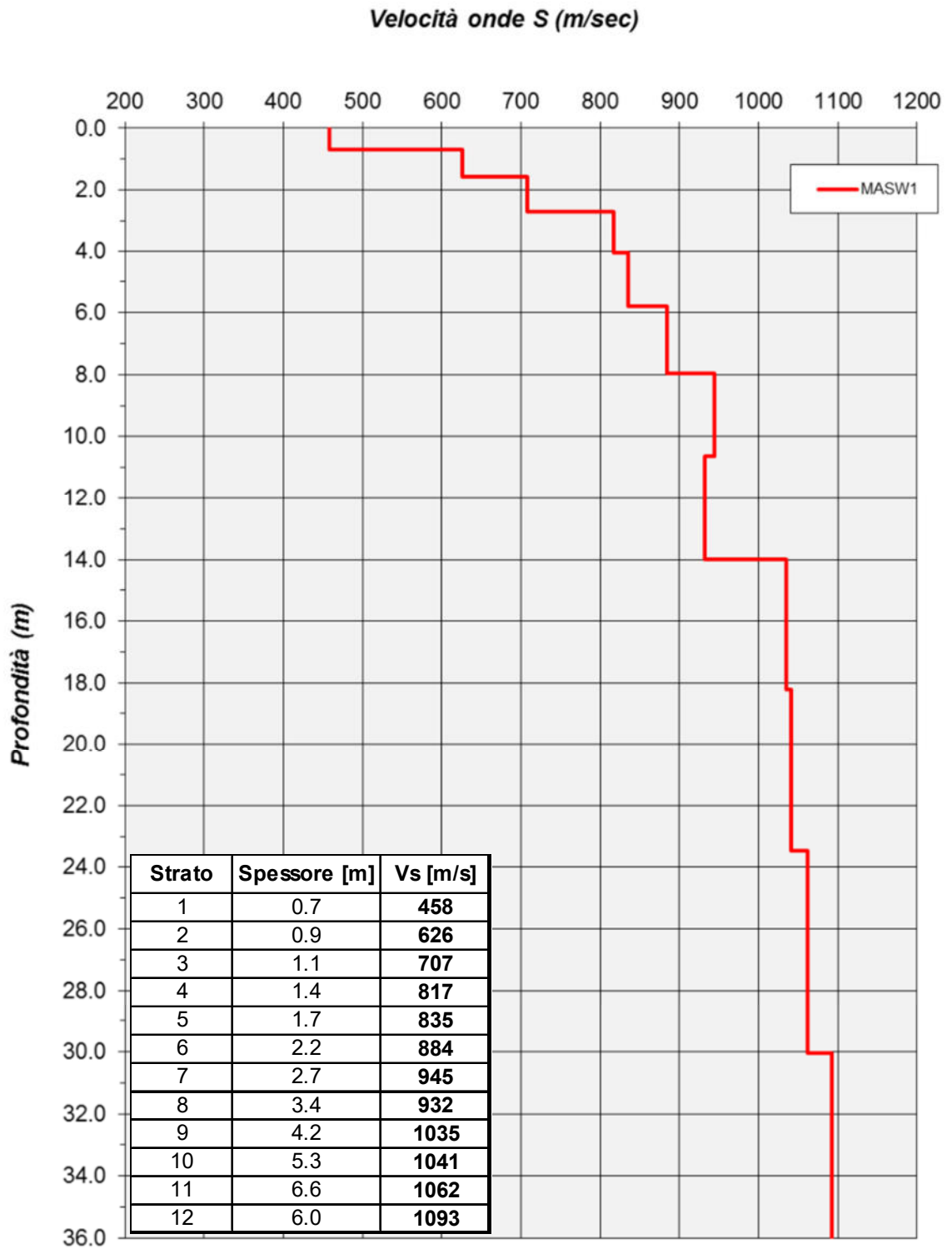


Figura 2: Spettro bidimensionale c-f e picking della curva di dispersione utilizzata per la procedura di inversione.



Andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità – V_S -z.

2.2 Definizione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC18

A partire dal modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica, è possibile calcolare il valore della $V_{S,eq}$, che rappresenta la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità del bedrock sismico H (substrato con $V_S > 800$ m/s). Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro $V_{S,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella seguente equazione (D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni")

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

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo (fino al bedrock sismico o a 30 m dalla quota di imposta delle fondazioni), N il numero di strati e H la profondità del substrato con $V_S > 800$ m/s.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono i seguenti valori (si è assunta come quota di calcolo [q.r.] il piano di esecuzione dello stendimento sismico):

Profondità di posa delle fondazioni da q.r.	$V_{S,eq}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
0.0 m	597	A*
1.0 m	677	A*
>1.0 m	>677	A*

Categoria	Descrizione
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> 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 (A*)
B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> , 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	<u>Deposit</u> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<u>Deposit</u> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da

	<i>un miglioramento del-le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<u><i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i></u>

Tabella 2: Categorie di sottosuolo (D.M. 17.01.2018).

2.3 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Nel presente capitolo vengono definiti gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica vigente. La quantificazione della risposta sismica locale avviene mediante l'utilizzo di categorie di sottosuolo che consentono una stima dell'amplificazione stratigrafica, generata dalle particolari condizioni lito-meccaniche dei terreni che costituiscono l'area in esame (approccio semplificato - Cap. 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*).

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 17.01.2018, in particolare ai capitoli 2 e 3.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Zona sismica = 2;
- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso = II;**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 50$ anni ($C_U = 1.0$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.642873 - Long 10.738320] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.435	2.493	0.2300
SLD	63%	75	0.579	2.523	0.2400
SLV	10%	712	1.628	2.433	0.2800
SLC	5%	1462	2.100	2.482	0.2800

- **Categoria di sottosuolo = A, categoria topografica = T2** ($S_T = 1.2$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S _s	C _c	S	T _B	T _C	T _D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.00	1.00	1.20	0.08	0.23	1.77
SLD	1.00	1.00	1.20	0.08	0.24	1.83
SLV	1.00	1.00	1.20	0.09	0.28	2.25
SLC	1.00	1.00	1.20	0.09	0.28	2.44

In *figura 3* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

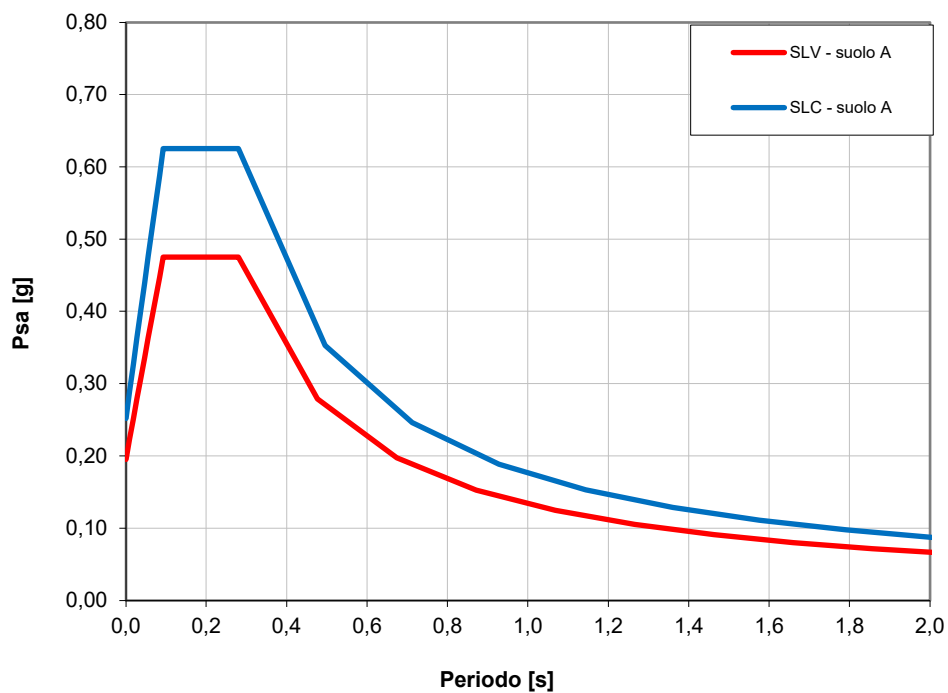


Figura 3: *Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo A e categoria topografia T2.*

2.4 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $< 0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$.

Sulla base delle caratteristiche litologiche del sottosuolo dell'area in esame (substrato roccioso sub-affiorante) – fattore di esclusione previsto dalle NTC18 - si può assumere che **i terreni che costituiscono l'area in esame non sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.**

PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

Il progetto prevede la realizzazione di tre immobili residenziali a seguito di un intervento di rimodellamento morfologico che prevede la locale asportazione dei terreni di copertura e lo sbancamento del substrato roccioso fino alla quota di imposta delle strutture di fondazione.

Per stimare la qualità e i parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di un rilievo geomeccanico eseguito su due diversi affioramenti rocciosi:

- Stazione di rilevamento 1 confinante a N con quella dell'intervento; è un fronte roccioso lungo ca. 20 m e altezza di ca. 8 m, il quale ha consentito di caratterizzare l'ammasso roccioso su due piani di esposizione differenti.
- Stazione di rilevamento 2 lungo la rampa carrabile che da Via del Carro consente l'accesso all'area di intervento, è un affioramento di ca. 2 m di lunghezza e 2 m di altezza.

Per l'osservazione diretta dei terreni di copertura e stimarne lo spessore, invece, sono state eseguite n. 4 trincee esplorative.

L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 3*.

3.1 Trincee esplorative

L'indagine si è concretizzata attraverso la realizzazione, mediante pala meccanica, di n. 4 trincee esplorative per consentire l'osservazione diretta dei terreni di copertura sino alla profondità di affioramento del substrato roccioso.

I depositi di copertura, di natura prevalentemente argillosa-limosa, hanno uno spessore massimo di ca. 1.80 m, come descritto nei profili stratigrafici schematizzati in *Allegato 4*.

3.2 Rilevamento geomeccanico

L'ammasso roccioso è, per definizione, un elemento fisico costituito dall'insieme del *materiale roccia* e dalle *discontinuità* che lo suddividono, il cui comportamento (meccanico e idraulico) dipende dalle proprietà della roccia e dalle caratteristiche geometriche (orientazione e frequenza) e meccaniche delle discontinuità (strati, giunti, fratture...); si tratta quindi di un elemento *discontinuo, non omogeneo, anisotropo e scala-dipendente* da cui dipendono le caratteristiche geomeccaniche

Le discontinuità in un ammasso roccioso condizionano in modo sostanziale il comportamento

dell'ammasso stesso e del modello geotecnico alla base di qualsiasi calcolo: ne consegue che, il fulcro di un rilievo geomeccanico è la caratterizzazione delle discontinuità sia in termini qualitativi che quantitativi.

Il procedimento usato per l'esecuzione del rilievo geomeccanico è quello descritto nelle raccomandazioni della *International Society for Rock Mechanics (1978)*, ovvero:

- orientazione/giacitura e numero di set di discontinuità;
- spaziatura;
- densità di fratturazione e stima delle dimensioni dei blocchi;
- persistenza;
- rugosità;
- resistenza a compressione monoassiale e alterazione;
- apertura, riempimenti e condizioni idrauliche;

3.2.1 Descrizione preliminare degli ammassi

Come precisato nel capitolo introduttivo, l'area in esame si colloca sulla sponda orientale del Lago di Garda, modellata su un versante esposto a W debolmente acclive (pendenza media di ca. 16°, *Figura 1*): si tratta del fianco di un'anticlinale ed è costituito da calcari stratificati con coperture eluvio-colluviali a matrice argillosa-limosa di spessore massimo rilevato pari a ca. 1.80 m (*Allegato 4*).

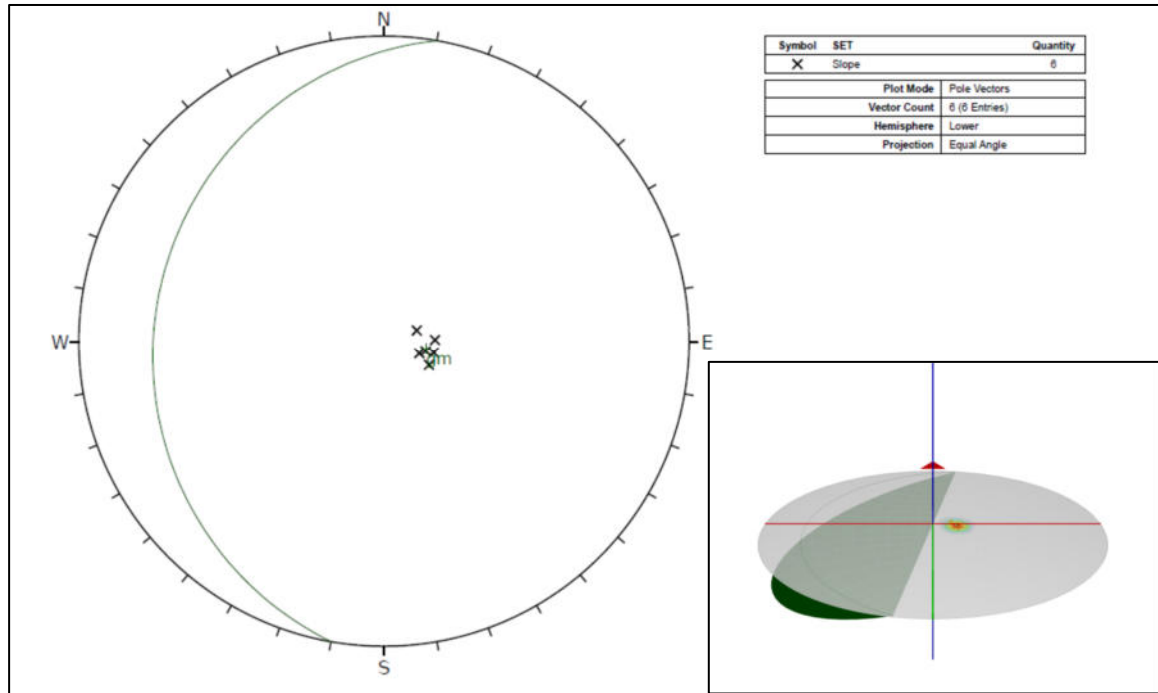


Figura 1 – Stereoplot con la giacitura media del versante (280/16 - strike/dip).

Grado di alterazione dell'ammasso

Sulla base delle osservazioni in sito ed in riferimento alla classificazione sullo stato di alterazione degli ammassi rocciosi suggerita dall' ISRM (1981) (riportata nella seguente tabella), gli ammassi rocciosi affioranti nell'area di indagine sono **moderatamente alterati (W3)**.

Si rammenta che il grado di alterazione assegnato rappresenta la condizione media alla scala dell'area indagine mentre gli affioramenti presentano stati di alterazione anche più avanzati: in *Figura 2* sono visibili settori in evidente stato di alterazione, causato dai processi pedogenetici e dallo sviluppo degli apparati radicali, i quali favoriscono l'infiltrazione di acque meteoriche con relativi processi di dissoluzione e *piping* (testimoniato dalla presenza di cavità con riempimento terrigeno) (*Figura 3*).

Termine	Descrizione	Grado
Inalterato	Non sono presenti segni di alterazione; decolorazioni sulle superfici delle discontinuità principali	W1
Debolmente alterato	La decolorazione indica alterazione del materiale roccioso e delle discontinuità; tutto il materiale è decolorato per alterazione ed	W2

essere esternamente più debole rispetto alle condizioni non alterate.

Moderatamente alterato	Meno della metà della roccia è decomposta e/o disintegrata. È presente roccia decolorata o non alterata, sia arealmente che localmente.	W3
Fortemente alterato	Più della metà della roccia è decomposta e/o disintegrata. È presente roccia decolorata o non alterata, sia arealmente che localmente.	W4
Completamente alterato	Tutto il materiale roccioso è decomposto e/o disintegrato; la struttura originaria è ancora in buona misura intatta.	W5

Considerata la natura dei terreni rocciosi (calcarei, solubili, con circuitazione carsica e frequenti tasche di alterazione, si sconsiglia la realizzazione di qualsiasi sistema disperdente di acque meteoriche per evitare fenomeni di degradazione che possano, nel tempo, alterare la stabilità globale dei sistemi fondazionali e degli ammassi rocciosi stessi.

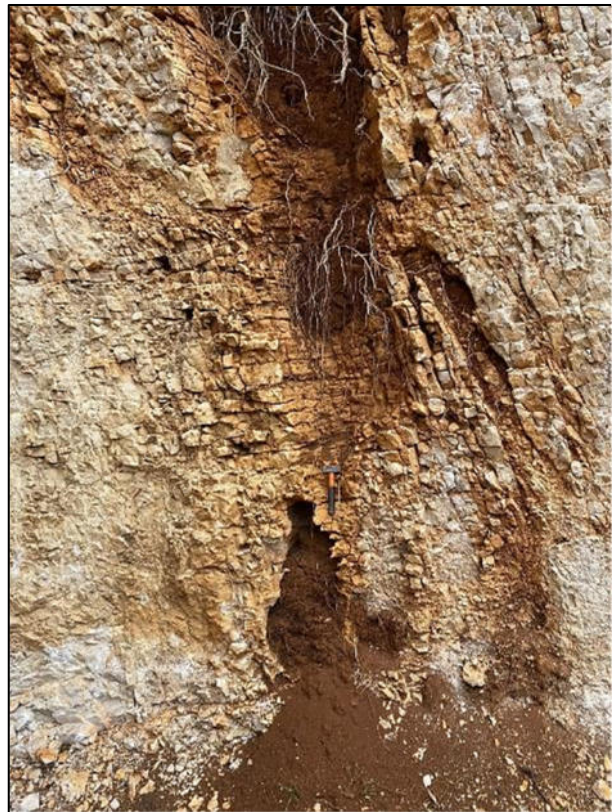




Figura 3 – A sinistra: affioramento in corrispondenza delle U2 la cui struttura geologica primaria è quasi completamente occultata dai processi di alterazione; a destra: forma di carsismo, Stazione di rilevamento 1.

3.2.2 Orientazione e numero di set di discontinuità

Un ammasso roccioso può essere interessato da numerosi sistemi di discontinuità. In fase di rilevamento sono stati presi in considerazione tutte le discontinuità osservabili in affioramento. Riportando in proiezione stereografica i poli delle discontinuità e quindi contornandoli con linee di ugual densità, si possono ricavare i sistemi principali, ricostruiti mediante l'utilizzo del programma *Dips* di *Rocscience* che, oltre plottare i valori delle giaciture in diagrammi di densità di distribuzione (*Fisher*) con *contouring*, consente, tramite l'algoritmo *Cluster Analysis*, di determinare numero di set e relativi poli dei piani modali (*Allegato 7*).

Nello specifico caso, sono stati identificati **4 famiglie di discontinuità: B (stratificazione), K1, K2 e K3 (giunti)**, di cui si riportano le giaciture modali.

Set	Giaciture modali (strike/dip)
B	202/13
K1	116/75

K2	214/84
K3	360/60

3.2.3 Spaziatura, frequenza e densità di fratturazione

La spaziatura delle discontinuità adiacenti controlla in modo sostanziale le dimensioni dei blocchi che si sviluppano. Famiglie di discontinuità molto ravvicinate, cioè con spaziatura molto bassa, producono ammassi rocciosi con coesione molto bassa.

La *Spaziatura media* (S) è definita come la distanza media tra giunti adiacenti misurata perpendicolarmente al piano della discontinuità. La *frequenza media* λ delle discontinuità è il numero medio delle discontinuità per metro lineare. La densità di fratturazione J_v (Palmstrom, 1982) è correttamente descritta dal prodotto delle spaziature relative alle famiglie di discontinuità stesse, ovvero la somma del numero di discontinuità per metro cubo di ammasso roccioso:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n}$$

dove S_i è la spaziatura dell' i -esimo set di discontinuità.

Nella seguente tabella si riportano i parametri geometrici ottenuti:

	<i>Scan line</i>		<i>Areale</i>	
	S [cm]	λ [m ⁻¹]	S [cm]	J_v [m ⁻³]
<i>Stazione 1</i>	10,54	9,48	6,34	44
<i>Stazione 2</i>	12,43	8,04	11,92	25

Con l'indice J_v è possibile, secondo Palmstrom (2005), stimare il volume medio del *blocco tipo*. In *Figura 4*, è riportato l'abaco che consente di correlare J_v e forma dei blocchi β (coefficiente di forma), al volume medio V_b .

Assumendo come $\beta = 36$ è possibile affermare che **il volume medio dei blocchi costituenti gli ammassi rocciosi rilevati è di ca. 1 dm³**

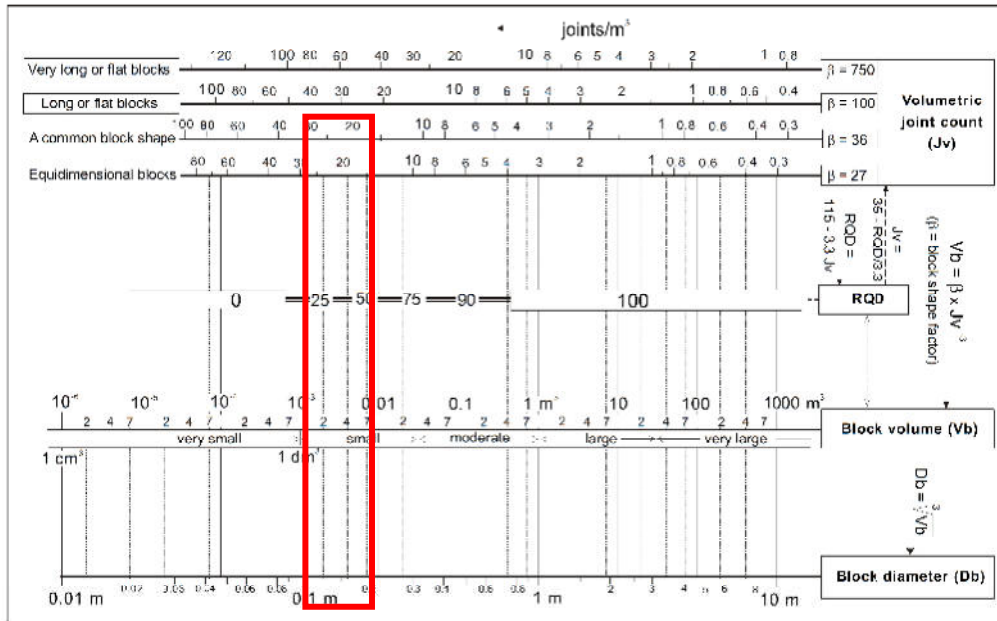


Figura 4 – relazioni tra J_v e V_b secondo Palmstrom (2005).

3.2.4 Persistenza

La persistenza è il rapporto percentuale tra area di effettiva separazione e area del piano che contiene la discontinuità stessa. Nel caso di osservazioni dirette su due superfici di affioramento contigue a diversa orientazione è possibile stimare la persistenza areale distinguendo tre classi (ISRM,1978):

- I. <25 %: non persistente;
- II. 25 % - 80 %: sub persistente;
- III. > 80% persistente;

In fase di rilievo, in particolare nella *stazione di rilevamento 1* dove è favorita l'osservazione diretta della formazione da diverse orientazioni, **è stata stimata per le discontinuità la Classe "persistente" (> 80 %).**

3.2.5 Rugosità delle discontinuità

La rugosità, ovvero la misura dell'irregolarità geometrica della discontinuità a piccola scala (10-20 cm) ha un'influenza diretta sulla resistenza al taglio, sull'apertura delle discontinuità e quindi sulle caratteristiche meccaniche (e idrauliche) dell'ammasso roccioso.

Un descrittore della rugosità è il *JRC* (Joint Roughness Coefficient, Barton, 1973), valutato confrontando i profili di rugosità rilevati in sito tramite il *Pettine di Barton* (o profilometro) con 10 profili tipo (*Figura 5*).

Durante le indagini è stato assegnato alle discontinuità un valore di *JRC* = 10

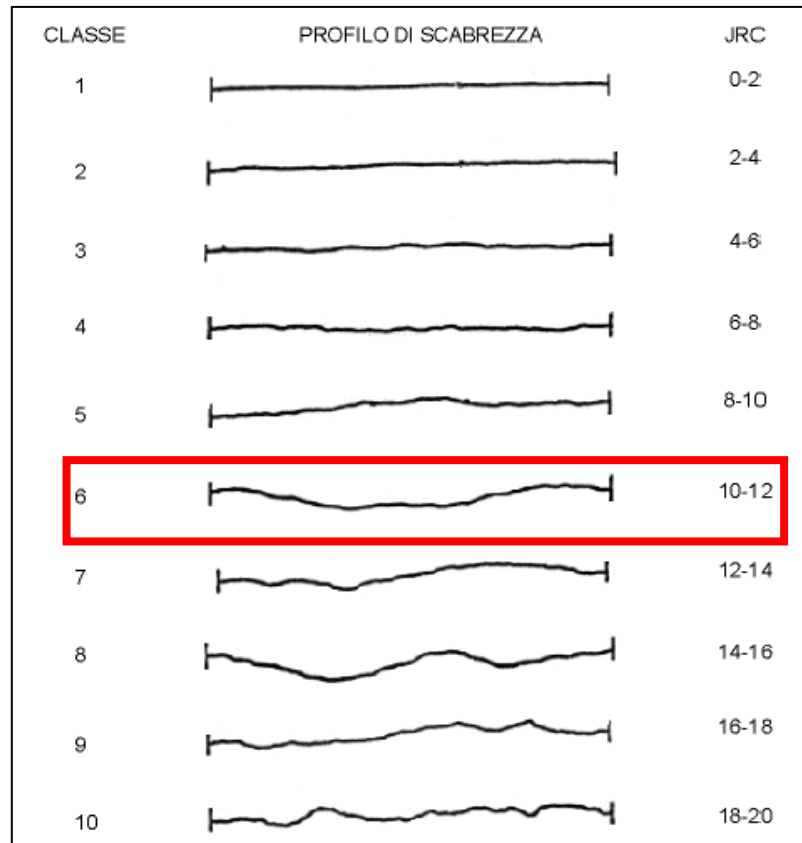


Figura 5 - Classificazione dei profili di rugosità secondo Barton (1973) e corrispondenti valori del parametro *JRC*.

3.2.6 Resistenza a compressione monoassiale

Per la stima della resistenza a compressione monoassiale non confinata è stata eseguita una serie di prove sclerometriche tramite Martello di Schmidt (tipo L). Lo strumento, dotato di una molla e una massa battente (ad energia di impatto nota), consente tramite il valore di rimbalzo (*R*), di ricavare la *JCS* (Joint Compressive Strength o UCS, Uniaxial Compressive Strength). I valori di *R* possono essere correlati alla resistenza mediante apposito abaco oppure con la seguente equazione proposta da Miller (1966):

$$JCS = 10^{0.00088\gamma R + 1.01}$$

dove γ è il peso di volume della roccia [KN/m³] e R è il valore di rimbalzo letto sullo strumento.

Durante il rilievo sono state eseguiti numerosi test sclerometrici che hanno consentito di determinare un valore di JCS = 95 ± 10 [Mpa].

3.2.7 Apertura, riempimenti e condizioni idrauliche

L'apertura di una discontinuità è la distanza media che separa le due pareti di roccia intatta.

In riferimento alla tabella suggerita dall'ISRM e sulla base delle osservazioni in sito, i giunti degli ammassi rilevati sono **Aperti: 0.5 – 2.5 mm.**

Tipo di giunto	Apertura
Molto serrato	< 0.1 mm
Serrato	0.1 – 0.25 mm
Poco serrato	0.25 – 0.5 mm
Aperto	0.5 – 2.5 mm
Apertura ampia	2.5 – 10 mm
Apertura molto ampia	10 – 100 mm
Apertura estremamente ampia	100 – 1000 mm
Giunto cavernoso	>1 m

È definito *riempimento* qualunque materiale contenuto nelle discontinuità (giunto, frattura, stratificazione) le cui proprietà differiscono da quelle della roccia.

Le discontinuità rilevate sono caratterizzate da **materiale di riempimento terrigeno il cui spessore < 5 mm.**

I giunti sono delle strutture molto importanti per il controllo del flusso delle acque sotterranee all'interno delle rocce. La quantità e l'ubicazione delle fuoriuscite d'acqua devono essere censite e danno informazioni sulla permeabilità delle discontinuità.

Poiché il rilevamento è avvenuto in un periodo siccitoso, non sono stati osservati fenomeni idrici attraverso le discontinuità, sebbene siano presenti segni di alterazione connessi alla percolazione di acque meteoriche; pertanto, si ritiene rappresentativo assegnare agli ammassi rilevati un **grado di filtrazione 3 – le discontinuità sono asciutte ma mostra segni evidenti di flusso d'acqua.**

Grado di filtrazione	Descrizione
1	La discontinuità è molto chiusa e asciutta; il flusso lungo di essa non appare possibile.
2	La discontinuità è asciutta senza alcun evidente flusso d'acqua.
3	La discontinuità è asciutta ma mostra segni evidenti di flusso d'acqua, come tracce di ossidazioni etc.
4	La discontinuità è umida ma non vi è presenza di acqua libera.
5	La discontinuità mostra filtrazione, occasionali gocce d'acqua ma non flusso continuo.
6	La discontinuità mostra un flusso continuo di acqua.

3.3 Classificazione geomeccanica

Lo scopo di un rilievo geomeccanico è quello di classificare gli ammassi rocciosi secondo schemi standardizzati, valutarne la qualità rispetto a particolari applicazioni e stimarne i principali parametri meccanici attraverso schemi multi-parametrici.

Nei seguenti paragrafi verranno illustrate le classificazioni utilizzate nel presente studio e i relativi risultati secondo i principali criteri:

- RQD, Rock Quality Designation (Deere et al., 1967; Priest e Hudson, 1976).
- RMR, Rock Mass Rating (Beniawski, 1976,1989).
- GSI, Geological Strength Index (Hoek, et al. 1995).

3.3.1 RQD - Rock Quality Designation

Definito anche come *recupero percentuale modificato*, nasce come classificazione autonoma nel caso di sondaggi a carotaggio continuo ma è particolarmente significativo come contributo nel contesto di altre classificazioni parametriche (RMR).

In mancanza di carote di sondaggio, RQD si può applicare al campionamento lineare:

$$RQD = \frac{100 \sum x_i}{L}$$

dove x_i sono i valori i-esimi di spaziatura > 10 cm e L è la lunghezza della scanline; tramite la relazione di Palmström (1982) si ha anche:

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

In forma alternativa RQD si può ricavare dalla formula di Priest e Hudson (1976):

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1e\lambda + 1)$$

dove λ è la frequenza della popolazione di discontinuità lungo la linea di scansione, stimata mediante il reciproco della spaziatura media campionaria $\frac{1}{x_{medio}}$.

Sulla base dei rilievi eseguiti e delle successive elaborazioni è stato assegnato un indice ROD = 55 ± 5

3.3.2 RMR - Rock Mass Rating

L'indice RMR (Rock Mass Rating) o di Bieniawski (1974, 1989, 1993) prende in considerazione cinque proprietà: a) resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta (A1); b) indice RQD (A2); c) spaziatura delle discontinuità (A3); d) tipo e condizioni delle

discontinuità (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, materiali di riempimento) (A4); e) condizioni idrauliche (A5); f) a seconda della applicazione, una correzione per la giacitura delle discontinuità (B). Ciascun parametro è valutato in modo quantitativo e a ciascuno è assegnato un indice parziale. La somma algebrica degli indici parziali relativi ai singoli parametri fornisce l'indice RMR dell'ammasso roccioso:

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

In base al valore di questo indice l'ammasso roccioso viene suddiviso in 5 classi. Per ciascuna classe è indicata da Bieniawski una stima, seppur di larga massima, dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso (coesione e angolo di resistenza al taglio). Nella pratica si usa differenziare:

$$RMR_{basic} = RMR_b = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

$$RMR_{corretto} = RMR_c = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

Nella seguente pagina si riporta la tabella complessiva della classificazione proposta da Bieniawski con i punteggi assegnati nel corso del presente studio (evidenziati in giallo) e la classe ottenuta.

Parametro		Range di valori								
A1	Resistenza della roccia	<i>Point-load strenght index</i>	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa				
		<i>Uniaxial Compressive (UCS/JCS)</i>	> 200 Mpa	100 - 200 Mpa	50 - 100 Mpa	25 - 50 MPa	10 -25 Mpa	3 - 10 Mpa	1- 3 Mpa	
	Punteggio	15	12	7	4	2	1	0		
A2	<i>RQD</i>	90% - 100%	75% - 90%	50 % - 75%	25 % - 50 %	< 25 %				
	punteggio	20	17	13	8	3				
A3	spaziatura	> 3 m	1- 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm				
	punteggio	30	25	20	10	5				
A4	Condizioni dei giunti	persistenza	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
		<i>punteggio</i>	6	4	2	1	0			
		apertura	nessuna	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
		<i>punteggio</i>	6	5	4	1	0			
		rugosità (JRC)	molto rugose	rugose	leggermente rugose	lisce	slickenside			
		<i>punteggio</i>	6	5	3	1	0			
		riempimenti	nessuno	consistente < 5 mm	consistente > 5 mm	soft < 5 mm	soft > 5 mm			
<i>punteggio</i>	6	4	2	2	0					
A5	condizioni idrauliche	condizioni generali	asciutto	umido	bagnato	gocciolante		flusso		
		<i>punteggio</i>	15	10	7	4		0		
B	correzione per l'orientazione delle discontinuità	applicazione	tunnel & miniere	molto favorevole	favorevole	buona	sfavorevole	molto sfavorevole		
			fondazioni	0	-2	-5	-10	-12		
			versanti	0	-2	-7	-15	-25		

RMR_{basic}	43
RMR_{corretto}	36
classe	IV
descrizione	scadente

3.3.3 GSI - Geological Strength Index

Il GSI è un sistema di classificazione degli ammassi rocciosi basato su osservazioni di terreno in relazione alla litologia, alla struttura della roccia e al suo grado di alterazione. La classificazione fornisce un “Indice GSI” (*Geological Strength Index*), inizialmente introdotto da Hoek (Hoek, 1994; Hoek *et alii*, 1995; Hoek & Brown, 1997) e successivamente perfezionato per includere ammassi di qualità scarsa, rocce eterogenee e stratificate (Hoek *et alii*, 1998; Marinos & Hoek, 2000, 2001; Marinos *et alii*, 2005) e ofioliti (Marinos *et alii*, 2006). In seguito, è riportato l’abaco classificativo con il punteggio assegnato in fase di rilievo (**GSI = 45±5**).






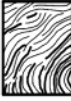
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	10	10	10
		← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				
		← DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				

Figura 6 – Schema GSI (Hoek & Marinos, 2000)

3.4 Analisi cinematica di stabilità

L'analisi cinematica riguarda lo studio del moto dei corpi senza tenere conto delle forze che ne determinano il movimento, considerando esclusivamente l'orientazione dei piani di debolezza rispetto all'orientazione del fronte di scavo o del pendio. Viene quindi valutata la presenza delle condizioni geometriche che concorrono all'instabilità e con quanta frequenza si presentano.

Nei seguenti paragrafi verranno illustrati le verifiche cinematiche di stabilità per gli ammassi rocciosi indagati in relazione ai meccanismi di *Planar sliding* e *Toppling* (Figura 7).

Le analisi sono state effettuate impiegando il tool *Kinematic Analysis* del software *Dips* di Rocscience che consente, a partire dai poli dei piani di discontinuità, di verificare quale *set* è predisposto ad un determinato meccanismo di instabilità e con quale probabilità.

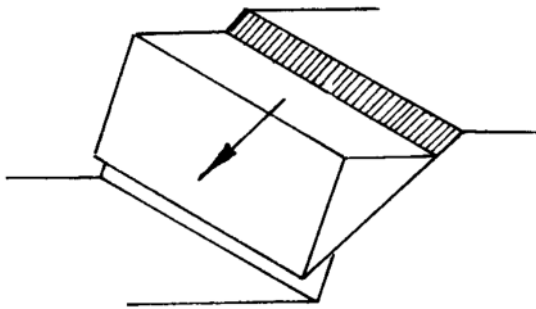


Figura 7a – Meccanismo di scivolamento planare

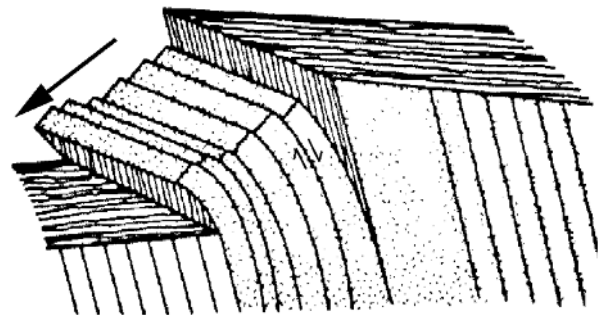


Figura 7b – meccanismo di ribaltamento

3.4.1 Scivolamento planare

Il fenomeno è cinematicamente possibile quando l'inclinazione della discontinuità considerata è minore del versante/fron­te di scavo, ovvero quando “viene a giorno”.

Sulla base dell'analisi condotta si evince come nessuna discontinuità (delle 102 esaminate) sia cinematicamente predisposta allo scivolamento planare (Allegato 8).

3.4.2 Ribaltamento

Il ribaltamento (o direct toppling) consiste nella rotazione rigida di blocchi. Questo fenomeno si verifica quando l'ammasso roccioso è interessato da due sistemi di discontinuità, la cui linea di intersezione immerge nella stessa direzione del versante, oltre ad un terzo set che svincola il blocco da monte fungendo da superficie di scivolamento.

Il tool di Roclab, analizzando tutte le combinazioni possibili dei piani, ne identifica la più frequente e predisposta cinematicamente al ribaltamento.

Nell'analisi di stabilità riportata in *Allegato 9*, i poli all'interno del settore rosso (regione di instabilità) rappresentano le linee ottenute intersecando n discontinuità. **Gli ammassi rocciosi sono cinematicamente predisposti al fenomeno di ribaltamento, seppure il volume coinvolto stimato sia ridotto (ca. 1 dm³).**

3.5 Modello geotecnico di riferimento

Dal valore di RMR_{basic} è possibile stimare i parametri di resistenza al taglio (Mohr-Coulomb) e modulo di deformazioni secondo le seguenti relazioni empiriche:

Coesione:

$$c = 5 RMR \text{ [KPa]}$$

Angolo d'attrito:

$$\phi = 5 + \frac{RMR}{2} [^\circ]$$

Modulo di deformazione con $RMR < 50$ (Serafim Peireira, 1983):

$$Ed = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

Modulo di deformazione con $RMR > 50$ (Bieniawski):

$$Ed = 2RMR - 100$$

$RMR_{basic} = 43$

Angolo di attrito [°]	26
Coesione [KPa]	215
Modulo di deformazione dell'AR [Gpa]	6,68
<i>(Serafim & Pereria, 1983)</i>	

Sulla base delle indagini eseguite è stato ricostruito il seguente modello geotecnico rappresentativo dell'area di intervento:

Unità Tv	<p>Si tratta di depositi eluvio-colluviali in matrice prevalentemente argillosa–limosa con blocchi sparsi, derivanti dall’alterazione del sottostante substrato roccioso.</p> <p>L’Unità Tv ha uno spessore massimo rilevato di ca. 1.80 m (<i>trincee esplorative</i>) e risulta NON compatibile quale terreno di fondazione delle opere di progetto.</p>
Unità A	<p>Sotto i terreni di copertura affiora il substrato roccioso costituito da calcari (formazione del Monte Baldo) in strati immergenti verso ONO a basso angolo (16°).</p> <p>L’ammasso roccioso si presenta da debolmente a fortemente alterato ed è interessato da quattro famiglie di discontinuità principali fittamente spaziate ($S = 6-11\text{ cm}$). Le pareti delle discontinuità, mediamente scabre ($JRC = 10$), hanno aperture millimetriche e talvolta sono riempite da materiale terrigeno.</p> <p>Durante i rilievi non sono state osservate manifestazioni idriche, ma sono numerosi gli aspetti che testimoniano fenomeni di carsismo e alterazione da parte delle acque meteoriche.</p> <p>Secondo la classificazione RMR (<i>Beniawski</i>, 1989), sulla scorta dei rilievi illustrati, l’ammasso roccioso è di Classe IV – Scadente ($RMR_{corretto} = 36$).</p> <p>Utilizzando le correlazioni empiriche precedentemente illustrate sono stati definiti i seguenti parametri meccanici:</p> <ul style="list-style-type: none">• <i>angolo di attrito</i> $\Phi = 25-27^\circ$;• <i>coesione</i> $C = 200-230\text{ KPa}$• <i>modulo di deformazione elastico</i> $E = 6-7\text{ GPa}$

3.6 Conclusioni

Le indagini eseguite delineano un contesto geologico, geotecnico e sismico compatibile con la trasformazione in progetto.

Il versante che ospita l'area non presenta fenomeni di instabilità globale nello stato di fatto; tuttavia, nel caso in cui fossero previsti importanti interventi di rimodellamento morfologico sarà indispensabile valutare la stabilità globale attraverso analisi circostanziata per lo stato di progetto. Lungo il confine di monte, è presente una balza rocciosa con fronte di altezza metrica globalmente stabile, ma suscettibile a fenomeni di distacco di blocchi decimetrici. A tal proposito, nello sviluppo esecutivo del progetto, sarà necessario prevedere strutture di contenimento e protezione nei confronti di eventuali distacchi di blocchi, quali reti paramassi e/o muri di sostegno adeguatamente dimensionati.

In relazione alle strutture di fondazione delle unità immobiliari di progetto, esse dovranno impostarsi sul substrato roccioso (evitando interazioni con la coltre di alterazione più superficiale, indipendentemente dal suo spessore); riguardo alla tipologia, si consiglia il ricorso a platee di fondazione che, distribuendo i carichi su superfici più ampie (rispetto a fondazioni nastriformi o puntuali), ridurranno l'esposizione degli edifici a eventuali comportamenti differenziali associabili a discontinuità del substrato roccioso e/o a tasche di alterazione che possano essere presenti sul piano di posa.

Si rammenta che nell'area d'indagine gli affioramenti presentano evidenti forme di alterazione, anche in stadi avanzati, causata sia da processi pedogenetici sia dallo sviluppo degli apparati radicali che, favorendo l'infiltrazione di acque meteoriche, danno luogo a processi di dissoluzione e *piping*. Sarà quindi da evitare qualsiasi sistema disperdente di acque meteoriche per evitare fenomeni di degradazione che possano, nel tempo, influenzare negativamente la stabilità delle opere fondazionali e degli ammassi rocciosi di substrato.

Sarà infine necessario prevedere tutte quelle opere finalizzate a raccogliere e allontanare le acque meteoriche dell'area e quelle di dilavamento/ruscellamento provenienti da monte, ivi incluse quelle che dovessero accumularsi a tergo di eventuali strutture di contenimento sul margine di monte dell'area.

Considerato il particolare contesto geologico, determinato sulla base dei pochi affioramenti rocciosi disponibili al contorno, durante l'esecuzione degli scavi di fondazione e/o di sbancamento si consiglia di affiancare alla D.L. un geologo, con l'obiettivo di confermare, sulla verticale degli interventi previsti, il modello geologico e geotecnico locale oppure modificarlo opportunamente per adeguare, se necessario, il dimensionamento delle opere di progetto.

Allegato 3 – Ubicazione dei rilievi



Allegato 4 – Trincee esplorative

<u>U1</u>				
<i>profondità (m. da p.c.)</i>				<i>Natura dei terreni</i>
Da	0.00	a	1,00 (valle) - 1.50 (monte)	Argilla consistente plastica limoso ghiaiosa di colore marrone
Da	1.00- 1.50	a		Roccia



<u>U2</u>				
<i>Profondità (m. da p.c.)</i>				<i>Natura dei terreni</i>
Da	0.00	a	1.20 (valle) – 2.00 (monte)	Argilla consistente plastica limosa ghiaiosa di colore marrone
Da	1.20- 2.00	a		Roccia



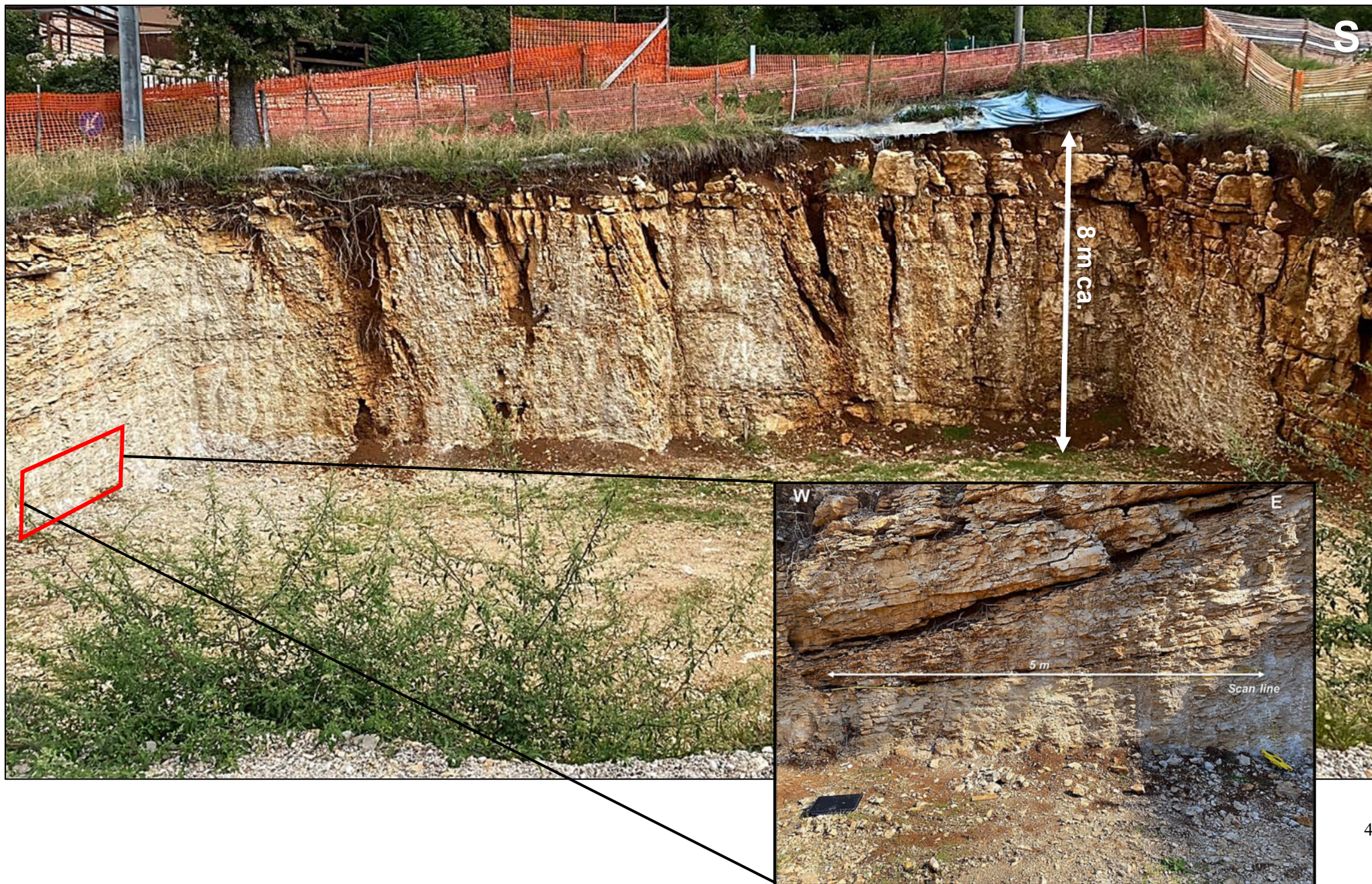
<u>U3</u>				
<u>Profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	1.60 (valle) – 2.00 (monte)	Argilla consistente plastica limosa ghiaiosa di colore marrone
Da	1.20- 2.00	a		Roccia



<u>U4</u>				
<u>Profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.70 (valle) – 1.30 (monte)	Riporto: argilla consistente plastica limosa ghiaiosa e laterizi
Da	1.30 - 3.00	a		Roccia



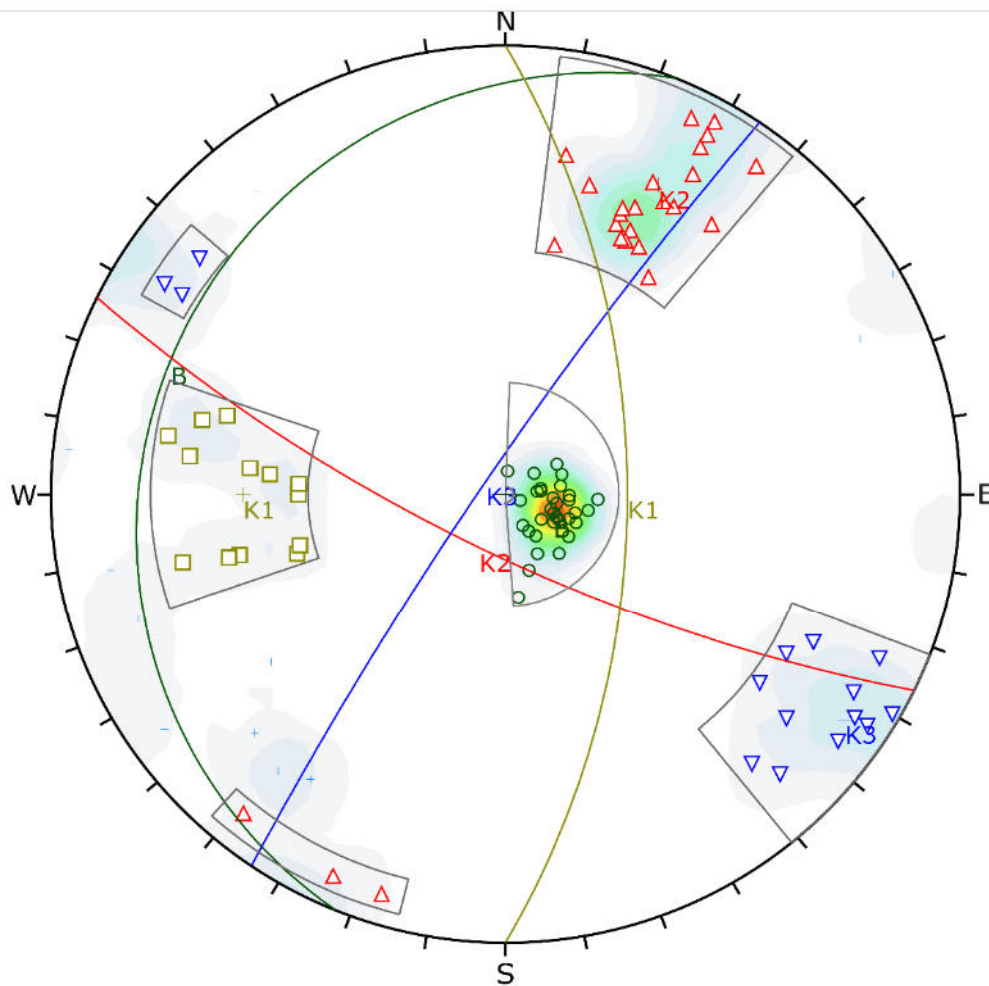
Allegato 5 – Stazione di rilevamento 1



Allegato 6 – Stazione di rilevamento 2



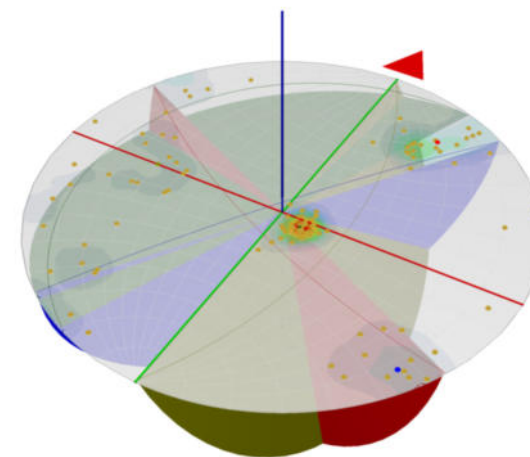
Allegato 7– Stereogramma e Cluster Analysis



Symbol	Set	Quantity
○	1	34
△	2	25
▽	3	15
□	4	13
+	[no data]	15

	Color	Strike (Right)	Dip	Label
Mean Set Planes				
1m	■	202	13	B
2m	■	116	75	K2
3m	■	214	84	K3
4m	■	360	60	K1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	102 (102 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle



Vista 3D – emisfero inferiore

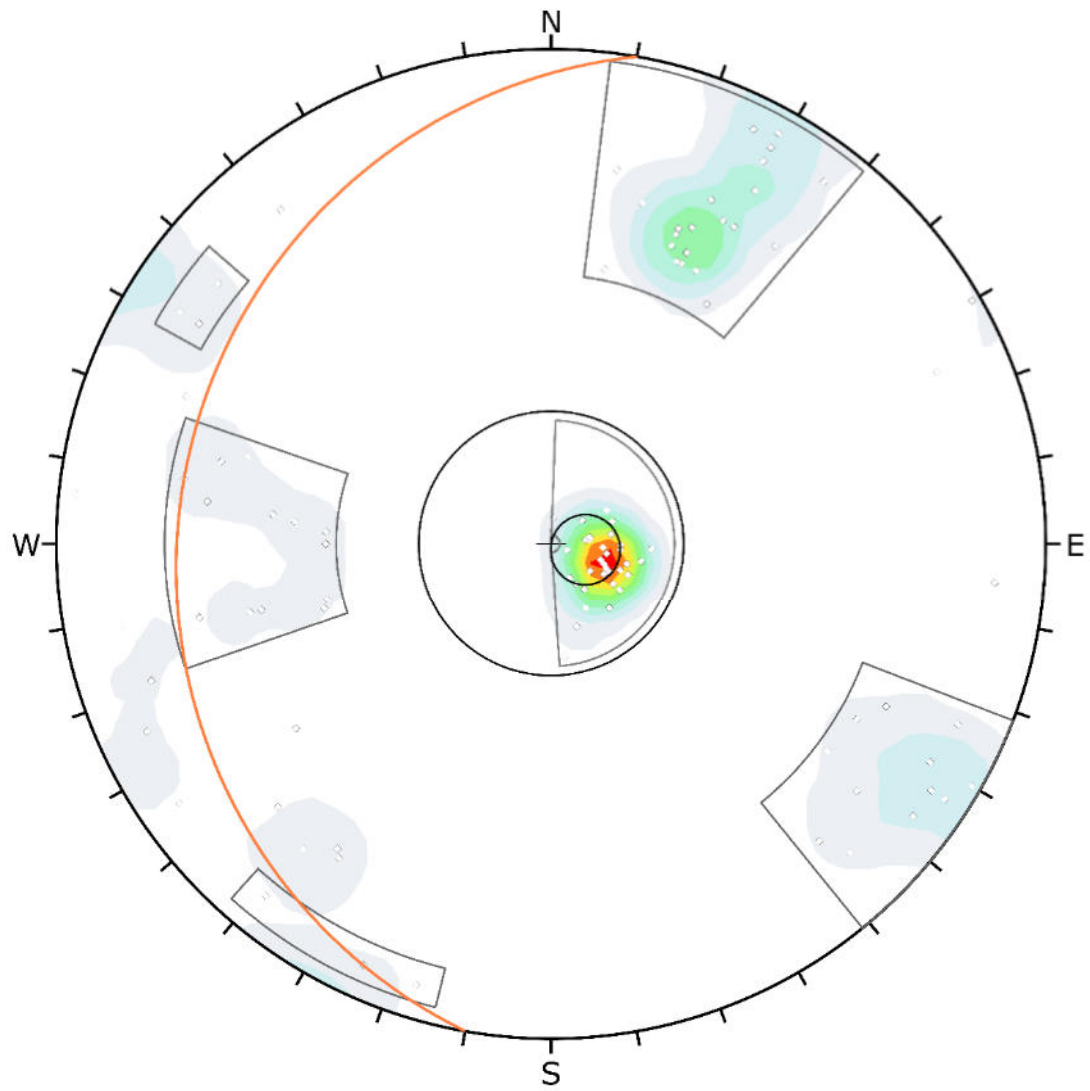
GEOLAMBDA
Engineering S.r.l.

DIPS 8.021

Arcale Immobiliare S.r.l.
San Zeno Montagna

roscience

Allegato 8– Analisi cinematica di stabilità – Scivolamento planare



Symbol	Feature
○	Pole Vectors
●	Critical Vectors

Kinematic Analysis	Planar Sliding
Slope Dip	16
Slope Dip Direction	280
Friction Angle	30°

	Critical	Total	%
Planar Sliding (All)	0	102	0.00%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	102 (102 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

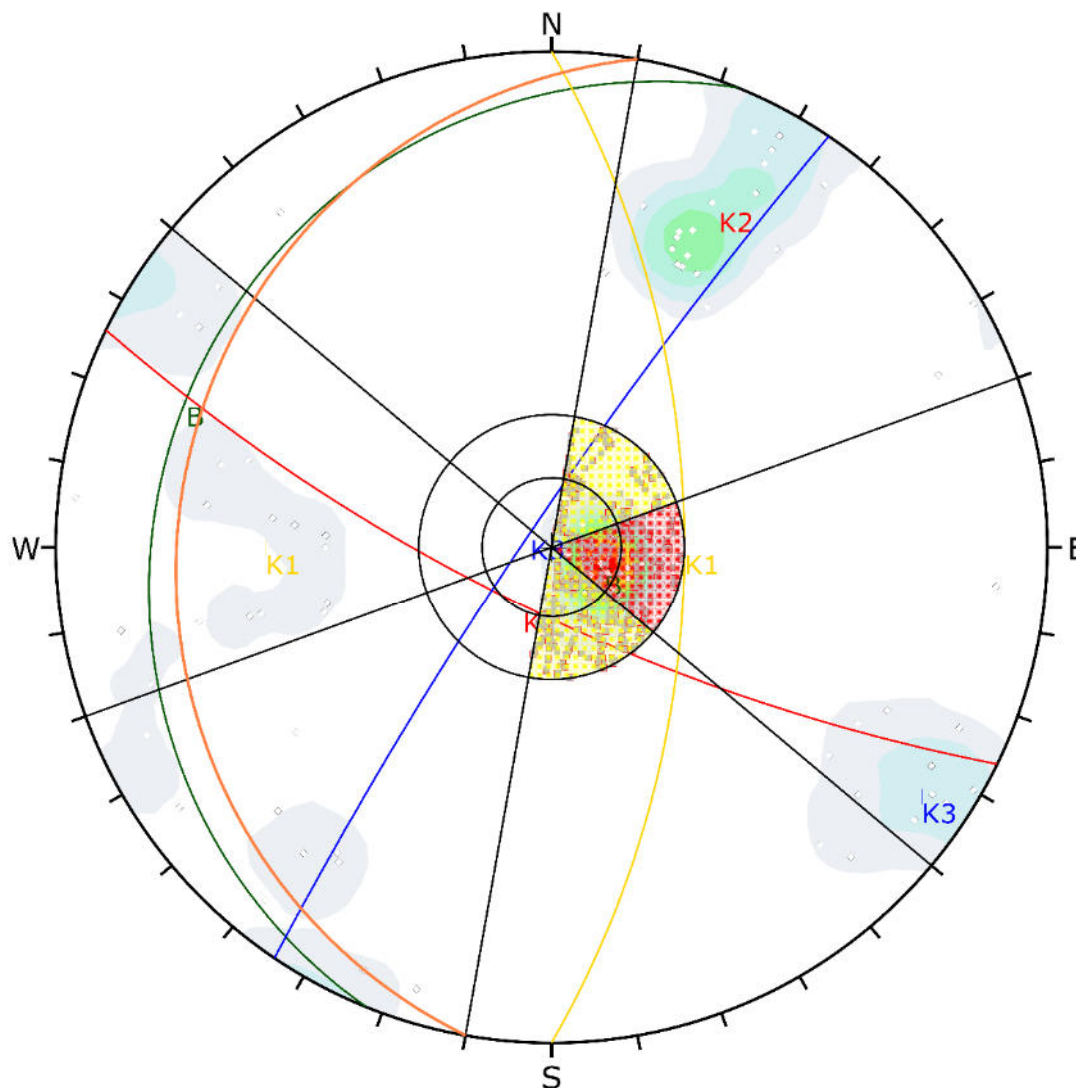
01/25 8.021

GEOLAMBDA
Engineering S.r.l.

Arcale Immobiliare S.r.l.
San Zeno Montagna

rocscience

Allegato 9– Analisi cinematica di stabilità – Ribaltamento



Symbol	Feature
○	Pole Vectors
●	Critical Vectors
■	Critical Intersection

Kinematic Analysis		Direct Toppling		
Slope Dip	16			
Slope Dip Direction	280			
Friction Angle	30°			
Lateral Limits	30°			
	Critical	Total	%	
Direct Toppling (Intersection)	53	5150	1.03%	
Oblique Toppling (Intersection)	437	5150	8.49%	
Base Plane (All)	33	102	32.35%	
Base Plane (Set 1: B)	33	34	97.06%	

Plot Mode	Pole Vectors		
Vector Count	102 (102 Entries)		
Intersection Mode	Grid Data Planes		
Intersections Count	5150		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		