



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA-GIULIA
COMUNE DI VENZONE

Lavoro:

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA
DELLA STRADA COMUNALE
CARNIA-TUGLIEZZO – 2° LOTTO**

(FRANA PAI N. 0301310200)

CUP: I47H23001570002

Progetto Esecutivo

Progettazione:

Geol. Maria Nagostinis

Committente:



Comunità di MONTAGNA del GEMONESE

Via C. Caneva n. 25 - 33013 - Gemona del Friuli (UD)
C.F. 94140650303 - P.IVA 02878510300
PEC: comunita.gemonese@certgov.fvg.it
Tel. 0432 971160 | Fax. 0432 971358

Responsabile del Progetto:

dott. Fabio Zoz

(copia cartacea conforme all'originale firmata digitalmente)

N°	Elaborato:	Scala/e:	Tavola/elaborato:
11	RELAZIONE GEOLOGICA-GEOMECCANICA		RR.01.00

AP_0100000_r00_d00_20260126_relazione_paesaggistica

0	26/01/2026	emissione	NM	NM	DPGB
revisione	data	descrizione	redatto	approvato	autorizzato

Dott.ssa Geol. Maria Nagostinis

Via Venzone 13/e – 33028 Tolmezzo (UD)

Tel. +39 389 4227006

Email: geo.marianagostinis@gmail.com

Pec: maria.nagostinis@pec.it

P.IVA 03019040306 – C.F. NGSMRA95E52D962I

Sommario

1.	PREMESSA.....	4
1.1.	Quadro normativo di riferimento	5
2.	ANALISI TERRITORIALE.....	6
2.1.	Inquadramento geografico	6
2.2.	Inquadramento geologico.....	7
2.2.1.	Assetto geologico generale.....	7
2.2.2.	Contesto geologico locale.....	9
2.3.	Inquadramento tettonico	10
2.4.	Analisi geomorfologica.....	12
2.5.	Idrogeologia e idrologia	17
3.	PROGETTO MASSMOVE VENZONE	18
4.	NORMATIVA DI CARATTERE GEOLOGICO.....	23
5.	INDAGINI	31
5.1.	HVSR – Misura del microtremore sismico.....	31
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI.....	36
6.1.	Stazione di rilievo n.1.....	41
6.2.	Stazione di rilievo n.2.....	43
7.	CLASSIFICAZIONI GEOMECCANICHE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI.....	45
7.1.	RMR (Rock Mass Rating).....	45
7.2.	Parametri della classificazione di Barton.....	46
7.2.1.	Valore di A1	46
7.2.2.	Valore di A2	47
7.2.3.	Valore di A3	48
7.2.4.	Valore di A4	48
7.2.5.	Valore di A5	49
7.2.6.	Valore di A6	49
7.2.7.	Metodo SMR (Slope Mass Rating, Romana 1985).....	50
7.3.	Calcolo dei parametri della classificazione di Bieniawski.....	52
7.3.1.	Stazione di rilievo n.1.....	52
7.3.2.	Stazione di rilievo n.2.....	53
7.4.	Geological Strenght Index (GSI).....	54
8.	SISMICITÀ DELL'AREA	56

9.	ASPETTI GEOLOGICO-TECNICI.....	58
9.1.	Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	58
10.	INTRODUZIONE FENOMENO CADUTA MASSI.....	60
11.	MODELLAZIONE CADUTA MASSI 2D.....	60
11.1.	Volume roccioso unitario (VRU).....	63
11.2.	Sezione di progetto.....	64
12.	MODELLAZIONE CADUTA MASSI 3D.....	73
12.1.	Introduzione alla metodologia.....	73
12.2.	Dati di input del modello.....	75
12.3.	Dati di output del modello.....	76
12.4.	Risultati ottenuti.....	77
13.	VALUTAZIONE PERICOLOSITÀ RESIDUE.....	82
14.	INTEGRAZIONI NOTA PROT. N.0815639/P/GEN.....	83
15.	CONCLUSIONI.....	85

LISTA ALLEGATI

ALL.1	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO	Scala 1:5 000
ALL.2	UBICAZIONE DELLE INDAGINI	Scala 1:500
ALL.3	CARTA DELLA RIPERIMETRAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ GEOLOGICA	Scala 1:1 000A

1. Premessa

Il Comune di Venzone ha richiesto, con nota prot.498607 del 01/09/2023, un finanziamento per il completamento dell'intervento di messa in sicurezza del territorio della frana PAI n. 0301310200. Con Decreto n°52043/GRFVG del 10/11/2023 è stato assegnato al Comune di Venzone un trasferimento fondi di Euro 450.000 destinato alla messa in sicurezza delle pareti rocciose lungo la strada comunale Carnia-Tugliezzo – 2° lotto (frana PAI n. 0301310200).

Nel dettaglio il progetto riguarda la realizzazione di opere di difesa passiva a tergo della strada comunale di accesso alla località Tugliezzo, allo scopo di porre rimedio alla situazione di potenziale pericolo. I progettisti hanno ritenuto necessario prevedere specifici interventi che, tenuto conto della specificità dei problemi evidenziati e delle peculiarità del sito, in un quadro generale di valutazione degli aspetti salienti relativi alla dinamica dei fenomeni di dissesto, prevedano la realizzazione di opere di difesa dal pericolo di caduta massi e di stabilizzazione dei versanti per la tutela della pubblica incolumità e per il mantenimento di un sufficiente grado di sicurezza. In particolare, lo studio ha l'obiettivo di definire il modello di riferimento per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto degli interventi previsti. Le aree interessate dal II lotto si trovano a breve distanza da quelle già analizzate e messe in sicurezza nel corso del I lotto; di conseguenza, la caratterizzazione geologica e geomeccanica non presenta variazioni significative, poiché le indagini precedenti avevano già interessato l'intera zona soggetta ai fenomeni di caduta massi, compresa tra la galleria paramassi e l'intervento 2 (ricompreso nel I lotto). Tuttavia, in considerazione delle criticità riscontrate, si è ritenuto necessario eseguire specifiche modellazioni di caduta massi, sia bidimensionali (2D) che tridimensionali (3D), al fine di individuare la soluzione progettuale più idonea a garantire la sicurezza della viabilità comunale.

Allo scopo di accertare la caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il sottosuolo, è stata appositamente realizzata una specifica e mirata campagna di rilievi geomeccanici lungo l'intera area interessata dal dissesto talora anche mediante l'utilizzo di funi. Le considerazioni espresse, illustrate in seguito, emergono pertanto dalla sintesi delle seguenti acquisizioni:

- Ricerca bibliografica di dati relativi all'assetto geolitologico, geomorfologico, idrogeologico e sismotettonico generale e locale;
- Caratterizzazione lito-stratigrafica e geomeccanica dei terreni del sedime attraverso l'esecuzione di indagini dirette ed indirette sul lotto di interesse e la consultazione di indagini presenti nell'area circostante;
- Caratterizzazione sismica attraverso dei risultati di specifica indagine geofisica e dati bibliografici.

Al fine specifico della presente relazione sono state effettuate le seguenti indagini geotecniche - geofisiche:

- Indagini dirette eseguite allo scopo di accertare la caratterizzazione stratigrafica e geomeccanica:
 - Rilievi geomeccanici per valutare lo stato di fratturazione delle rocce affioranti, le caratteristiche della roccia intatta e dell'ammasso roccioso e le conseguenti dinamiche in atto o future, mediante l'utilizzo di funi (D.Lgs. 81/08).
- Indagini indirette, al fine della definizione dell'azione sismica di riferimento attraverso l'applicazione del metodo semplificato con determinazione della categoria di sottosuolo ai sensi del cap. 3.2.2. Tab. 3.2. II del D.M. 17 gennaio 2018:
 - N.1 analisi dei rapporti spettrali (HVSR) per la valutazione delle caratteristiche dinamiche del sito dal punto di vista sismico (calcolo frequenza di risonanza del sito).

Partendo dalle risultanze dei rilievi e delle indagini effettuate, opportunamente elaborate e contestualizzate, viene definito il modello geologico, geotecnico e sismico su cui impostare la progettazione degli interventi. La relazione si compone di una prima parte caratterizzata dalla esposizione delle principali caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geomorfologiche generali del territorio in esame e da una seconda parte in cui si affrontano più dettagliatamente le caratteristiche fisico-meccaniche peculiari dei terreni coinvolti direttamente dall'intervento in progetto, elaborate in riferimento alle risultanze delle indagini geognostiche specificatamente effettuate.

1.1. Quadro normativo di riferimento

La presente relazione costituisce l'adempimento finale dell'incarico, allo scopo di consentire una valutazione della fattibilità geologica del progetto in esame, oltre a fornire indicazioni per la scelta delle soluzioni progettuali, ed è redatta in ottemperanza alle seguenti norme:

QUADRO NORMATIVO NAZIONALE

- Circ. Min. LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "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".
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica (UNI EN 1998 -1)
- O.P.C.M 20 marzo 2003, n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- D.Lgs. n.56/2017 "Disposizioni integrative e correttive al D.Lgs. n.50/2016";
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», pubblicato in Supplemento Ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- Ministero Delle Infrastrutture e Dei Trasporti - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).

QUADRO NORMATIVO REGIONALE

- Legge regionale 31 dicembre 1986, n. 64.
- Legge regionale 9 maggio 1988, n.27 – Norme sull'osservanza delle disposizioni sismiche ed attuazione dell'articolo 20 della legge 10 dicembre 1981, n.741 (Pur essendo abrogata, vige nelle more dell'approvazione dei regolamenti attuativi previsti dalla stessa L.R. 16/2009)
- Legge regionale 11 agosto 2009, n.16 – Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio;
- Legge regionale 05 aprile 2024, n.2 - Misure di programmazione strategica per lo sviluppo del sistema territoriale regionale in materia di infrastrutture e territorio.

QUADRO NORMATIVO COMUNALE

- Norme Tecniche di Attuazione allegate al PRGC;
- Regolamento edilizio ed urbanistico.

2. Analisi territoriale

2.1. Inquadramento geografico

Il Comune di Venzone ha richiesto, con nota prot.498607 del 01/09/2023, un finanziamento per il completamento dell'intervento di messa in sicurezza del territorio della frana PAI n. 0301310200, presente lungo la strada comunale che collega Carnia alla località di Tugliezzo.

Le aree di intervento sono situate a monte della sede stradale, in destra e sinistra idrografica del Rio Tugliezzo. Gli interventi che prevedono la posa e l'installazione di reti in aderenza costituiscono il completamento delle opere del lotto I, attualmente in fase di esecuzione. Nella zona in sinistra idrografica, invece, dove è prevista l'installazione di nuove barriere paramassi, gli interventi avranno carattere sostitutivo rispetto alle opere esistenti, ormai obsolete e non più idonee a contenere efficacemente i fenomeni di caduta massi.

Dal punto di vista cartografico l'area è contenuta nell'elemento n.049021 "Carnia", ma per un inquadramento a più ampia scala è stato utilizzato anche l'elemento n.049022 "Portis" della Carta Tecnica Regione Friuli-Venezia Giulia alla scala 1:5 000 (**Figura 1**). Si riportano le coordinate medie delle aree di intervento:

Area di intervento 1:

Quota	Coordinate	Latitudine	Longitudine
343 – 420 m s.l.m.	Nazionali Gauss-Boaga, fuso Est	N 5137808.5	E 2377242.1
	Geografiche piane (ED50)	46.379477°	13.144507°
	Geografiche (WGS 84)	46.378602°	13.143524°



Figura 1. Ubicazione su base ortofoto in scala 1:10 000 – Elemento n.049021 "Carnia" e n.049022 "Portis".

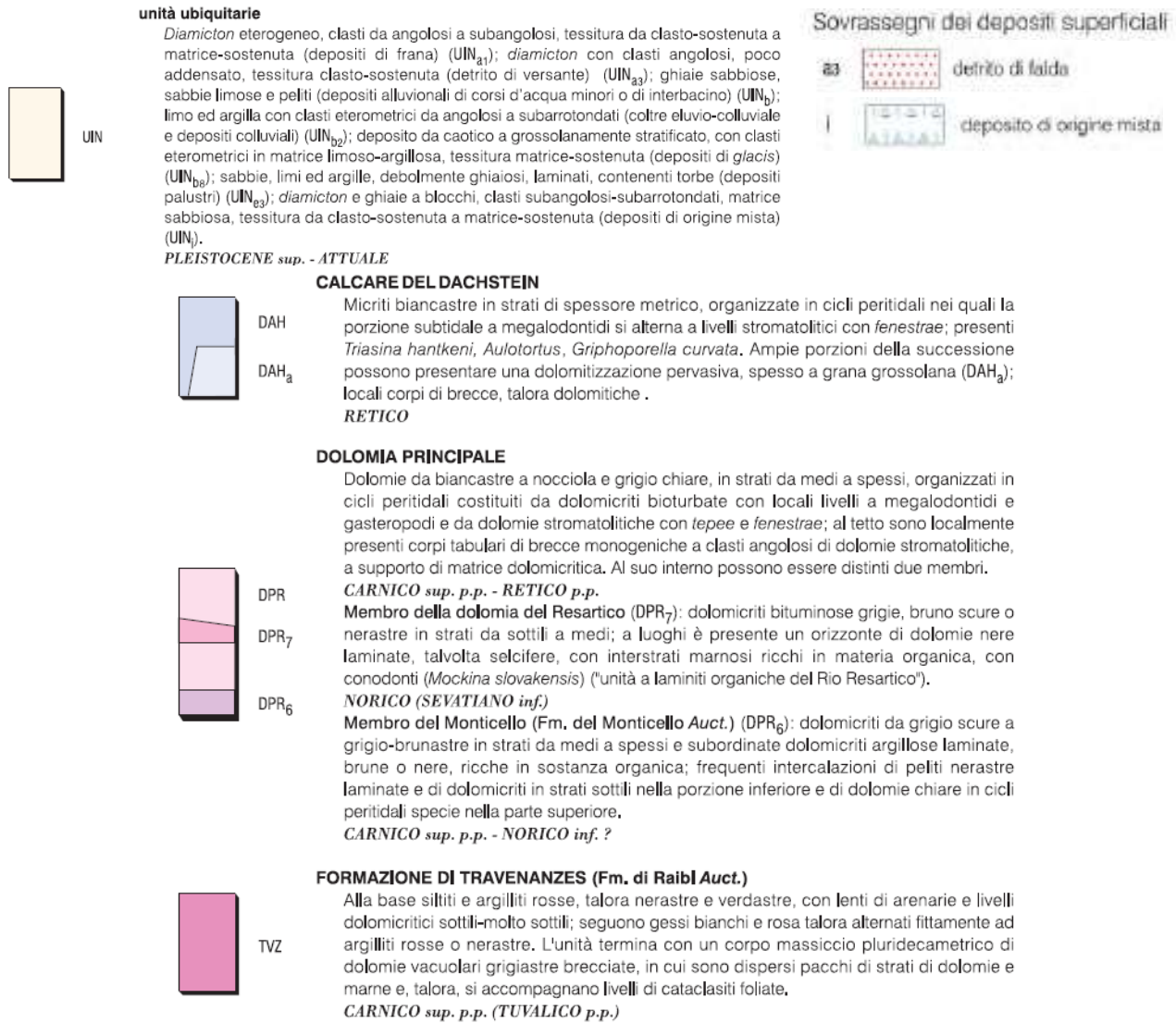


Figura 2. Estratto fuori scala della Carta Geologica in scala 1:50 000 (Foglio 049 Gemona del Friuli, Sezione 049020 Amaro).

2.2.2. Contesto geologico locale

Sulla base dei rilievi geologici e geomorfologici svolti in sito e dalle risultanze delle indagini eseguite, facendo riferimento alle aree in cui sono previste le opere difensive, sono presenti rocce appartenenti alla Dolomia Principale.

Substrato roccioso (Dolomia Principale)

La Dolomia Principale è formata da una potente successione di dolomie di ambiente peritidale caratterizzate dalla ripetizione ciclica di unità subtidali e unità inter-sopratidali secondo sequenze *shallowing-upward*. La parte subtidale del ciclo è costituita da dolomia da biancastra a nocciola chiaro e grigio chiaro, bioturbata, microcristallina e spesso vacuolare. Gli strati sono di spessore metrico, con rari resti di piccoli megalodontidi e gasteropodi. La porzione inter-sopratidale, di spessore pluridecimetrico, presenta laminazioni microbialitiche, fenestrae, microteepee. Alla base dei cicli sono talvolta presenti livelli centimetrici di minute breccie con clasti stromatolici tabulari.

Nella porzione intermedia della Dolomia Principale affiora una potente unità di dolomie grigie, bruno scuro o nerastre, ben stratificate e fittamente laminate. Esse affiorano esclusivamente presso la località Carnia, fra il Rio Tugliezzo e Stavoli Gridezzo.

Mentre al tetto la Dolomia Principale passa al *calcare del Dachstein* (DAH) nelle unità tettoniche del settore centro – settentrionale (M. Amariana, M. S. Simeone, Venzona e in parte della Trasaghis). Il limite fra DPR e DAH, essendo entrambe le unità di ambiente peritidale, è stato posto in corrispondenza del passaggio da dolomie a calcari, passaggio localmente caratterizzato da breccie dolomitiche. In presenza della litofacies DAH_a, come nel presente caso, il limite è fissato dalla comparsa delle prime dolomie medio – cristalline biancastre di tale litofacies.

2.3. Inquadramento tettonico

Il principale elemento tettonico della zona è rappresentato dalla Linea della Val Resia, una delle principali faglie di rilevanza sovraregionale. Questa linea si estende in direzione Ovest-Est per oltre 20 km, dalla confluenza del Torrente Fella con il Fiume Tagliamento fino alla sorgente della Valle del Rio Tugliezzo. Da qui prosegue verso Nord Est passando lungo il versante settentrionale del Monte Canin e continuando in territorio sloveno lungo la Val Coritenza. Nel suo complesso, la linea si sviluppa per oltre 40 km, assumendo la denominazione completa di Linea Val Resia-Val Coritenza. Il piano di scorrimento della faglia è inclinato verso Sud, con conseguente vergenza a Nord delle unità stratigrafiche triassiche e giurassiche sovrastanti ad essa. Questo assetto è in contrasto con la maggior parte delle principali faglie tettoniche delle Alpi Carniche e delle Prealpi Friulane nei settori più meridionali, dove le strutture coinvolte mostrano una chiara e costante vergenza a Sud. Per questo motivo, la Linea della Val Resia viene interpretata come una faglia di retroscorrimento, o "*back thrust*", rispetto alla linea più meridionale del Monte Dof – Monte Auda, che coinvolge strutture sudvergenti.

Nei pressi del Rio Tugliezzo, le rocce appaiono fortemente fratturate a causa del danneggiamento della faglia stessa, con blocchi rocciosi che si fratturano ulteriormente fino a dimensioni centimetriche, probabilmente a causa di fratture secondarie all'interno dei blocchi stessi. In questa zona, la Linea della Val Resia porta le argille varicolori, con lenti di gesso bianco e rosato, a sovrascorrere sulla Dolomia Principale. Il grado di deformazione delle rocce associato alla faglia, spesso caratterizzato dalla presenza di miloniti, e lo spessore significativo della fascia cataclastica, indicano che questa linea rappresenta la struttura più rilevante nell'area, responsabile dei maggiori raccorciamenti tettonici.

Sono inoltre presenti diverse faglie orientate mediamente N120°, caratterizzate da un movimento trascorrente destro. Queste strutture spesso interagiscono con precedenti sovrascorrimenti, riutilizzandone le superfici. Nel Rio Tugliezzo, ad esempio, una di queste faglie si trasforma in una rampa frontale di sovrascorrimento con vergenza verso nord, evidenziata dalla verticalizzazione delle dolomie lungo il piano del *thrust*. Il grado di deformazione associato a tali faglie può variare da moderato, come nella faglia trascorrente destra a est della località Piani, all'interno della Dolomia Principale, a intenso, come osservato nel Rio Tugliezzo.

Dalla recente cartografia pubblicata dalla Regione Friuli Venezia – Giulia in **Figura 3**, è possibile evincere la presenza di due faglie, la prima è la Faglia Plan dei Portolans e la Linea dell'Alto Tagliamento. La cartografia le classifica come faglie di attività quaternaria indeterminata a cinematiso trascorrente.





Figura 3. Estratto fuori carta dell'Allegato C della Carta della Faglie Attive (caratterizzate per classificazione di attività e tipo) dalla Banca Dati delle faglie attive del Friuli Venezia – Giulia (novembre 2021).

La **Figura 4** riporta un estratto cartografico del Progetto ITHACA, nel quale sono evidenziate tre faglie capaci. In particolare, si distinguono:

- in corrispondenza del sito di intervento è presente la faglia *Monte Zovet – Monte Somp* (cod. 77088);
- più a sud si trova la faglia *Plan dei Portouans* (cod. 77082);
- nel paese di Carnia è presente la faglia *Cavazzo Carnico* (cod. 77089).

Tutte le strutture appartengono al sistema **Idra - Ampezzo**.

- La faglia con codice **77089** presenta una direzione media (*average strike*) di 270°, con inclinazione sub verticale, immersione non definita e cinematismo trascorrente destra; la sua lunghezza è pari a 12,2 km.
- La faglia con codice **77082** è caratterizzata da una direzione media di 300°, inclinazione ed immersione non definiti, cinematismo di tipo trascorrente destro; la lunghezza indicata è di 4,4 km.
- La faglia con codice **77088** è caratterizzata da una direzione media di 270°, con inclinazione sub verticale, immersione non definita e cinematismo trascorrente destra; la lunghezza indicata è di 3,5 km.

Per una consultazione si rimanda ai seguenti link:

- <https://sgi.isprambiente.it/ithacaweb/SchedaFaglia.aspx?FaultCode=77089>
- <https://sgi.isprambiente.it/ithacaweb/SchedaFaglia.aspx?FaultCode=77082>
- <https://sgi.isprambiente.it/ithacaweb/SchedaFaglia.aspx?FaultCode=77088>

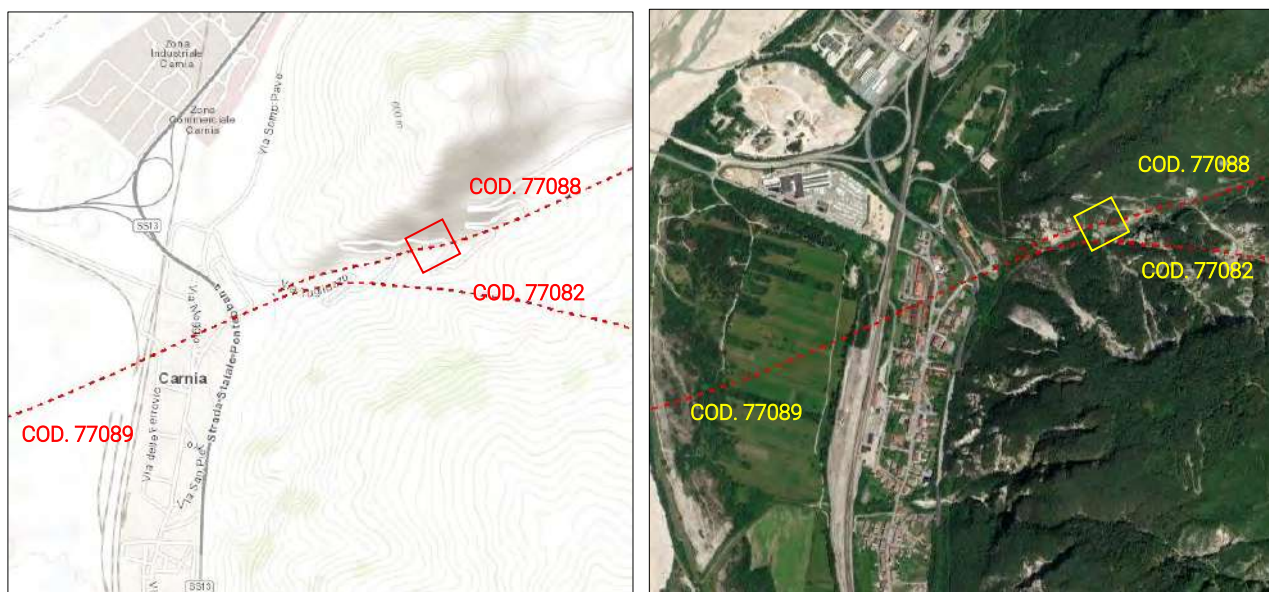


Figura 4. Estratto cartografico fuori scala relativo all'area di studio, tratto dal Catalogo delle faglie capaci disponibile sul portale del Progetto ITHACA.

2.4. Analisi geomorfologica

Lungo la strada comunale che collega Carnia alla località di Tugliezzo, sono state identificate due aree soggette a problematiche geologiche, caratterizzate da crolli e ribaltamenti diffusi che hanno interferito, o continuano a interferire, con la viabilità, mettendo in pericolo la sicurezza pubblica. Per definire gli interventi necessari, sono stati eseguiti rilievi specifici sulle pareti coinvolte, in alcuni casi utilizzando funi per poter analizzare l'intera parete. Per facilitare la presentazione dei dati raccolti, verrà fornita una descrizione delle aree interessate, partendo dall'area di intervento situata in destra idrografica del Rio Tugliezzo, seguita dalla descrizione dell'area presente in sinistra idrografica.

L'area di intervento presente in destra idrografica del Rio Tugliezzo consiste in una parete rocciosa situata a monte della viabilità comunale. L'area interessata si estende per circa 70 metri in lunghezza, partendo dal ponte per poi proseguire in direzione ovest, mentre l'altezza dell'intervento è variabile. Le maggiori altezze, comprese tra i 37 e i 40 metri, si riscontrano nell'area vicino al ponte, mentre la porzione più occidentale raggiunge circa 10 metri. L'inclinazione media del versante varia tra i 49° e i 53°, con punte massime di 84° nella parte orientale, vicino al ponte. Questa porzione di versante è già stata interessata dalla realizzazione di rafforzamenti corticali, nel I lotto del medesimo lavoro.

La morfologia del versante è fortemente influenzata dall'orientamento degli strati rocciosi e dalla presenza di sistemi di fratture, caratterizzati da variabilità dovuta all'intensa attività tettonica. Questo fenomeno favorisce la formazione di incisioni che interrompono la regolarità del versante. Le porzioni superficiali della parete sono molto fratturate, con alcune zone ridotte a cataclasite (**Figura 6c**).

Grazie alla possibilità di effettuare calate lungo la parete, è stato possibile valutare lo stato dell'ammasso roccioso e realizzare misurazioni precise attraverso le linee di scansione geomeccaniche. Inoltre, è stata esaminata la presenza di blocchi instabili e la necessità di rimuovere piante e arbusti. In particolare, si è osservata una pianta ancorata con le radici a una porzione rocciosa, situata in una posizione precaria sotto il traliccio. Il taglio della pianta potrebbe compromettere ulteriormente la stabilità dell'ammasso roccioso, andrà valutato in sede di esecuzione dei lavori l'eventuale taglio della pianta e del disgrego puntuale del blocco/ammasso precario, come illustrato nelle **Figura 5a** e **Figura 5b**.

Scendendo lungo la linea di massima pendenza, si nota che l'ammasso roccioso presenta un elevato grado di fratturazione e detensionamento, dovuto all'intenso disturbo tettonico della valle (**Figura 5c**). L'ammasso roccioso risulta scaglioso, i v.r.u. estremamente limitati e caratteristiche geotecniche piuttosto scadenti. Si raccomanda quindi un disgrego diffuso della parete.



Figura 5. a) Panoramica da drone della parte alta della parete oggetto di dissesto nell'area di intervento 1. b) Dettaglio della Figura 5a in cui è visibile la pianta ancorata all'ammasso roccioso, sono presenti fratture beanti di alcuni centimetri, c) Dettaglio della Figura 5a, in cui l'ammasso roccioso assume un aspetto "scaglioso" essendo fortemente fratturato e detensionato, in modo diffuso sono presenti dei distacchi.

La parte inferiore dell'affioramento roccioso mostra una variabilità nel grado di fratturazione, passando da una condizione fortemente fratturata (a est, visibile in **Figura 6c**) a una struttura massiva (nella parte centrale, visibile in **Figura 6b** e nuovamente fratturata verso ovest. Le discontinuità di strato sono disposte a franapoggio, con un'inclinazione media compresa tra 58° e 60° (**Figura 6a** e **Figura 6b**).

Nonostante l'ammasso roccioso presenti un livello di fratturazione da medio a elevato, le scansioni geomeccaniche hanno permesso di identificare e misurare diverse famiglie di discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso e potrebbero isolare cunei rocciosi, generalmente di piccole o medie dimensioni.

In alcune aree si riscontrano blocchi instabili di piccole dimensioni (volume < 0.1 m³); pertanto, si raccomanda nuovamente una perlustrazione e disgiungimento su tutta la parete interessata dagli interventi.

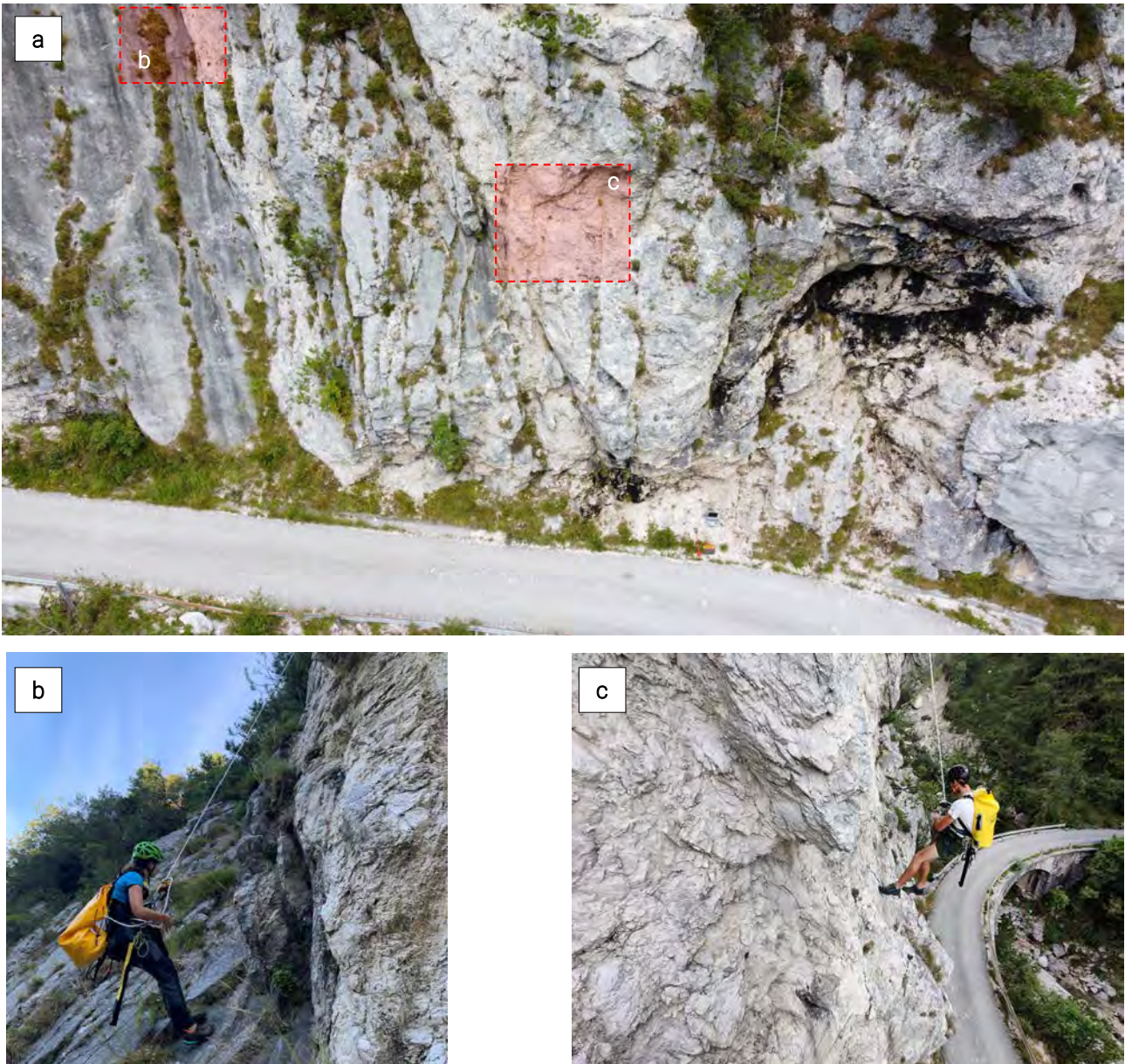


Figura 6. *a) Panoramica da drone della parte bassa della parete oggetto di dissesto nell'area di intervento 1. b) Dettaglio della Figura 6a in cui l'ammasso roccioso presenta un cambiamento del grado di fratturazione e viene messa in evidenza la discontinuità di strato, c) Dettaglio della Figura 6a, in cui l'ammasso roccioso assume un aspetto "scaglioso" essendo fortemente fratturato e detensionato, in modo diffuso sono presenti dei distacchi.*

L'area situata in sinistra idrografica del Rio Tugliezzo risulta morfologicamente più evoluta, sviluppandosi in maggiore altezza e caratterizzandosi per la presenza di pareti verticali, salti in roccia e un canale di detrito che si imposta lungo il sistema di fratture più evidente (**Figura 7a**). In tale settore sono già stati realizzati interventi di mitigazione del rischio da caduta massi, tra cui una galleria paramassi posta alla base della parete e diffusi rafforzamenti corticali lungo buona parte del versante. Per questo motivo, nell'analisi 3D, una porzione dell'ammasso roccioso non è stata considerata nella modellazione.

Nella parte sommitale dell'affioramento roccioso, situata a circa 70–80 metri sopra il piano stradale, si riscontra una situazione morfologica e geostrutturale parzialmente differente. I volumi unitari dei blocchi risultano sensibilmente maggiori rispetto a quelli precedentemente individuati, raggiungendo e superando i 2–3 m³(**Figura 7b**). L'ammasso roccioso, per le cause tettoniche già illustrate, presenta un sistema di discontinuità che isola blocchi anche di notevoli dimensioni. Dalle osservazioni effettuate mediante rilievo "aereo" con drone, sono state individuate fratture aperte con aperture stimate superiori a 20 cm. Tale condizione lascia supporre che numerosi blocchi possano risultare potenzialmente mobilizzabili e, di

conseguenza, scendere lungo il versante. Le opere di protezione attualmente presenti non appaiono sufficienti a garantire la sicurezza della viabilità sottostante, motivo per cui è prevista l'installazione di una rete paramassi aggiuntiva.

Lungo il breve canale detritico presente nel settore, sono stati individuati due blocchi distinti in posizione precaria rispetto al pendio e alla viabilità inferiore (**Figura 7c**). In accordo con i progettisti, sono state valutate due possibili soluzioni di intervento:

1. il brillamento controllato dei blocchi mediante microcariche esplosive;
2. l'ancoraggio degli stessi mediante pannelli e funi di trattenuta.

La scelta della soluzione più idonea dovrà essere effettuata dai progettisti in funzione della sicurezza degli operatori impegnati nelle operazioni di disaggio e installazione delle barriere, nonché della tutela della viabilità sottostante, al fine di evitare danni significativi alle infrastrutture esistenti.



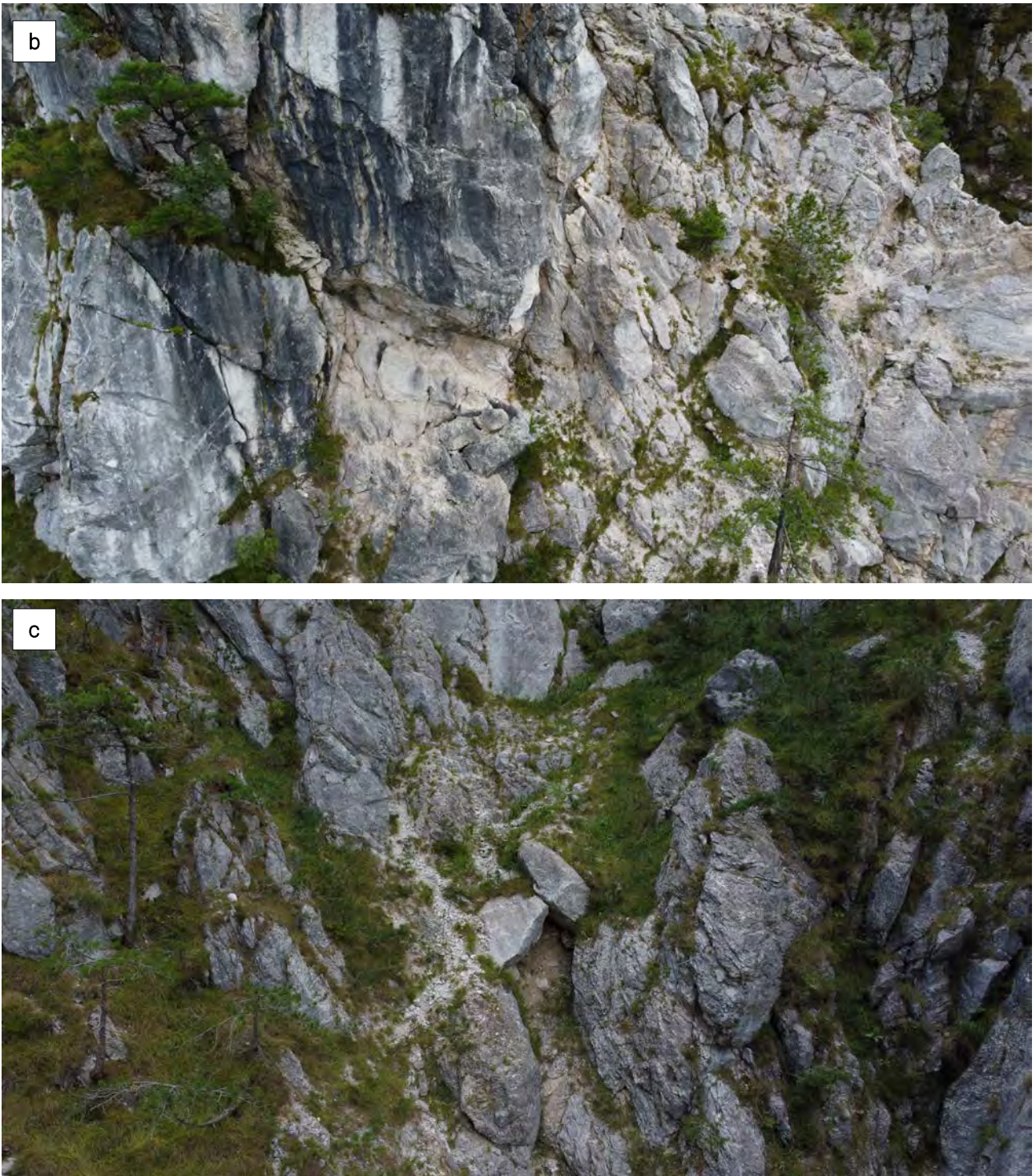


Figura 7. a) Panoramica da drone della parte bassa della parete oggetto di dissesto nell'area di intervento in sinistra idrografica. b) Dettaglio della parte alta della parete, evidenti blocchi instabili di dimensioni $> 2 \text{ m}^3$, c) Dettaglio dei blocchi instabili che verranno sistemati con pannelli fune lungo il canale presente.

2.5. Idrogeologia e idrologia

La rete idrografica superficiale è rappresentata principalmente dal Rio Tugliezzo che scorre in direzione NE – SO all'interno dell'omonima valle, affluente di sinistra del Fiume Fella. Si tratta di un corso d'acqua minore, ma rilevante per il territorio in cui scorre.

Dal punto di vista idrogeologico, il substrato risulta essere, nel suo insieme, poco permeabile ($k \approx 10^{-6} - 10^{-7}$ m/s). Lungo la parete rocciosa, la permeabilità è secondaria, per fessurazione dell'ammasso roccioso e la circolazione idrica si imposta in corrispondenza di fasce intensamente fratturate, lungo le discontinuità di strato (laddove l'apertura è significativa), ed in prossimità del contatto fra sottili coltri detritiche e substrato roccioso.

Durante i primi sopralluoghi effettuati nei mesi di luglio e agosto, non sono state rilevate significative venute d'acqua lungo le pareti. Tuttavia, nel mese di settembre, a seguito di recenti piogge, è stato possibile osservare stillicidio in corrispondenza di alcune discontinuità nell'ammasso roccioso dell'intervento 1. Questo conferma la possibilità di infiltrazioni di acque meteoriche in corrispondenza delle discontinuità, con potenziali venute d'acqua localizzate in caso di condizioni meteorologiche avverse.

Dunque non ci si può riferire alla presenza di una falda vera e propria, inoltre considerato che nella zona vi è contatto stratigrafico tra materiali di copertura e substrato roccioso, si ritiene che possano esserci delle circolazioni di acqua puntuali nel sottosuolo.

3. Progetto MassMove Venzone

Il Progetto MASSMOVE ha fatto parte del Programma INTERREG V A Italia/Austria e ha affrontato la problematica del dissesto idrogeologico in area alpina. MASSMOVE è stato un Progetto transfrontaliero che ha visto coinvolte Carinzia, Friuli-Venezia Giulia e Veneto e ha coinvolto soggetti portatori di interesse come l'Autorità di Bacino dei fiumi dell'Alto Adriatico che si occupa dei Piani stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e gli ordini professionali dei geologi della regione Friuli-Venezia Giulia e della regione Veneto.

Obiettivo principale del progetto MASSMOVE è stata la definizione di standard minimi comuni per la valutazione della pericolosità geologica da frane di crollo e scivolamento superficiale. Risultato del Progetto è stata l'elaborazione di linee guida quale strumento per la prevenzione dei dissesti franosi in area alpina.

L'area analizzata e soggetta a interventi rientra nel Progetto MassMove¹, che interessa la zona Sottomonte – Portis – Carnia nel Comune di Venzone. Verrà fornita una sintesi dei risultati ottenuti nel progetto, con particolare attenzione all'area di studio. Per ulteriori dettagli, si invita a consultare il materiale disponibile sul sito della Regione Friuli-Venezia Giulia al seguente link:

<https://www.regione.fvg.it/rafvfg/cms/RAFVG/ambiente-territorio/geologia/FOGLIA30/>

Il problema della caduta massi rappresenta uno dei fenomeni calamitosi più gravi e frequenti, soprattutto in aree dove le condizioni geologiche e meteorologiche sono particolarmente sfavorevoli alla stabilità dei versanti. La stabilità dei versanti rocciosi è influenzata da numerosi fattori, spesso interconnessi, che possono essere classificati come segue: fattori litologici, fattori tettonici, fattori morfologici, fattori idrogeologici, fattori legati al tipo e all'uso del suolo, e fattori antropici.

Nell'area di studio, lungo la valle del Rio Tugliezzo, gli autori del Progetto MassMove hanno condotto una stazione geomeccanica, la numero 6, nello specifico ubicata prima dell'ingresso in galleria, in sponda sinistra del Rio Tugliezzo, ovvero nell'altro lato della valle rispetto alla parete oggetto del presente elaborato. Si riportano sinteticamente i risultati ottenuti:

SCHEDA DI SINTESI - STAZIONE GEOMECCANICA n° 6								
AFFIORAMENTO								
Giacitura:		52/230						
DISCONTINUITA'						DISCONTINUITA'		
Set	imm./incl. Modale	Spaziatura cm	Persistenza lin%	Apertura mm	Ondulazione	Riempimento	Alterazione	JRC
S	165/27	25,95	<50	1-2.5	ondulata	granulare-coesivo	WD1-WD2	6-8
K1	106/77	14	>50-<90	1-2.5	ondulata	assente	WD1	12
K2	200/80	10,35	>50-<90	<1	planare	assente-ricristallizzato	WD2	6-8
K3	22/34	9	—	—	—	—	—	12
AMMASSO ROCCIOSO								
CLASSE		R2						
ALTERAZIONE		W2						
DIMENSIONI BLOCCHI cm		Media	3x2x4 cm					
		Massima	10x5x6 cm					
		Minima	1x1x1 cm					
		Forma	parallelepipedo					
Jv		63,54						
VRU MEDIO (da Jv)		0,02						
RQD = 115 - 3,3*Jv		0						
GSI		45-55 --> VB-G/F						

¹ Stesura degli standard minimi per la compilazione di carte di pericolosità per frane di crollo quale strumento per la prevenzione dei dissesti franosi nell'ambito del progetto nr. 1381 – 302 Interreg IV MassMove. Relazione finale Venzone – Dipartimento di Scienze Geologiche e Geotecniche Università degli Studi di Milano – Bicocca, Settembre 2011.

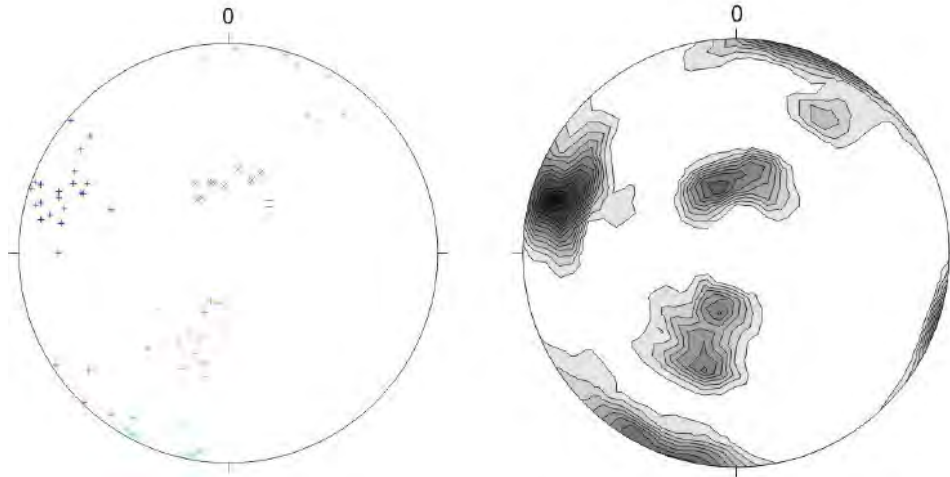


Figura 8. Stereoplot dei poli dei piani di discontinuità e della densità (estratta dalla relazione MassMove Venzone) relativi alla stazione geomeccanica n.6 condotta nella Valle del Rio Tugliezzo.

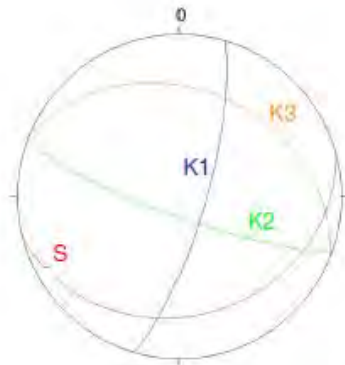


Figura 5.13: Famiglie di discontinuità

Geomechanics classification (Beniawski, 1989)			
Parametro	Unità	Valore Medio	Punteggio
Resistenza a compressione monoassiale	MPa	71	7
RQD	%	72	13
Spaziatura delle discontinuità	cm	27	10
Condizioni delle discontinuità	-	-	26
Acqua	-	asciutto	15
RMR_{99 basic}			71
Classe			II, good rock
Q-System (Barton et al., 1974)			
Parametro	Unità	Valore Medio	Punteggio
RQD	%	72	72
n. set di discontinuità (Jn)	-	3	12
Rugosità delle discontinuità (Jr)	-	-	3
Alterazione delle discontinuità (Ja)	-	-	2
Acqua (Jw)	-	-	1
SRF	-	-	1
Q			9.00
Classe			Fair
Slope Mass Rating System (Romana, 1985)			
Parametro		Valore	Indice
F1		30-20°	0.4
F2		20-30°	0.4
F3		<-10°	-60
F4		-	15
SMR			76.4
Classe			II, buono

Successivamente, viene valutata la suscettibilità di frana, intesa come la propensione di un'area a essere soggetta a fenomeni franosi, rappresentando quindi la pericolosità spaziale. La previsione della suscettibilità riguarda la valutazione della pericolosità relativa, ossia la stima del grado di instabilità di un versante rispetto a un altro, senza considerare la probabilità di occorrenza dei fenomeni franosi. Senza entrare nel dettaglio dei metodi impiegati per determinare tale parametro, per i quali si rimanda all'elaborato specifico, di seguito viene riportato uno dei risultati ottenuti per l'area in esame:

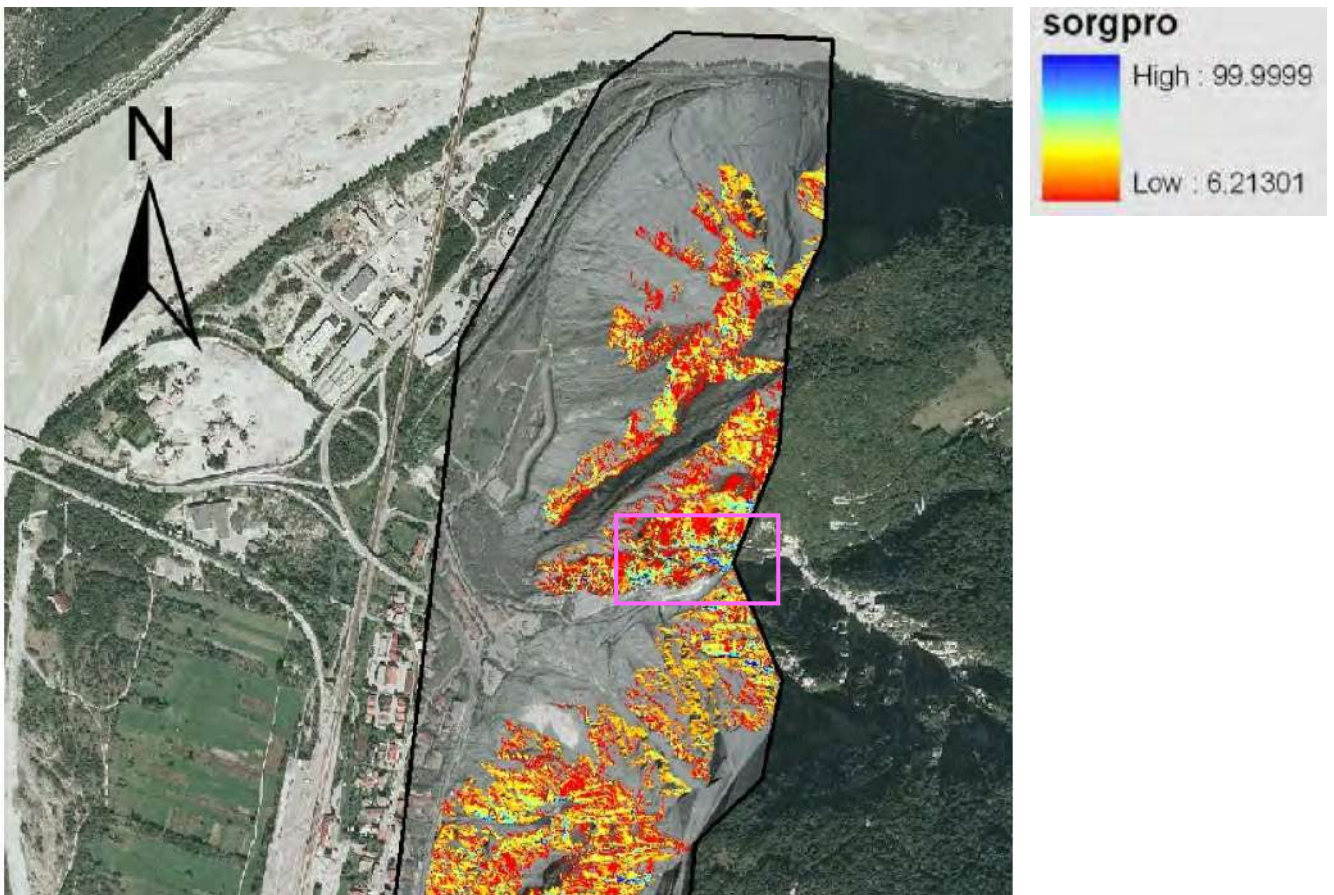


Figura 9. Estratto fuori scala della carta della suscettibilità all'innesco ottenuta tramite approccio deterministico (estratta dalla relazione MassMove Venzone), nel poligono rosa viene indicata grossomodo l'area oggetto di studio.

Per l'area di Tugliezzo è stata fatta anche una valutazione della pericolosità lungo un profilo, nella fattispecie è stata applicata la procedura RHV (maggiori approfondimenti nella relazione del Progetto MassMove) per valutare la pericolosità lungo la strada che attraversa la valle del Rio Tugliezzo.

RHV è l'acronimo di *Rockfall Hazard Vector*, ovvero vettore di pericolosità da crollo, il cui modulo viene per l'appunto utilizzato per classificare il grado di pericolosità. Il modulo RHV viene definito da:

$$|RHV| = \sqrt{c^2 + k^2 + h^2}$$

Poiché c, k e h sono valori discreti, il valore del modulo del vettore RHV non varia in modo continuo, ma può essere suddiviso in 3 classi nella mappa finale della pericolosità. Questa mappa è stata riclassificata utilizzando i valori calcolati del modulo del vettore RHV nelle seguenti tre classi:

- $1.732 \leq |RHV| \leq 3$: bassa pericolosità;
- $3 \leq |RHV| \leq 4.360$: media pericolosità;
- $4.360 \leq |RHV| \leq 5.196$: alta pericolosità.

Il valore del RHV massimo e medio è stato calcolato per le simulazioni A, D ed E è stato campionato grazie all'estensione *Easy Profiles* di ArcGIS. Tale campionamento è stato effettuato ogni 3 metri. I valori del RHV

così ottenuti sono stati rappresentati tramite dei grafici in funzione della distanza, partendo dalle quote più basse a quelle più elevate (Figura 11, Figura 12, Figura 13).

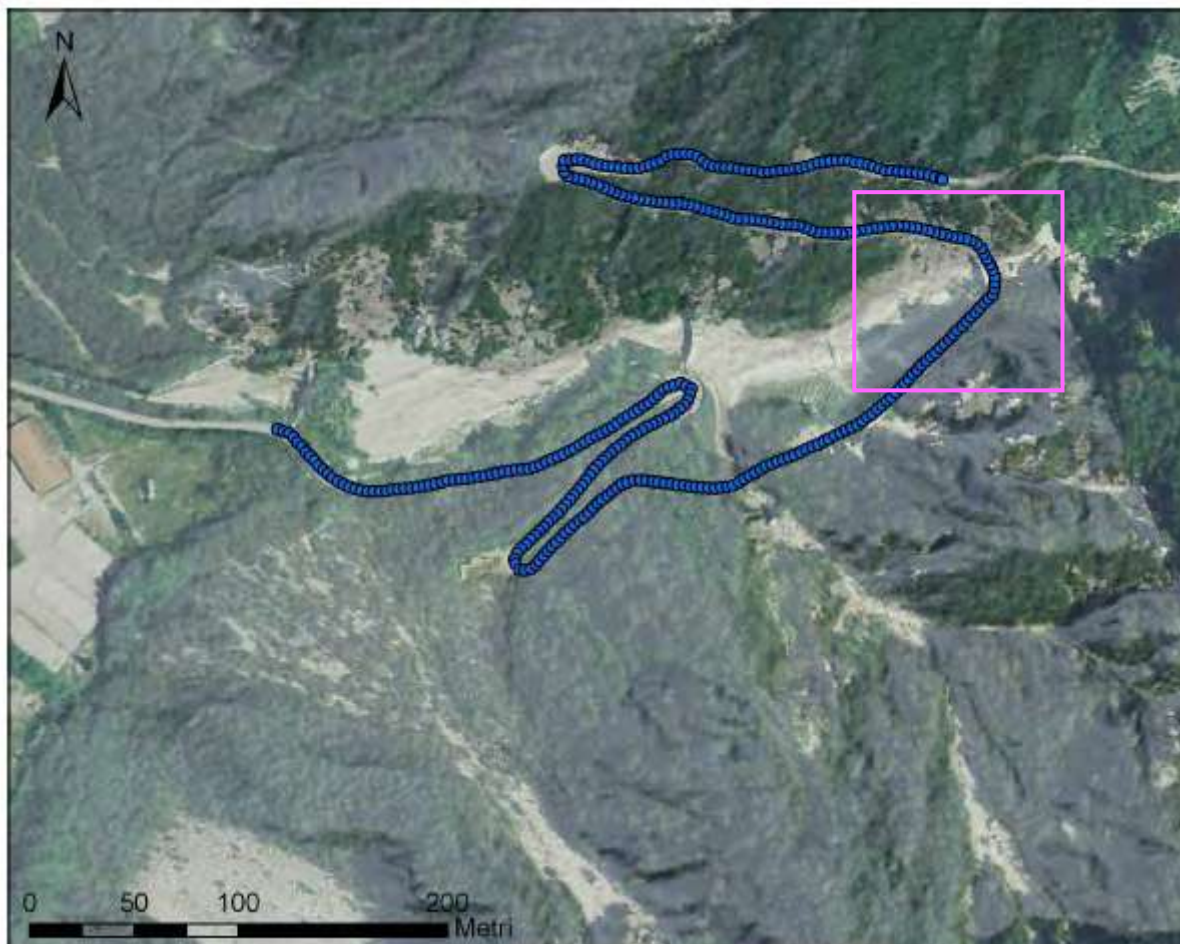


Figura 10. Estratto fuori scala dell'ubicazione del profilo lungo il quale è stata fatta la valutazione della pericolosità, nel poligono rosa viene indicata l'area di intervento 1 del presente progetto.

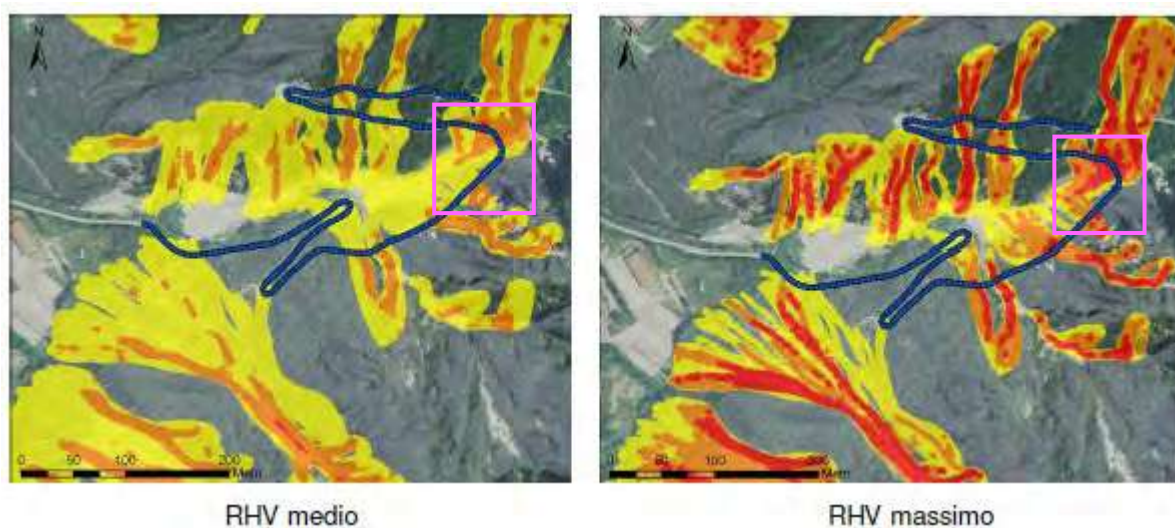


Figura 11. Mappe relativi all'RHV medio e massimo valutato lungo il profilo tramite la simulazione A.

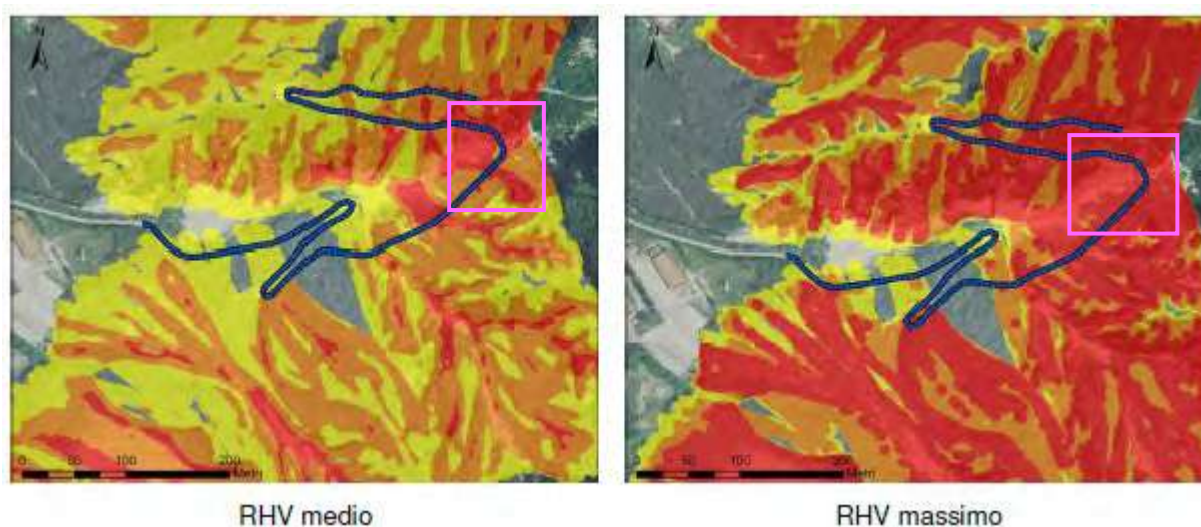


Figura 12. Mappe relativi all'RHV medio e massimo valutato lungo il profilo tramite la simulazione D.

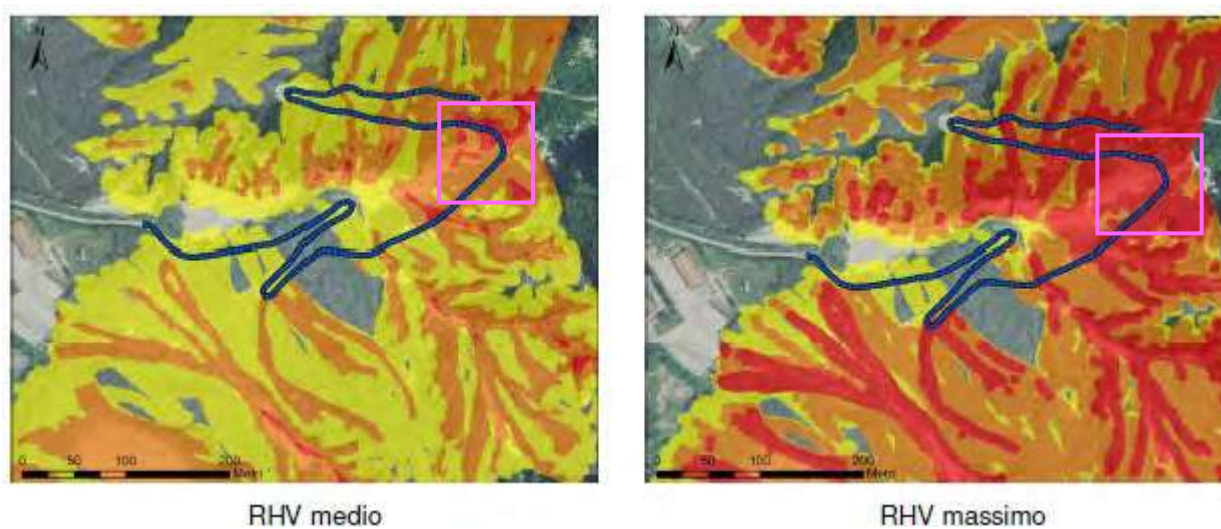


Figura 13. Mappe relativi all'RHV medio e massimo valutato lungo il profilo tramite la simulazione E.

Dalle mappe in **Figura 11**, **Figura 12**, **Figura 13** si nota che i valori più elevati del RHV si ritrovano a una distanza compresa tra i 600 m e i 700 m ovvero nell'area in cui il tracciato stradale attraversa il Rio Tugliezzo, di fatto l'area oggetto di rilievo ed interventi nel presente elaborato. Un'altra zona, meno estesa, ma con elevata pericolosità è situata a una distanza di circa 530 m dall'inizio del profilo. Non a caso in questo tratto di strada è stata realizzata una galleria paramassi.

4. Normativa di carattere geologico

L'area di intervento risulta esterne alle zone perimetrate dal PAI² per quanto riguarda la pericolosità valanghiva (Figura 16). Tuttavia, relativamente alla pericolosità geologica, l'area di interventi si trova all'interno di un'ampia zona classificata a pericolosità geologica molto elevata (P4) (Figura 14). Nell'Allegato 1 – "Elenco delle aree soggette a pericolosità geologica" – della Relazione Tecnica del PAI, l'area è identificata con il codice 0301310200A (P4) e 0301310300A (P4) e sono descritte come "area soggetta a crolli/ribaltamenti diffusi".

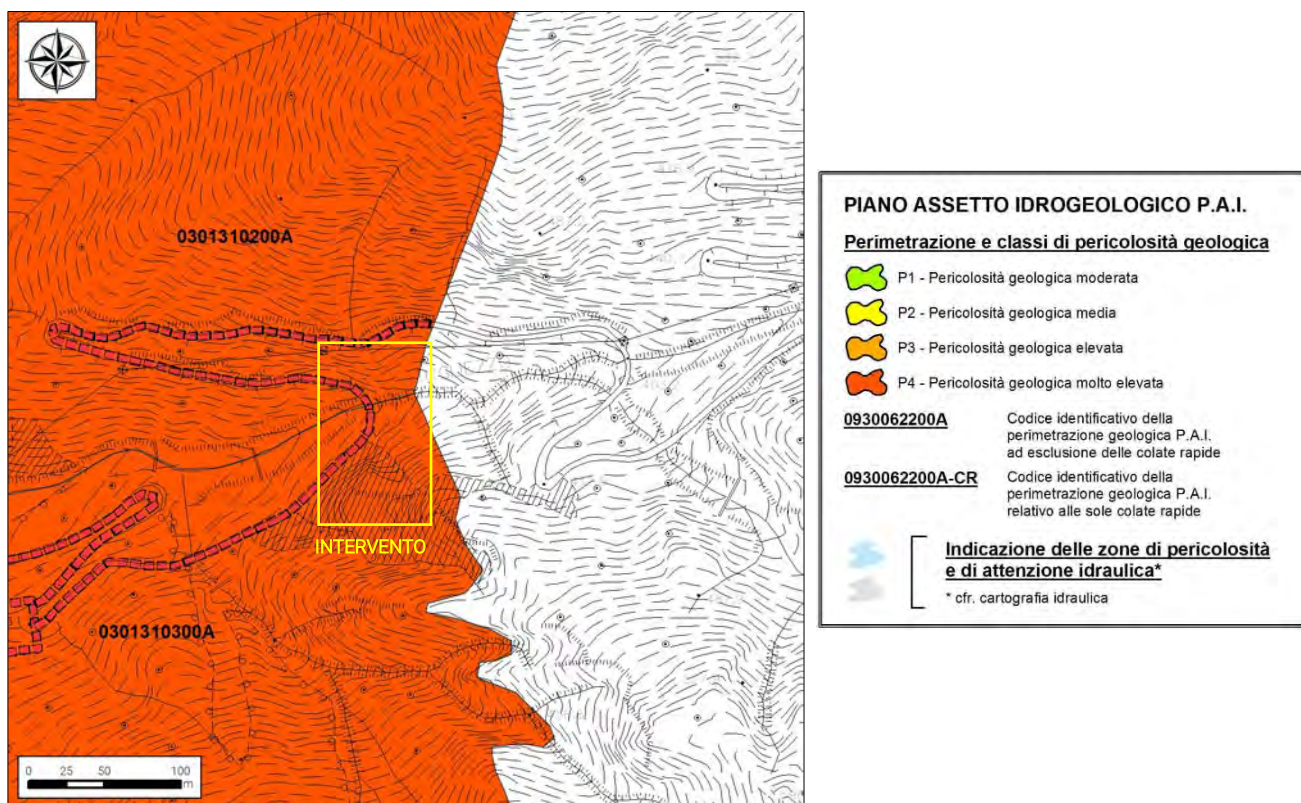


Figura 14. Estratto in scala 1: 5 000 della Carta della Pericolosità Geologica (shapefile pericolosità geologica Autorità di Bacino Distretto Alpi Orientali) – Comune di Venzone (UD), Tavola 1 di 4.

La banca dati del "Progetto IFFI³" riporta i seguenti dati per il fenomeno di instabilità cartografato:

ID frana	Tipo di movimento	Attività	Interventi	Metodo usato per la valutazione del movimento e dell'attività	Area frana (m ²)
0301310300	Aree con crolli/ribaltamenti diffusi	Attivo Riattivato Sospeso	reti, spritz-beton, strutture paramassi (barriere deformabili, rigide, gallerie)	Fotointerpretazione, Dato storico/archivio, Rilevamento sul terreno	553960
0301310200	Aree con crolli/ribaltamenti diffusi	Attivo/riattivato/sospeso	valli/rilevati paramassi	Fotointerpretazione, Rilevamento sul terreno, Dato storico/archivio	577161

Come già evidenziato nella cartografia allegata al PAI, l'area di intervento si trova all'interno di un'ampia zona perimetrata a pericolosità geologica, i cui limiti perimetrali divergono con quelli delineati nel Progetto IFFI che risultano più ampi (Figura 15).

² PAI – Progetto di Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del bacino idrografico del Fiume Tagliamento.

³ IFFI – Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia), ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale) consultabile sulla piattaforma web IdroGEO.

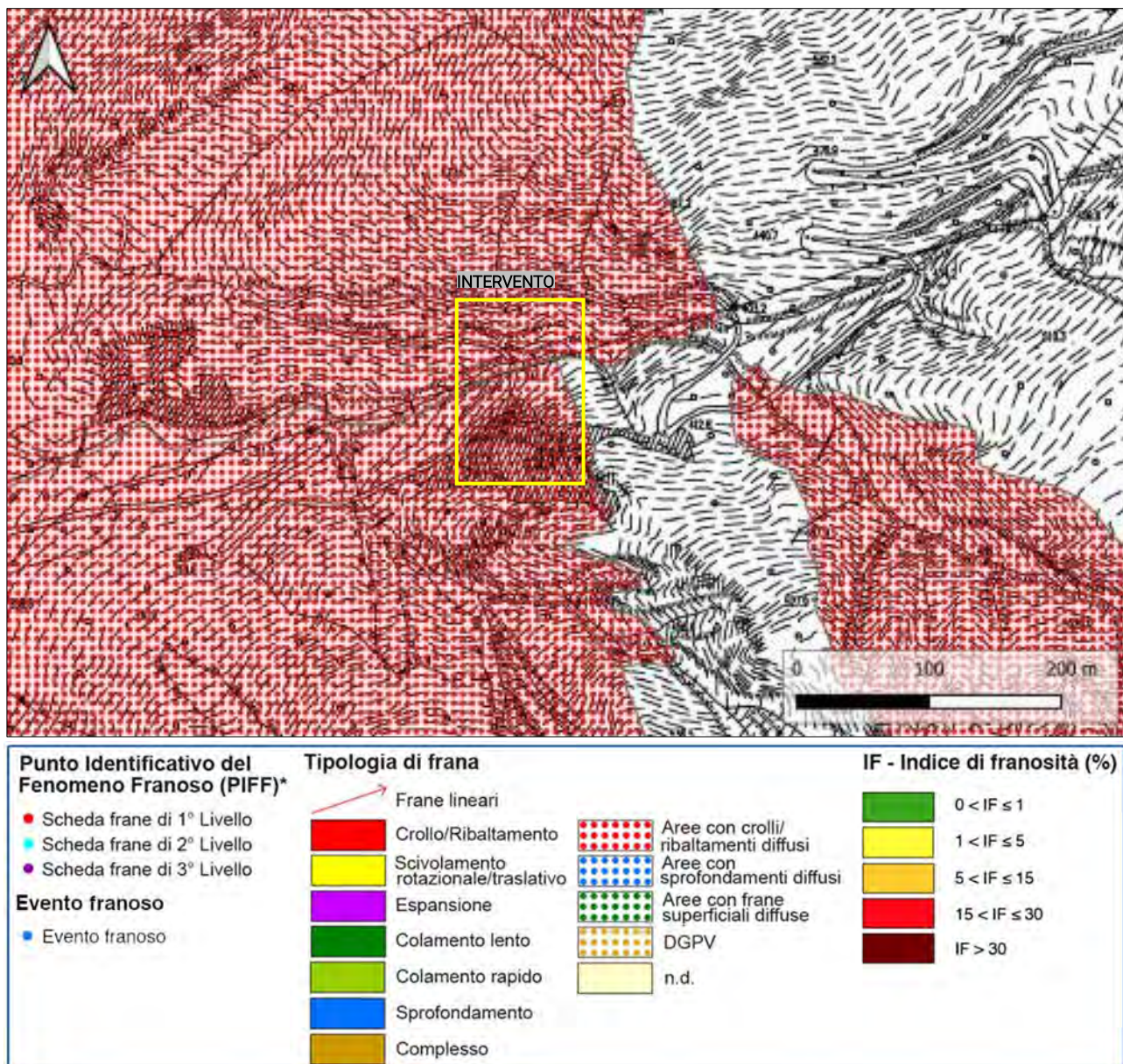


Figura 15. Estratto in scala 1:5 000 delle aree interessate dalla sovrapposizione di perimetrazioni del "Progetto IFFI" con il tracciato in progetto (servizio WMS Progetto IFFI).

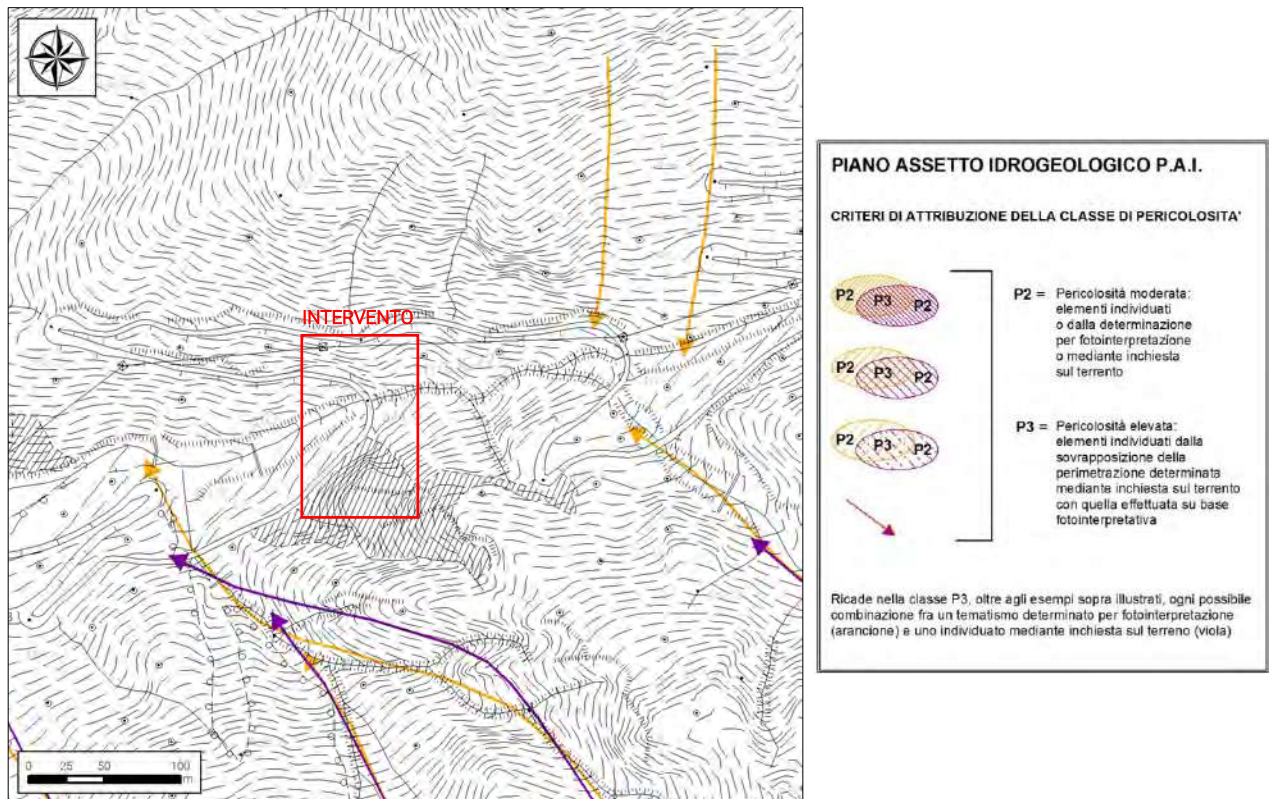


Figura 16. Estratto in scala 1:5 000 della Carta della Pericolosità da Valanga (shapefile pericolosità geologica Autorità di Bacino Distretto Alpi Orientali) – Comune di Venzone Tavola 1 di 1.

Le Norme di Attuazione del PAI, al Titolo II, art. 8 e 9 riportano le seguenti disposizioni per le aree a pericolosità geologica molto elevata P4:

ART.8 – DISPOSIZIONI COMUNI PER LE AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA, GEOLOGICA, VALANGHIVA E PER LE ZONE DI ATTENZIONE

1. Le Amministrazioni comunali non possono rilasciare concessioni, autorizzazioni, permessi di costruire od equivalenti, previsti dalle norme vigenti, in contrasto con il Piano.

2. Possono essere portati a conclusione tutti i piani e gli interventi i cui provvedimenti di approvazione, autorizzazione, concessione, permessi di costruire od equivalenti previsti dalle norme vigenti, siano stati rilasciati prima della pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'avvenuta adozione del presente Piano, fatti salvi gli effetti delle misure di salvaguardia precedentemente in vigore.

3. Nelle aree classificate pericolose e nelle zone di attenzione, ad eccezione degli interventi di mitigazione della pericolosità e del rischio, di tutela della pubblica incolumità e di quelli previsti dal Piano di bacino, è vietato, in rapporto alla specifica natura e tipologia di pericolo individuata:

a. eseguire scavi o abbassamenti del piano di campagna in grado di compromettere la stabilità delle fondazioni degli argini, ovvero dei versanti soggetti a fenomeni franosi;

b. realizzare tombinature dei corsi d'acqua;

c. realizzare interventi che favoriscano l'infiltrazione delle acque nelle aree franose;

d. costituire, indurre a formare vie preferenziali di veicolazione di portate solide o liquide;

e. realizzare in presenza di fenomeni di colamento rapido (CR) interventi che incrementino la vulnerabilità della struttura, quali aperture sul lato esposto al flusso;

f. realizzare locali interrati o seminterrati nelle aree a pericolosità idraulica o da colamento rapido.

4. Al fine di non incrementare le condizioni di rischio nelle aree fluviali e in quelle pericolose, fermo restando quanto stabilito al comma precedente ed in rapporto alla specifica natura e tipologia di pericolo individuata, tutti i nuovi interventi, opere, attività consentiti dal Piano o autorizzati dopo la sua approvazione, devono essere tali da:

a. mantenere le condizioni esistenti di funzionalità idraulica o migliorarle, agevolare e comunque non impedire il normale deflusso delle acque;

b. non aumentare le condizioni di pericolo dell'area interessata nonché a valle o a monte della stessa;

c. non ridurre complessivamente i volumi invasabili delle aree interessate tenendo conto dei principi dell'invarianza idraulica e favorire, se possibile, la creazione di nuove aree di libera esondazione;

d. minimizzare le interferenze, anche temporanee, con le strutture di difesa idraulica, geologica o valanghiva.

5. Tutte le opere di mitigazione della pericolosità e del rischio devono prevedere il piano di manutenzione.

6. Tutti gli interventi consentiti dal presente Titolo non devono pregiudicare la definitiva sistemazione né la realizzazione degli altri interventi previsti dalla pianificazione di bacino vigente.

ART.9 – DISCIPLINA DEGLI INTERVENTI NELLE AREE CLASSIFICATE A PERICOLOSITA' MOLTO ELEVATA P4

1. Nelle aree classificate a pericolosità molto elevata P4 può essere esclusivamente consentita l'esecuzione di:

a. opere di difesa, di sistemazione idraulica e dei versanti, di bonifica e di regimazione delle acque superficiali, di manutenzione idraulica e di sistemazione dei movimenti franosi, di monitoraggio o altre opere comunque volte ad eliminare, ridurre o mitigare, le condizioni di pericolosità o a migliorare la sicurezza delle aree interessate;

b. interventi di nuova realizzazione e manutenzione di piste per lo sci, qualora non ricadano in aree interessate da fenomeni di caduta massi, purché siano attuati i previsti piani di gestione del rischio;

c. opere, connesse con le attività di gestione e manutenzione del patrimonio forestale, boschivo e agrario, purché non in contrasto con le esigenze di sicurezza idraulica, geologica o valanghiva;

d. realizzazione e manutenzione di sentieri, purché non comportino l'incremento delle condizioni di pericolosità e siano segnalate le situazioni di rischio;

e. interventi strettamente necessari per la tutela della pubblica incolumità e per ridurre la vulnerabilità degli edifici esistenti;

f. interventi di manutenzione di opere pubbliche o di interesse pubblico;

g. realizzazione o ampliamento di infrastrutture a rete pubbliche o di interesse pubblico, diverse da strade o da edifici, riferite a servizi essenziali non diversamente localizzabili o non delocalizzabili ovvero mancanti di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili, purché, se necessario, dotate di sistemi di interruzione del servizio o delle funzioni; nell'ambito di tali interventi sono anche da ricomprendersi eventuali manufatti accessori e di servizio, di modesta dimensione e, comunque, non destinati all'uso residenziale o che consentano il pernottamento;

h. realizzazione o ampliamento di infrastrutture viarie, ferroviarie e di trasporto pubblico nonché di piste ciclopedonali, purché siano contestualmente attuati i necessari interventi di mitigazione della pericolosità o del rischio; in particolare gli interventi di realizzazione di nuove infrastrutture stradali devono anche essere coerenti alle previsioni del piano di protezione civile ove esistente; adeguamenti delle infrastrutture viarie esistenti sono ammissibili anche in deroga all'obbligo di contestuale realizzazione degli interventi di mitigazione solo nel caso in cui gli adeguamenti si rendano necessari per migliorare le condizioni di sicurezza della percorribilità delle stesse;

i. interventi di demolizione senza ricostruzione;

j. interventi di manutenzione riguardanti edifici ed infrastrutture, purché non comportino incremento di unità abitative o del carico insediativo;

k. interventi di adeguamento degli edifici esistenti per motivate necessità igienico-sanitarie per il rispetto della legislazione in vigore anche in materia di abbattimento delle barriere architettoniche, di sicurezza del lavoro e incremento dell'efficienza energetica;

l. sistemazioni e manutenzioni di superfici scoperte di edifici esistenti;

m. posizionamento delle strutture di carattere provvisorio, non destinate al pernottamento di persone, necessarie per la conduzione dei cantieri per la realizzazione degli interventi di cui al presente articolo, a condizione che siano compatibili con le previsioni dei piani di protezione civile ove esistenti;

n. adeguamenti strutturali e funzionali di impianti per la lavorazione degli inerti solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti;

o. adeguamento strutturale e funzionale di impianti di depurazione delle acque reflue urbane imposti dalla normativa vigente;

p. realizzazione delle opere di raccolta, regolazione, trattamento, presa e restituzione dell'acqua;

q. interventi di riequilibrio e ricostruzione degli ambiti fluviali naturali nonché opere di irrigazione, purché non in contrasto con le esigenze di sicurezza;

r. prelievo di materiale litoide, sabbie, limi, argille, torbe o assimilabili solo previa verifica che questo sia compatibile, oltrechè con le pianificazioni di gestione della risorsa, con le condizioni di pericolo riscontrate e che non provochi un peggioramento delle stesse;

s. adeguamento di impianti produttivi artigianali o industriali solo nel caso in cui siano imposti dalle normative vigenti;

t. opere a verde.

2. Gli elaborati progettuali degli interventi di cui al comma 1 devono essere corredati da una relazione tecnica che tenga conto in modo approfondito della tipologia di pericolo, redatta da un tecnico laureato abilitato, se prevista dalla normativa di settore. Le indicazioni contenute nella suddetta relazione devono essere integralmente recepite nel progetto delle opere di cui si prevede l'esecuzione.

In riferimento al PGRA⁴ per quanto concerne la pericolosità idraulica ed il tirante idrico modellato con un TR pari a 100 anni correlato al rischio alluvioni, l'area di studio risulta esterna alle perimetrazioni (**Figura 17** e **Figura 18**).

⁴ PGRA – Piano di Gestione del Rischio Alluvioni adottato con delibera n.3 del 21/12/2021 ai sensi degli art. 65 e 66 del D.Lgs n.152/2006 e pubblicato in G.U. n.29 del 04/02/2022. Approvato con D.P.C.M. 01/12/2022 pubblicato in G.U. n.31 del 07/02/2023.

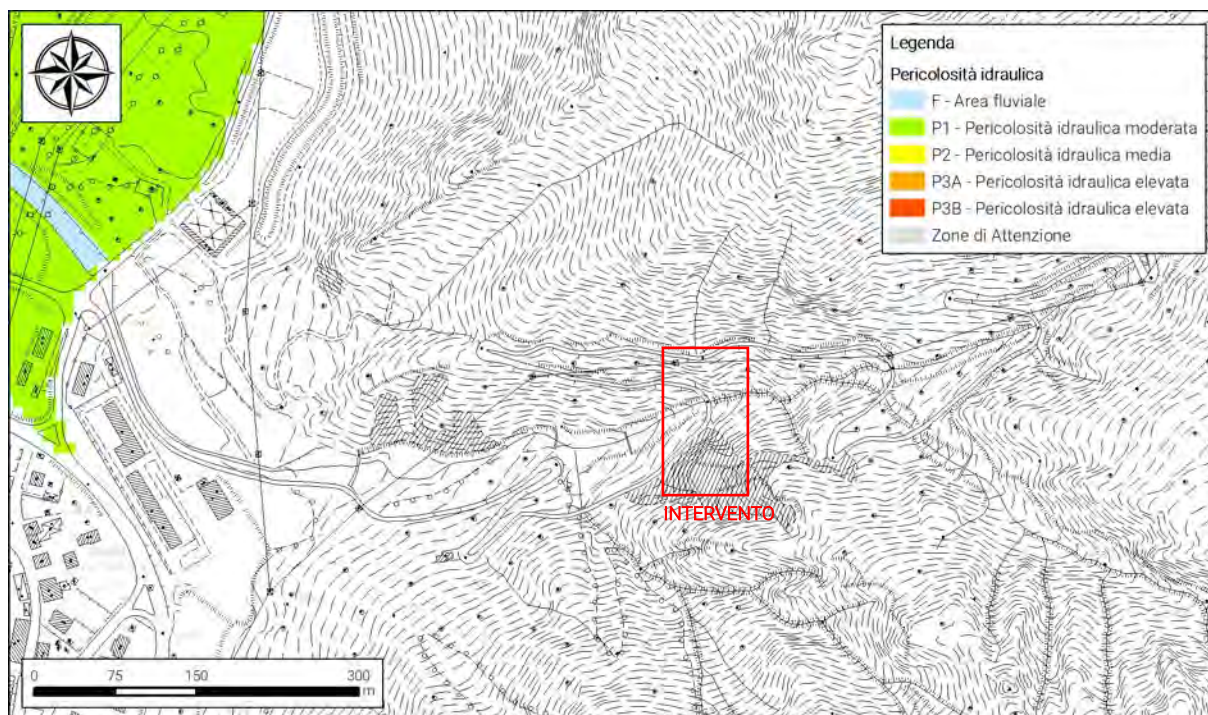


Figura 17. Estratto in scala 1:7 000 della Carta della pericolosità idraulica allegata al PGRA – Riquadro N36.

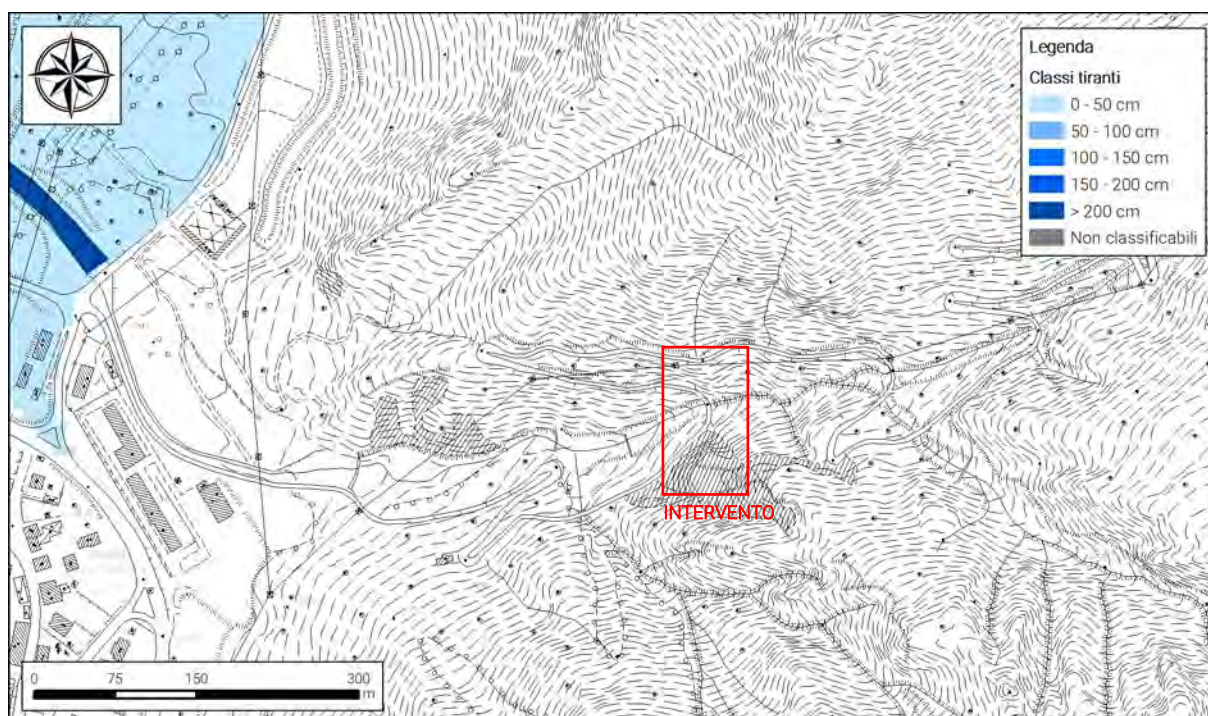


Figura 18. Estratto in scala 1:7 000 della Carta delle altezze idriche scenario di media probabilità TR 100 anni – Riquadro N36.

Le aree oggetto del presente studio risultano sottoposte a vincoli paesaggistici previsti dal Piano Paesaggistico Regionale (PPR⁵) adottati con delibera della Giunta Regionale n.0111/Pres. del 24 aprile 2018 e successive modifiche (Figura 19). In particolare, dalla consultazione della cartografia informatizzata l'area di intervento ricade all'interno della perimetrazione denominata "terreni coperti da foreste e boschi", ed all'interno

⁵ PPR – Piano Paesaggistico Regionale, approvato con D.P.G.Reg. 24 aprile 2018 n.0111/Pres. e successivamente aggiornato con la Variante n.1 approvata con D.P.Reg. n.060/Pres del 21 marzo 2023 pubblicata sul Supplemento ordinario n.13 al B.U.R. della Regione n.14 del 05/04/2023.

della fascia di rispetto del Rio Tugliezzo. Risulta pertanto necessaria l'attivazione della procedura di Richiesta di Autorizzazione Paesaggistica ai sensi della normativa vigente (D.Lgs 42/2004 – DPCM 12/12/2005).

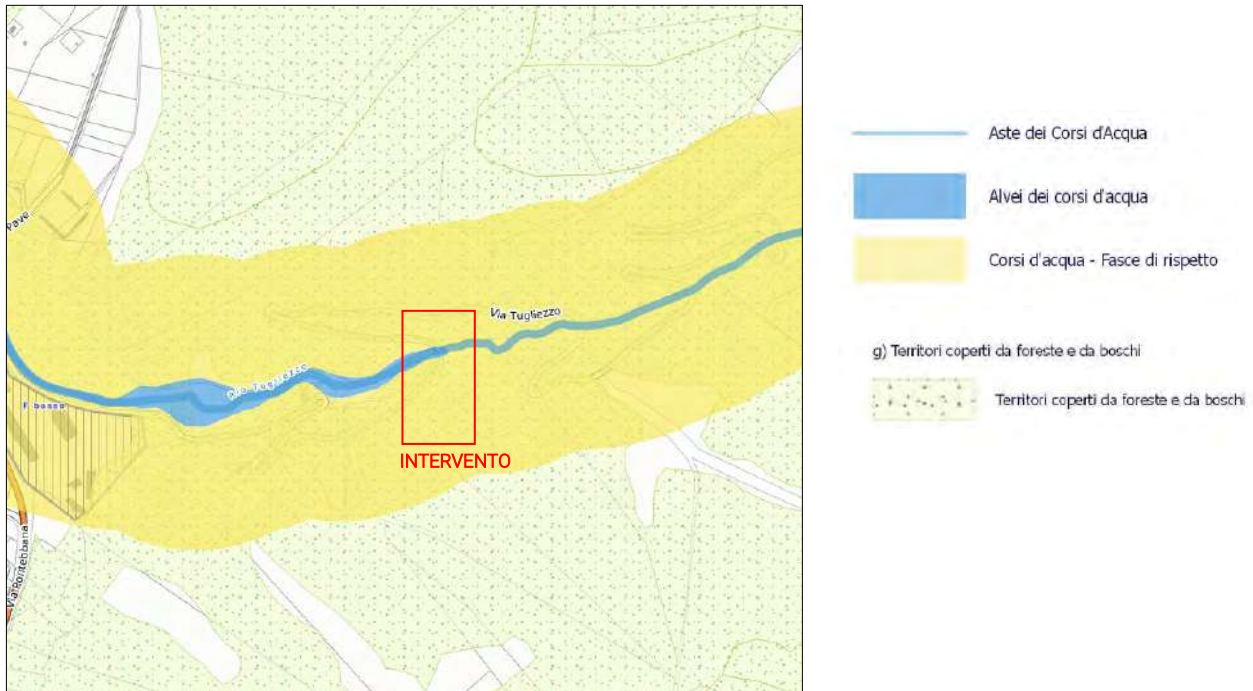


Figura 19. Estratto fuori scala del Piano Paesaggistico Regione Friuli-Venezia Giulia (PPR-FVG) (fonte WebGIS).

L'area oggetto del presente studio risulta inserita in zona omogenea E2 (Boschive, art. 12 e art. 12.1) nelle tavole allegate del PRGC⁶ (Figura 20).

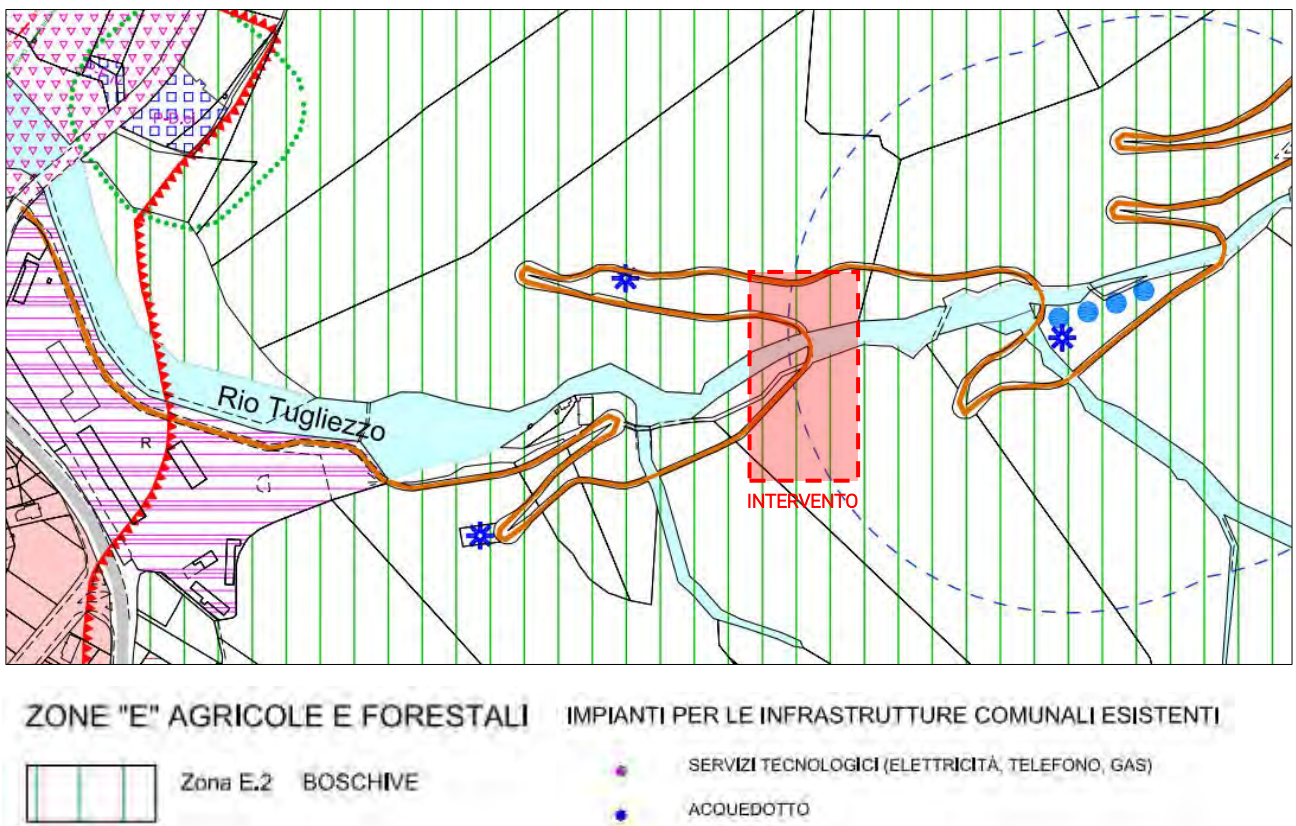


Figura 20. Estratto fuori scala della Tavola 7 – Zonizzazione comunale “Carnia Nord – Tugliezzo” allegata al PRGC.

⁶ PRGC – Piano Regolatore Comunale adottato dal Comune di Venzone (Variante 21 “Variante Generale” – aggiornamento var. 22 – 26).

Di seguito si riporta un estratto dell'art.12.1 delle Norme Tecniche di Attuazione allegate al PRGC.

Art. 12.1 BOSCHIVE - "E. 2"

Strumenti di attuazione

1. Nelle sottozone boschive il PRGC si attua con intervento diretto: concessione, autorizzazione, denuncia di inizio attività.

Destinazioni d'uso

1. Nelle sottozone "E. 2" sono consentite le seguenti destinazioni d'uso:

- coltivazione del bosco (secondo sistemi selviculturali) e pascolo (anche con la installazione di recinzioni mobili per la razionale turnazione dei terreni);

- difesa idrogeologica, con opere che privilegino gli interventi di bioingegneria;

- sistemazione di infrastrutture viarie forestali (piste, carrarecce, mulattiere, sentieri, ecc.), nel rispetto dei caratteri paesaggistici e ambientali dei territori attraversati. Tali infrastrutture possono servire anche da "piste tagliafuoco";

- formazione di attrezzature minime per le attività escursionistiche e punti attrezzati per la sosta e il ristoro all'aperto, con la massima riutilizzazione dei manufatti esistenti (ruineri, muri a secco, terrazzamenti, ecc.)

Per ulteriori chiarimenti e specifiche si rimanda direttamente alle Norme Tecniche di Attuazione allegate al PRGC (art.12 e art.12.1). Gli interventi in progetto risultano compatibili con le norme del PRGC, del PAI (Art. 8 comma 3, comma 4 lettera d, ed art.9 comma 1, lettera a, e) e del PGRA vigenti.

5. Indagini

Al fine di ricostruire il modello geologico-geotecnico presso i siti in esame e di definire l'azione sismica di progetto, è stata effettuata una campagna di indagini comprendente:

- N.1 analisi dei rapporti spettrali (HVSR) per la valutazione delle caratteristiche dinamiche del sito dal punto di vista sismico (calcolo frequenza di risonanza del sito).

5.1. HVSR – Misura del microtremore sismico

Lo scopo di questa indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la profondità della formazione rocciosa compatta denominato *bedrock sismico*. Con tale metodo viene stimata la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_{seq}) e della frequenza fondamentale del sito di indagine, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. 2018.

L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V. La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I parametri che si possono stimare con la tecnica sono:

- Frequenza caratteristiche di risonanza del sito;
- Frequenza fondamentale di risonanza di un edificio;
- Velocità media delle onde di taglio V_s ;
- Sismostratigrafia del sottosuolo.

Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso. Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito da uno strumento dipende da:

- Forma dell'onda prodotta dalla sorgente S;
- Percorso dell'onda dalla sorgente S al sito X (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni ...);
- Risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartate dalle tecniche classiche, contiene informazioni.

Questa informazione è "nascosta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente "HVSR", la quale è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli.

Procedura prova sismica passiva HVSR

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti. Si esegue un'operazione detta di *windowing*, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME, tale dimensione, detta *Long Period*, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "*long*", che sono sincronizzate fra le tracce. Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a *tapering* e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute a tale scopo idonee. Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra, per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di *windowing*.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito. L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo $V_{S,eq}$.

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

Dove H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido (V_s non inferiore a 800 m/s), h_i è lo spessore dell' i -esimo strato, V_{S_i} è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato e N è il numero di strati.

Strumentazione utilizzata e parametri di elaborazione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato il geofono 3D mod. Gemini-2 (2 Hz). L'indagine si è protratta per 30 minuti con frequenza di campionamento di 200 Hz, la lunghezza finestre 20 s, lisciamento 10% tipo "triangolare proporzionale". L'affidabilità della misura è stata verificata attraverso i criteri di SESAME.

L'elaborazione delle serie temporali delle registrazioni è stata effettuata con il software *winMASW Academy 2023* per il *processing* di dati di rumore ambientale. Di seguito si riportano le impostazioni utilizzate per l'acquisizione e l'elaborazione dei dati:

PARAMETRI ACQUISIZIONE		PARAMETRI DI ELABORAZIONE	
Tempo di acquisizione	30 min	Frequenza di ri-campionamento	128 Hz
Frequenza di campionamento	200 Hz	Lunghezza finestra	20 s
		Tapering	5 %
		Lisciamento (<i>smoothing</i>)	10 %

Tabella 1. Parametri utilizzati nell'acquisizione mediante geofono 3D mod. Gemini-2 e durante la fase di elaborazione con software WinMASW Academy 2023.

È stato analizzato un intervallo di frequenza compreso tra 0.5 Hz e 47 Hz, riducendo occasionalmente per l'identificazione dei picchi di interesse.

Elaborazione dei segnali acquisiti

Dall'elaborazione dei dati acquisiti, in particolare dal rapporto spettrale H/V (Figura 21b) è stato possibile individuare un "picco" che soddisfa i criteri SESAME solo nel caso della prova HVSR1, ovverosia quella eseguita nell'area di intervento, ad una frequenza di 2.88 Hz.

Le mappe di direzionalità, di seguito riportate (Figura 21c), permettono inoltre di verificare che la provenienza del rumore per la frequenza naturale (frequenza di picco fondamentale) proviene con componente maggiore in direzione NE – SO.

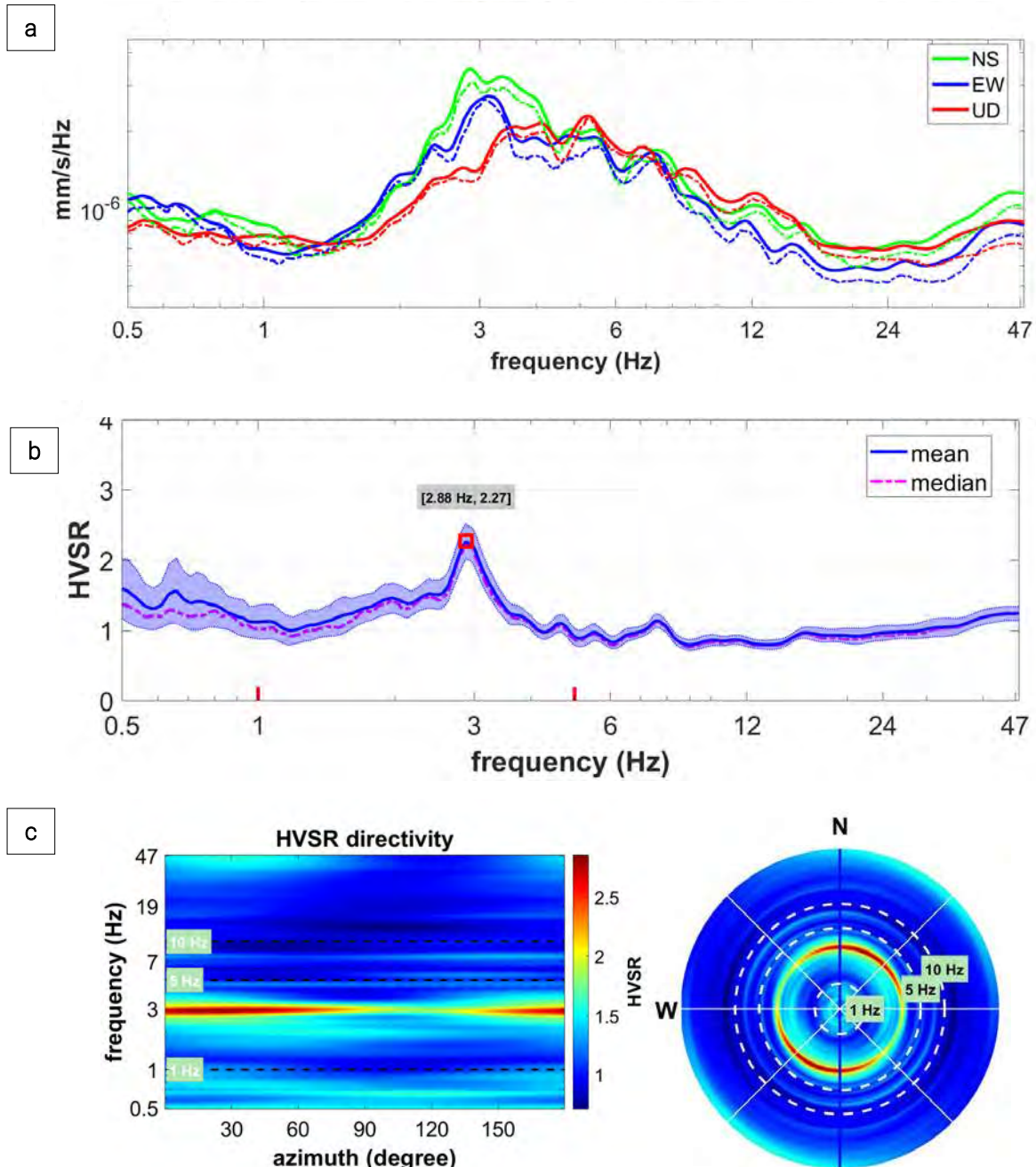


Figura 21. a) visualizzazione della tre componenti della curva HVSR, b) visualizzazione dello spettro medio di ampiezza del sito indagato, c) Mappe di direzionalità del segnale in scala logaritmica (Indagine HV1).

Per la determinazione della velocità delle onde S è stata utilizzata la tecnica di inversione per misure a stazione singola, considerando l'intervallo di frequenze da 1.0 Hz ad un massimo di 39.0 Hz. L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici sfrutta la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V

misurati con quelli ‘sintetici’, cioè con quelli calcolati relativamente ad un modello. L’interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini.

L’inversione della curva HVSR al fine di ricavare il modello sismo-stratigrafico del sito è stata condotta mediante il software *WinMASW Academy 2023*.

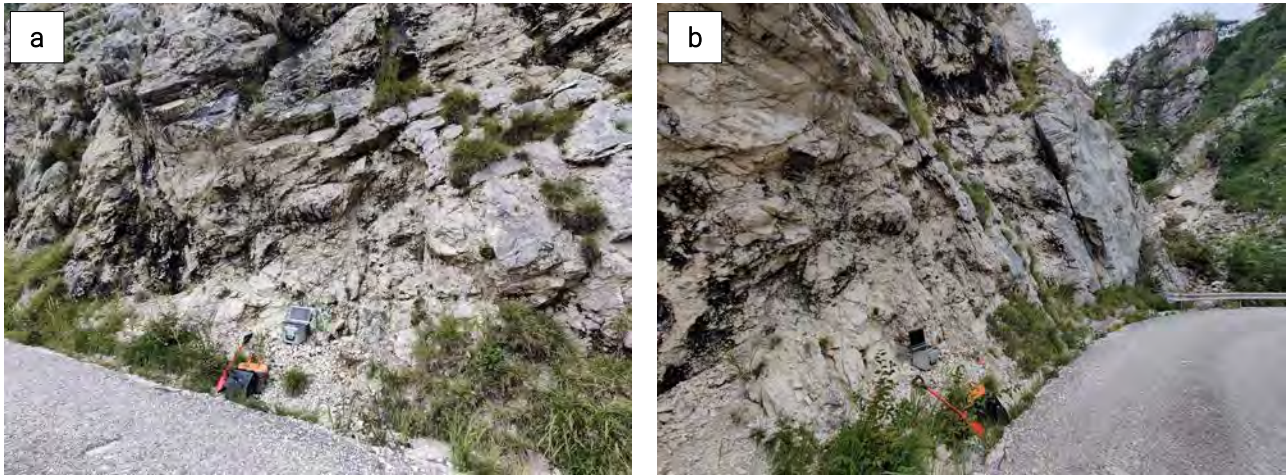


Figura 22. Indagine sismica passiva HVSR 1, a) Vista verso ovest, b) Vista verso est.

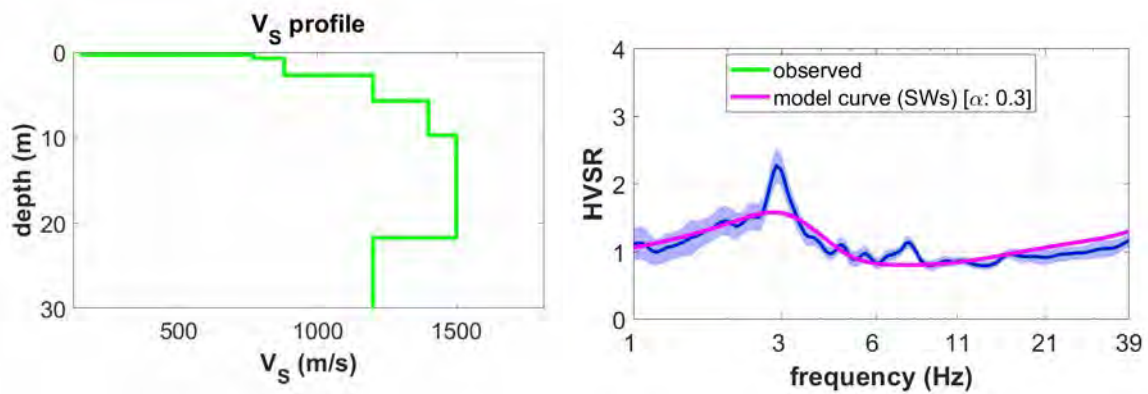


Figura 23. A sinistra il profilo delle velocità delle onde di taglio, a destra la sovrapposizione della curva HVSR sintetica su curva HVSR calcolata dai dati misurati in sito (Indagine HV 1).

Strato	V _s (m/s)	Spessore (m)	Profondità (m)
1	150	0.3	0.0 – 0.3
2	770	0.4	0.3 – 0.7
3	880	2.0	0.7 – 2.7
4	1200	3.0	2.7 – 5.7
5	1400	4.0	5.7 – 9.7
6	1500	12.0	9.7 – 21.7
7	1200	-	-

Tabella 2. Modello sismo-stratigrafico dall’analisi HVSR 1.

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

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

Dove h_i è lo spessore dell’i-esimo strato, V_s è la velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato, N è il numero di strati e H è la profondità del substrato sismico (in m).

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 $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Di seguito vengono brevemente riassunti i risultati delle indagini in forma tabulare:

ID indagine	Profondità del piano di fondazione (m dal p.c.)	$V_{s,eq}$ (m/s)	Profondità del piano di fondazione (m dal p.c.)	$V_{s,eq}$ (m/s)	Categoria di sottosuolo (NTC 18)
HVSR 1	0.0	278	0.5	1291	A

Le analisi geofisiche condotte o, meglio, l'inversione della prova HVSR 1, ha evidenziato un incremento generale delle velocità delle onde di taglio (V_s) con la profondità. Non sono state rilevate inversioni di velocità (ovvero strati meno veloci al di sotto di strati più veloci) nel caso di HVSR 1.

Sulla base delle velocità misurate e modellate, si può affermare che **il substrato sismico, come definito dalle NTC2018, cioè con $V_s > 800$ m/s, si trovi a una profondità di circa 0.7 metri (inferiore a 3 metri)**. Di conseguenza, il sito appartiene alla **categoria di sottosuolo A**, ovvero "*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente con strati superficiali di terreni meno resistenti con spessore massimo di 3 metri*".

6. Caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi

A seguito delle criticità emerse durante i sopralluoghi e in considerazione degli interventi da eseguire, si è reso necessario effettuare rilievi geomeccanici sugli affioramenti presenti attraverso l'esecuzione di 2 stazioni geomeccaniche (SG1 e SG2), utilizzando linee di scansione lungo il fronte roccioso con l'ausilio di funi nell'area di intervento. A completamento, è stato eseguito un rilievo con drone (UAS) per esplorare le aree meno accessibili e ottenere una visione generale dell'ammasso roccioso affiorante, al fine di valutare i V.R.U..

Tale operazione ha consentito di analizzare le principali superfici di discontinuità che caratterizzano l'ammasso roccioso e che, costituendo potenziali piani di debolezza, ne condizionano largamente il comportamento meccanico.

In accordo con le indicazioni dell'ISRM (*International Society for Rock Mechanics*) sono stati acquisiti i dati necessari alla descrizione geomeccanica dell'ammasso roccioso mediante le classiche tecniche di caratterizzazione. In **Figura 24** sono indicati il numero e la posizione delle linee di scansione.

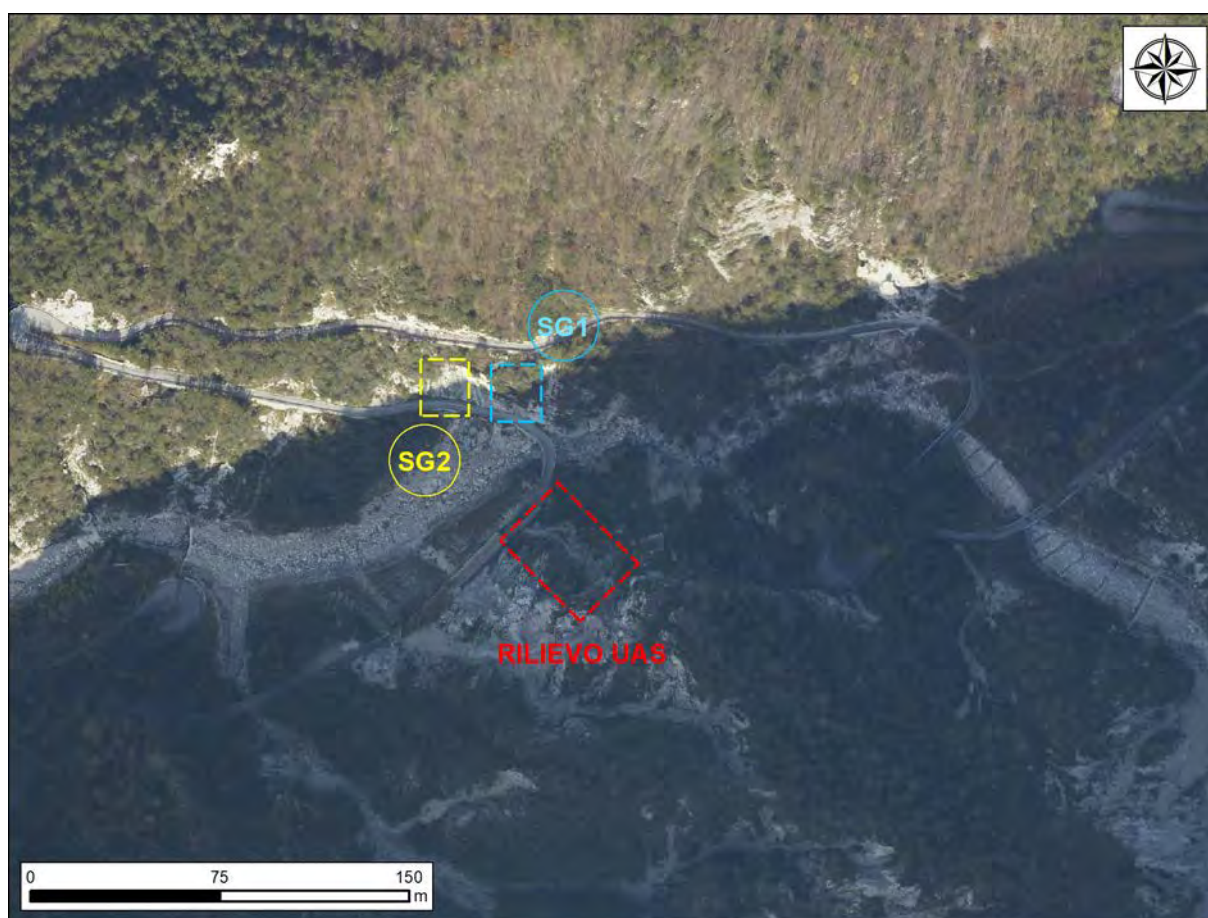


Figura 24. Panoramica sull'area di intervento in scala 1:3 000 con indicazione delle aree di stazione geomeccanica.



Figura 25. Panoramica dell'affioramento roccioso nell'area di intervento, con indicazione delle linee di scansione.

Il rilievo geomeccanico rappresenta una fase molto importante, in quanto consente di individuare le principali famiglie di discontinuità presenti in affioramento e di ipotizzare le possibili relazioni esistenti tra le stesse. Col termine discontinuità (*joint*) si indica qualsiasi superficie di debolezza strutturale. Queste possono essere distinte in primarie (giunti di strato, scistosità, piani di strutture sedimentarie) e secondarie (deformazioni tettoniche, dissoluzione carsica, discontinuità di alterazione, di detensionamento, di raffreddamento). Le discontinuità sono generalmente raggruppabili in sistemi o famiglie.

Il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso dipende dalle proprietà della roccia intatta (resistenza e deformabilità), dalle caratteristiche geometriche (orientazione, frequenza) e meccaniche (resistenza) delle discontinuità, dallo stato di sforzo in sito e dalla scala del problema. In generale un ammasso roccioso si presenta quindi discontinuo, non omogeneo, anisotropo e dipende dalla scala. Maggiore è la densità di discontinuità, e quindi più piccoli i blocchi, la persistenza, l'alterazione, maggiore è la deformabilità e duttilità della roccia.

La caratterizzazione degli ammassi rocciosi è un'operazione complessa, a causa della grande varietà di condizioni e di proprietà che è possibile incontrare sul terreno; tale varietà si amplia nel caso di aree che abbiano subito intensi fenomeni tettonici, come d'altra parte risulta tutto l'arco alpino, ed anche nelle aree particolarmente soggette a fenomeni geomorfologici relativamente recenti, come possono essere i movimenti gravitativi su vasta scala.

Nella descrizione degli ammassi rocciosi è dunque importante prendere in considerazione la maggior quantità possibile di informazioni, raccolte però in maniera logica e sistematica. Per fare ciò, durante lo svolgimento di questa attività sono state utilizzate schede di lavoro pre-impostate, focalizzate soprattutto sull'analisi delle discontinuità degli ammassi. Come già accennato, le discontinuità condizionano in modo decisivo le proprietà fisiche meccaniche e idrauliche degli ammassi rocciosi. Per questo è importante fornire una descrizione dettagliata che ne consideri i diversi aspetti, misurando in sito:

- Numero di famiglie;
- Orientazione;
- Spaziatura;
- Persistenza;
- Ondulazione;

- Alterazione;
- Riempimento;
- Apertura;
- Presenza d'acqua.

Inoltre, per ogni rilievo è importante descrivere le caratteristiche di rugosità (*JRC, joint roughness coefficient*) e resistenza superficiale (*JCS, joint wall compressive stress*) delle discontinuità rispettivamente tramite Pettine di Barton e Martello di Schmidt. Un ultimo, ma non meno importante, parametro da prendere in considerazione per un rilievo geomeccanico è la valutazione del volume roccioso unitario (VRU). Esso definisce la dimensione dei blocchi che dipende dalla spaziatura delle discontinuità e dalla forma dei blocchi (a sua volta dipendente dal numero di famiglie di discontinuità). Questa valutazione può essere condotta "a vista", cercando di stimare l'ordine di grandezza dei volumi unitari significativi (ossia quelli massimi, medi e minimi).

Data la difficoltà di accesso a diverse porzioni di parete da analizzare, è stato necessario avvalersi dell'utilizzo del drone, che ha permesso perlomeno di valutare i v.r.u.. Per ognuna di queste stazioni geomeccaniche è stato valutato e caratterizzato il litotipo, le discontinuità e l'ammasso roccioso nella sua integrità.

I dati strutturali raccolti sono stati rielaborati con l'ausilio del programma "Dips" della RocScience e del programma "Geomeccanica" dell'Aztec Informatica che permettono di eseguire la proiezione equiareale polare di Schmidt dei poli e piani di discontinuità misurati, dalla quale è possibile evidenziare le aree a maggior densità dei poli. La proiezione ciclografica che utilizziamo per questo scopo non è altro che la rappresentazione in due dimensioni di quello che noi vediamo in tre dimensioni tramite tre semplici dati: immersione, direzione e inclinazione di una superficie. Il principio è semplice e consiste nel proiettare i punti di intersezione della superficie considerata (passante per il centro della sfera) con la sfera proiezione sul piano equatoriale della stessa. Ciò che ne risulta sono delle linee curve sempre più vicine al centro del cerchio equatoriale, più è elevata l'inclinazione della superficie. Dai dati ottenuti sull'affioramento principale otteniamo lo stereo-plot.

Secondo le NTC 2018 le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengono conto del tipo di cinematismo, considerando forma e posizione dell'eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi ed il regime delle pressioni interstiziali. La ricostruzione di un modello di deformazione gravitativa per un versante in roccia più vicino alla realtà consente di effettuare interpretazioni sia sul possibile cinematismo che sui possibili interventi di stabilizzazione e ciò è possibile farlo mediante rappresentazioni stereografiche delle discontinuità. Infatti, siccome gli assetti strutturali dei giunti presenti in un fronte roccioso condizionano i possibili cinematismi di rottura risulta essere importante analizzare le famiglie di discontinuità individuate durante il rilevamento strutturale e per un'interpretazione semplificata di tali dati si ricorre ai reticoli stereografici. I modelli di rottura più frequenti, che interessano i versanti in roccia sono: rottura planare, rottura a cuneo, ribaltamento e scorrimento rotazionale (**Figura 26**).

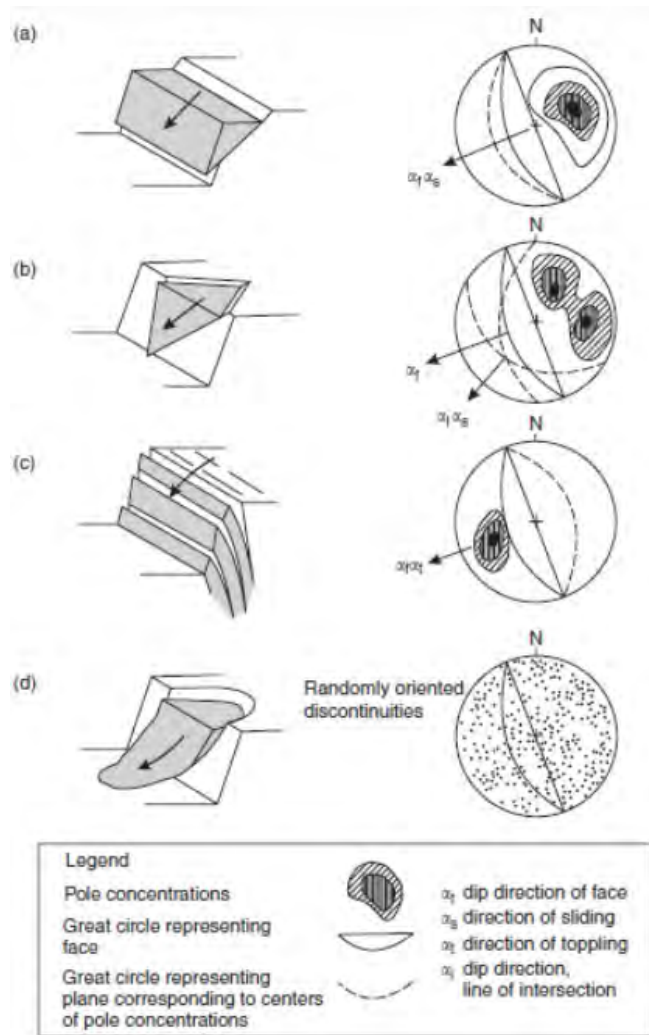


Figura 26. Principali tipi di deformazioni gravitative su versanti in roccia (Hoek and Bray, 1981).

A supporto del rilievo è stato utilizzato lo sclerometro, come strumento non distruttivo, regolato dalla norma UNI EN 12504 – 2. Le indagini sclerometriche permettono, attraverso una taratura dello strumento, di ottenere una stima della resistenza a compressione del materiale. Esse sono finalizzate alla determinazione della resistenza dell'ammasso roccioso tramite misura della durezza superficiale, mediante valutazione del rimbalzo di una sfera metallica contenuta in apposito cilindro cavo. Come indicato nelle norme di riferimento, l'indice di rimbalzo deve essere valutato come la media di una serie di misure eseguite nella stessa area di indagine (e non sullo stesso identico punto fisico). Su ogni faccia delle superfici di materiale indagate vanno eseguite almeno n°10 misurazioni (o battute) non sovrapposte e distanti non meno di 25 mm tra loro o dal bordo di eventuali difetti superficiali presenti, preventivamente localizzati. Successivamente può essere individuato un valore medio o selezionati dei valori rappresentativi. Il risultato della prova è fornito dall'indice che compare sulla scala graduata dello sclerometro, il quale si riferisce al massimo valore del rimbalzo della massa, e corrisponde all'indice "r" se la misura è condotta su roccia allo stato naturale o all'indice "R" (rebound number o rebound strength) se la misura è stata eseguita su superficie levigata e ripulita dall'alterazione superficiale con una pietra abrasiva.

La determinazione della resistenza a compressione del materiale si basa sull'utilizzo di curve di correlazione, emanate dal costruttore dello strumento, le quali mettono in relazione l'indice di rimbalzo (r o R) letto sullo sclerometro con la resistenza a compressione. Le curve sono diverse e vanno scelte a seconda dell'orientazione (rispetto al piano orizzontale) dello strumento e di conseguenza del giunto su cui si è svolta la misura (durante la prova lo strumento va sempre spinto perpendicolarmente alla superficie).

Nello specifico lo strumento utilizzato è lo sclerometro per roccia della Proceq (original Schmidt), certificato secondo lo standard ISO 9001:2015 e realizzato in accordo con la taratura Original Schmidt (ISO/DIS 8045, EN 12 504-2, ENV 206, ASTM D5873, ASTM C805).

Di seguito, le relazioni utilizzate per correlare le misure degli indici di rimbalzo ottenuti con lo sclerometro ai valori di resistenza a compressione semplice espressi in N/mm².

ORIENTAZIONE SCLEROMETRO	0°	90°	-90°
Correlazione utilizzata	$0.0232 \cdot R^{2.2637}$	$0.0074 \cdot R^{2.5172}$	$0.0775 \cdot R^{1.9823}$

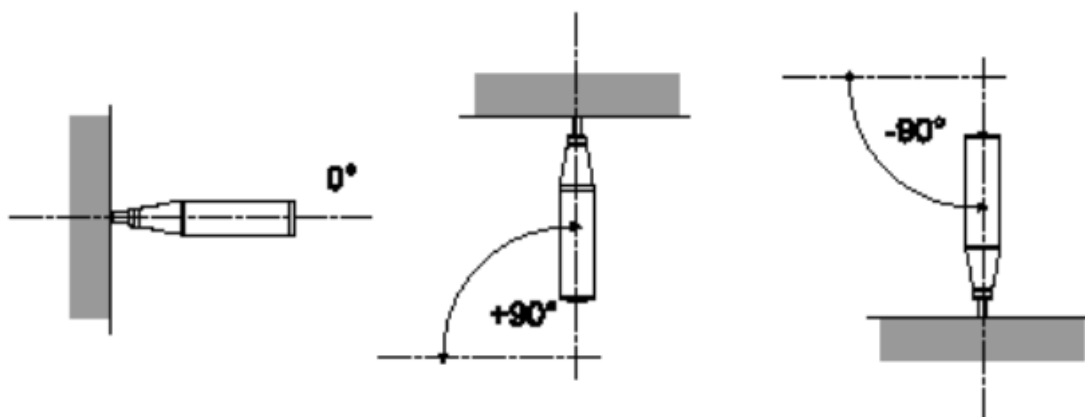


Figura 27. Indicazione orientamento sclerometro (martello di Schmidt).

La prova sclerometrica non va intesa come un'alternativa per la determinazione della resistenza a compressione del materiale roccioso ma, con una opportuna correlazione, può fornire una stima della resistenza in sito. Si ravvisa che negli ammassi rocciosi lo stato di sollecitazione locale è quello di "elementi confinati" e quindi pluriassiali, sicché per una corretta interpretazione degli indici sclerometrici, occorre, in generale, disporre di ulteriori curve di correlazione tra gli stati tensionali mono e pluriassiali.

6.1. Stazione di rilievo n.1

La stazione di rilievo n.1 prevede una linea di scansione di lunghezza di circa 20.0 m. Di seguito si riporta la tabella con i dati strutturali rilevati:

TIPO	IMMERSIONE	INCLINAZIONE	SPAZIATURA (m)	PERSISTENZA (m)	APERTURA (mm)	RIEMPIMENTO*	RUGOSITA'
K1	225	76	0.2 - 0.5	1.0	1 - 2	i	14
K1	238	89	0.2	1.6	10 - 30	i - cm	10
K1	210	89	0.2 - 0.5	> 1.0	10 - 20	i	12
K1	216	78	0.3 - 0.5	0.5 - 0.8	2 - 5	i	12
K1	220	83	0.3 - 0.5	0.1 - 0.3	10 - 15	i - cm	10
S	181	56	> 1.0	> 3.0	-		6
S	184	58	> 1.0	> 3.0	2 - 5	i - cm	8
S	175	62	> 1.0	1.0	2 - 5	i	6
S	192	55	> 2.0	0.5 - 0.8	-	-	4
S	183	64	> 2.0	1.0	10 - 15	i	6
S	178	55	0.5 - 1.0	1.5	2 - 5	i - cm	8
K2	158	81	0.2 - 1.0	> 1.0	2 - 10	i - ca	20
K2	155	78	0.3 - 0.5	> 1.0	5 - 10	i - ca	18
K2	142	75	0.5 - 1.0	0.3 - 0.5	5 - 10	i - cm	20
K2	163	86	0.3 - 0.5	0.1 - 0.3	2 - 5	i	16
K2	150	80	0.2 - 0.3	0.1 - 0.2	2 - 5	i - cm	16
K3	104	86	0.2 - 0.5	> 1.0	10 - 20	i	10
K3	85	74	0.8 - 1.0	0.3 - 0.5	10 - 15	i	12
K3	90	70	0.5 - 0.8	0.1 - 0.3	2 - 5	i - cm	14
K3	97	78	0.2 - 0.5	0.1 - 0.3	5 - 10	i	12
K3	110	81	0.1 - 0.3	0.5 - 0.8	5 - 10	i	14

* RIEMPIMENTO: i (incoerente), c (coesivo), cm (cementato), ca (calcite), q (quarzo), t (terrigena), fg (fault gauge), gr (granulare)

Di seguito vengono riassunti in formato tabulare i valori dell'indice di rimbalzo del martello di Schmidt e di resistenza a compressione, ricavati tramite le correlazioni espresse nei precedenti capitoli. È stato ricavato un valore medio per ciascuna famiglia di discontinuità. Utilizzando l'indice *r* è stata ottenuta la resistenza a compressione del giunto alterato (JCS), mentre con l'indice *R* si è ricavata la resistenza a compressione della roccia (UCS). I dati sono riferiti alla porzione più superficiale dell'ammasso roccioso, alterata e fratturata.

TIPO	INDICE DI RIMBALZO (Schmidt)		JCS	UCS
	Superficie alterata (<i>r</i>)	Superficie non alterata (<i>R</i>)	MPa	MPa
S	10, 22, 20, 20, 24, 22, 30, 20, 14, 16, 20, 22, 22	26, 16, 26, 14, 22, 24, 30, 24, 18, 22, 20, 24, 22	21	26
K1	10, 14, 10, 10, 10, 10, 10, 34, 46, 30, 24, 38, 18	14, 16, 20, 18, 16, 32, 14, 10, 34, 32, 20, 26, 32	21	25
K2	22, 10, 30, 20, 16, 10, 16, 20, 22, 24, 22, 10, 14	24, 30, 28, 22, 24, 22, 26, 24, 24, 20, 18, 18, 16	16	27
K3	10, 12, 10, 10, 10, 10, 10, 14, 16, 10, 12, 22, 18	12, 10, 14, 10, 12, 14, 20, 24, 14, 10, 12, 10, 12	7	8

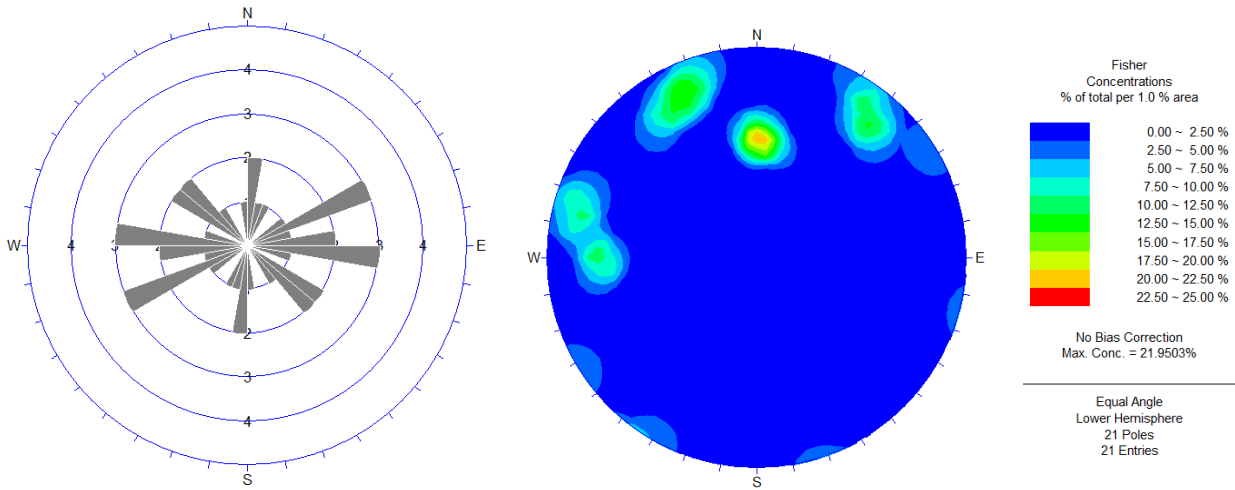


Figura 28. A sinistra la rappresentazione della direzione di strike delle fratture intercettate, a destra il reticolo polare di Schmidt.

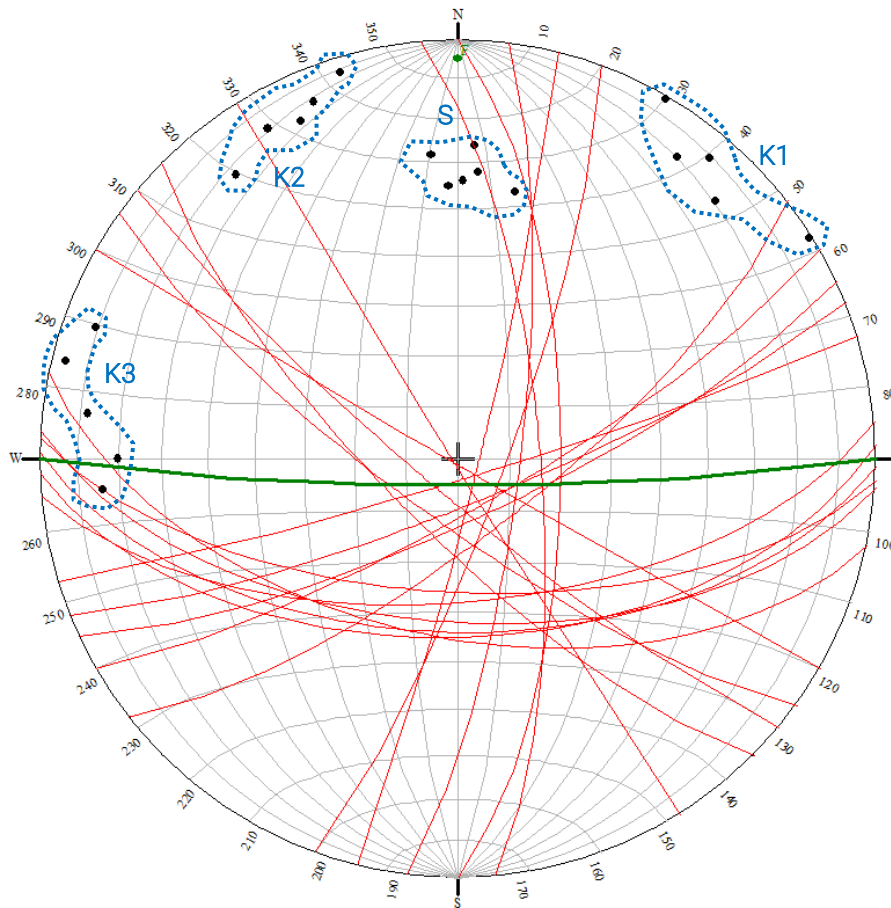


Figura 29. Rappresentazione stereografica delle giaciture delle discontinuità (giunti, strati) rilevati, in verde (F) è indicato il versante.

Da un'analisi dei dati rilevati e riportati sulla rappresentazione stereografica in **Figura 29**, è possibile evincere come in relazione all'orientazione del versante sia presente, lungo la discontinuità **S**, un meccanismo di rottura per rottura planare. Si verificano poi secondariamente meccanismi di rottura a cuneo tra le discontinuità **K1 - K2**, ed in minor parte tra **K3 - S**, **K1 - K3**.

6.2. Stazione di rilievo n.2

La stazione di rilievo n.2 prevede una linea di scansione di lunghezza pari a 20.0 m. Di seguito si riporta la tabella con i dati strutturali rilevati:

TIPO	IMMERSIONE	INCLINAZIONE	SPAZIATURA (m)	PERSISTENZA (m)	APERTURA (mm)	RIEMPIMENTO*	RUGOSITA'
K1	262	75	0.5 - 1.0	> 1.0	1 - 2	t	16
K1	275	70	0.5 - 0.8	> 1.0	2 - 5	i	14
K1	280	73	0.5 - 1.0	0.5 - 0.8	1 - 2	i - cm	16
K1	259	82	0.8 - 1.5	0.5 - 1.0	10 - 15	i	18
K1	261	81	0.5 - 1.0	0.2 - 0.3	10 - 15	i	18
S	162	64	0.5 - 0.8	> 3.0	2 - 10	i	6
S	165	60	> 1.0	> 3.0	1 - 5	i - cm	4
S	172	58	> 2.0	> 3.0	2 - 5	i - cm	6
S	158	54	> 2.0	> 3.0	-	-	4
S	163	62	1.0 - 1.5	> 3.0	-	-	4
S	164	64	1.0 - 1.5	> 3.0	10 - 15	i	6
K2	130	76	0.3 - 0.5	0.3 - 0.5	2 - 5	t	12
K2	125	78	0.5 - 0.8	0.5 - 1.0	1 - 2	i - cm	10
K2	137	82	0.5 - 0.8	0.2 - 0.3	-	-	14
K2	132	80	0.3 - 0.5	0.2 - 0.3	-	-	10
K2	129	78	0.5 - 1.0	0.5 - 0.8	2 - 5	t	12

*RIEMPIMENTO: **i** (incoerente), **c** (coesivo), **cm** (cementato), **ca** (calcite), **q** (quarzo), **t** (terrigena), **fg** (*fault gauge*), **gr** (granulare)

Di seguito vengono riassunti in formato tabulare i valori dell'indice di rimbalzo del martello di Schmidt e di resistenza a compressione, ricavati tramite le correlazioni esposte nei precedenti capitoli. È stato ricavato un valore medio per ciascuna famiglia di discontinuità. Utilizzando l'indice **r** è stata ottenuta la resistenza a compressione del giunto alterato (JCS), mentre con l'indice **R** si è ricavata la resistenza a compressione della roccia (UCS). I dati sono riferiti alla porzione più superficiale dell'ammasso roccioso, alterata e fratturata.

TIPO	INDICE DI RIMBALZO (Schmidt)		JCS	UCS
	Superficie alterata (<i>r</i>)	Superficie non alterata (<i>R</i>)	MPa	MPa
K1	20, 32, 20, 10, 24, 12, 26, 28, 20, 38, 26, 18, 10, 16, 24, 30, 28, 16, 30, 18	30, 28, 24, 20, 18, 16, 20, 14, 22, 22, 20, 32, 30, 24, 22, 20, 30, 32, 18, 18	36	39
K2	14, 18, 20, 10, 16, 22, 24, 28, 30, 26, 24, 18, 14, 20, 28, 32, 24, 22, 20, 18	18, 16, 20, 22, 24, 22, 18, 18, 20, 22, 26, 24, 18, 16, 12, 24, 30, 32, 28, 30	24	25
S	40, 44, 24, 22, 34, 44, 26, 36, 12, 10, 12, 40, 16, 32, 24, 14, 18, 32, 28, 20	38, 44, 48, 40, 34, 32, 30, 18, 16, 20, 22, 24, 26, 24, 34, 26, 18, 20, 24, 18	38	43

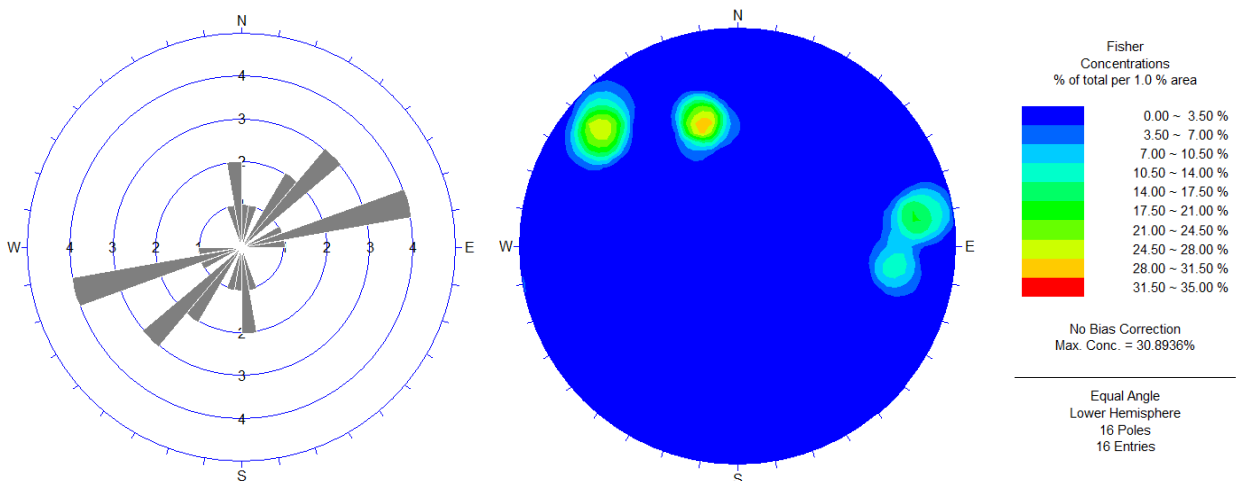


Figura 30. A sinistra la rappresentazione della direzione di strike delle fratture intercettate, a destra il reticolo polare di Schmidt.

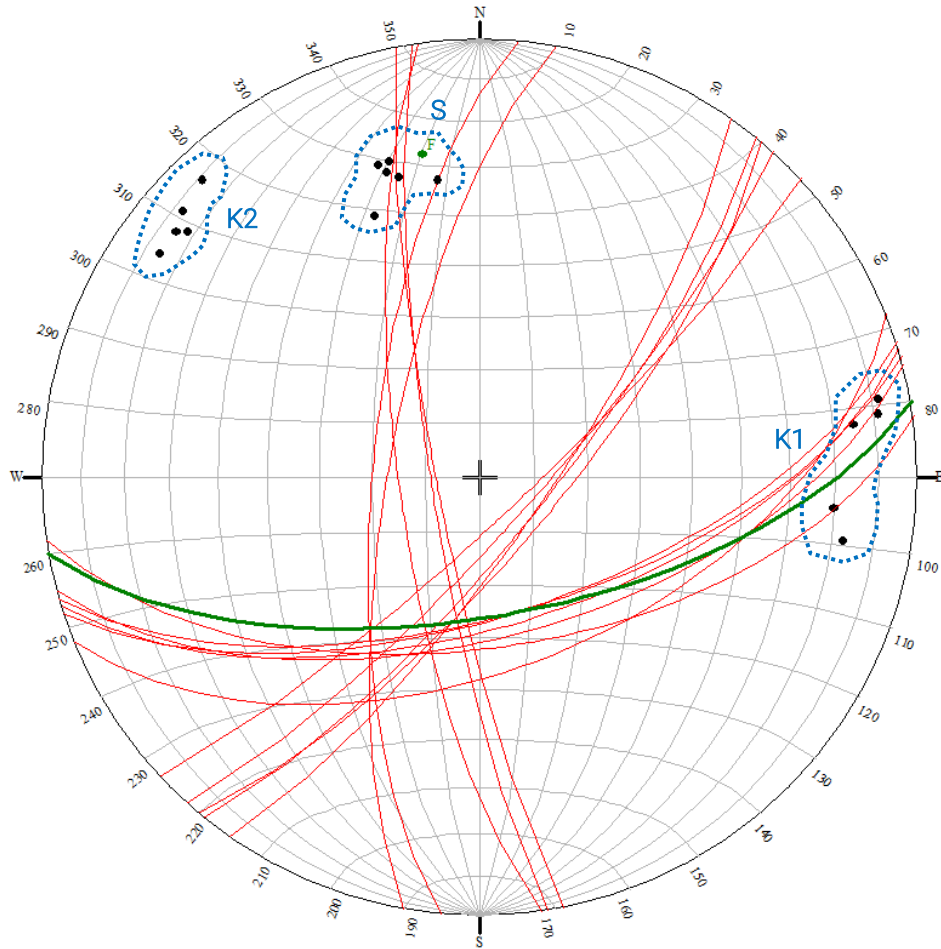


Figura 31. Rappresentazione stereografica delle giaciture delle discontinuità (giunti, strati) rilevati, in verde (F) è indicato il versante.

Lungo la stazione geomeccanica SG2 analizzando i dati rilevati e riportati sulla rappresentazione stereografica in **Figura 31**, è possibile evincere come in relazione all'orientazione del versante siano presenti più meccanismi di rottura, il primo si verifica lungo la discontinuità S per rottura planare, secondariamente lungo S – K1 e S – K2 per rottura cuneiforme.

7. Classificazioni geomeccaniche degli ammassi rocciosi

Le classificazioni tecniche degli ammassi rocciosi si sono sviluppate a partire dal 1879, anno in cui Ritter tentò di formalizzare un sistema empirico di classificazione finalizzato alla progettazione dei tunnel, in particolare per determinare in maniera rapida i più idonei interventi di sostegno. Le classificazioni più usate sono schemi multi-parametrici ottenuti a partire da un numero significativo di *case studies* in cui caratteristiche degli ammassi rocciosi, caratteristiche dei progetti, osservazioni tecniche e misure dirette sono stati correlati al fine di sviluppare relazioni empiriche tra caratteristiche degli ammassi rocciosi acquisibili tramite rilievi geomeccanici di dettaglio e qualità generale dell'ammasso roccioso.

Questi schemi di classificazione, creati per un grande numero di problemi ingegneristici, sono validi se applicati a condizioni simili a quelle per le quali sono stati sviluppati; se invece si utilizzano in diversi contesti geomeccanici ed ingegneristici occorre prestare maggiore cautela nel loro impiego. Come detto, sul campo è stato usato l'indice GSI per dare una prima stima della qualità degli ammassi rocciosi. Solo in un secondo tempo sono state impiegate altre classificazioni per caratterizzarli geomeccanicamente, ovvero: l'indice RQD (*Rock Quality Designation*, proposto da Deere et al. nel 1967), il metodo RMR (*Rock Mass Rating*, proposto da Bieniawski nel 1976 e aggiornato nel 1989), il Q-System (*Rock Tunneling Quality Index*, proposto da Barton et al. nel 1974), il metodo SMR (*Slope Mass Rating System*, proposto da Romana nel 1985).

7.1. RMR (Rock Mass Rating)

Il sistema di classificazione RMR (*Rock Mass Rating*) sviluppato da Z.T. Bieniawski nel 1973 è uno dei metodi più diffusi e consolidati per la valutazione della qualità di ammassi rocciosi, utilizzato principalmente nel campo dell'ingegneria geotecnica e mineraria. L'RMR si basa su una serie di parametri che caratterizzano l'ammasso roccioso, tra cui la resistenza della roccia, la qualità delle discontinuità, l'orientamento delle fratture, la presenza di acqua e la condizione dei giunti. Ogni parametro viene valutato con un punteggio specifico, che consente di ottenere un valore complessivo della qualità della roccia. Questo valore, compreso tra 0 e 100, permette di classificare l'ammasso roccioso in diverse categorie, utili per progettare scavi, tunnel, fondazioni e altre opere sotterranee. L'RMR è apprezzato per la sua semplicità e versatilità, offrendo agli ingegneri una guida pratica per prendere decisioni sulla stabilità e il comportamento degli ammassi rocciosi.

La classificazione di Bieniawsky si basa sul rilievo, in campagna o in laboratorio, di sei parametri:

- A1 = resistenza a compressione uniassiale;
- A2 = *Rock Quality Designation Index* (Indice RQD);
- A3 = spaziatura delle discontinuità;
- A4 = condizioni delle discontinuità;
- A5 = condizioni idrauliche;
- A6 = orientamento delle discontinuità.

Da questi sei parametri si ricava l'Rock Mass Rating (RMR, Bieniawsky) e con le dovute correzioni apportate da Romana nel 1985 lo *Slope Mass Rating* (SMR). L'RMR, nella pratica, viene differenziato come:

- RMR di base = RMRb = A1 + A2 + A3 + A4 + A5
- RMR corretto = RMRc = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) + A6

Le tabelle che seguono indicano i coefficienti numerici che vengono assegnati ai vari parametri.

7.2. Parametri della classificazione di Barton

7.2.1. Valore di A1

Il valore A1 si può ricavare sia da prove di laboratorio (*Point Load Test*), sia da prove di campagna mediante sclerometro o da prove speditive (*Standard ISRM*), definendo la resistenza a compressione uniassiale S_u . Di seguito sono elencate le varie casistiche per il calcolo del parametro.

La prova Point Load Test

La prova Point Load ha il vantaggio di essere portatile; da essa si deriva l'indice di carico puntuale I_s che viene correlato alla resistenza alla compressione uniassiale S_u mediante la relazione:

$$S_u = K I_s$$

K è un coefficiente moltiplicativo per il quale l'ISRM consiglia il valore 24, ma nella pratica si è evidenziato come tale valore non è univoco ma largamente variabile. Palmström suggerisce di variare K in funzione di I_s secondo lo schema seguente:

I_s (MPa)	K
< 3.5	14
3.5 – 6.0	16
6.0 – 10	20
> 10	25

Le prove sclerometriche

Il martello di Schmidt, noto come sclerometro, è ampiamente utilizzato come prova non distruttiva e volta a misurare la "durezza di rimbalzo" della roccia. Dalla prova si ricava l'indice di rimbalzo R che è possibile correlare alla resistenza alla compressione uniassiale mediante la relazione di Irfan e Dearman (1978):

$$S_u = 0.775 R + 21.3$$

Standard ISRM

In una fase preliminare delle indagini, mancando prove di campagna o di laboratorio, il valore di S_u può essere stimata osservando la risposta della roccia alla sua percussione con il martello da geologo. Dalla risposta della roccia si possono ricavare i seguenti valori:

La roccia si incide con l'unghia o si sbriciola con le mani	0.25 – 1 MPa
Si sbriciola sotto i colpi della punta, lastre sottili si rompono con facilità con le mani	1 – 5 MPa
La punta lascia deboli buchi, lastre sottili si rompono con forti pressioni delle mani	5 – 25 MPa
La roccia si frattura con un colpo	25 – 50 MPa
Si frattura dopo due – tre colpi	50 – 100 MPa
Si frattura solo dopo molti colpi	100 – 200 MPa
Si scheggia solamente	> 200 MPa

Definita la resistenza a compressione (S_u) è possibile ricavare il valore del primo parametro A1. Se si utilizzano prove Point Load o prove sclerometriche risulta più agevole, rispetto alle tabelle ed ai grafici proposte da Beniauskis, ricavare il valore di A1 trasformando i grafici in forma di equazioni:

VALORE DI S_u (MPa)	EQUAZIONE
≤ 44.5	$A_1 = \frac{4}{44.5} S_u + 1$
44.5 – 93.75	$A_1 = \frac{4}{49.25} S_u + 1.368$
93.75 – 140	$A_1 = \frac{3}{46.25} S_u + 2.919$

140 – 180	$A_1 = 0.0375S_u + 6.75$
180 – 240	$A_1 = 0.025S_u + 9$
> 240	$A_1 = 15$

Qualora si utilizzi lo Standard ISRM si usa la tabella proposta da Bieniawsky nell'ultima versione del sistema (1989):

S_u (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5	< 1
Coefficiente A1	15	12	7	4	2	1	0

7.2.2. Valore di A2

Se si effettuano sondaggi è possibile ricavare il valore di RQD, da cui si ottiene il coefficiente A2, dal recupero di percentuale di carotaggio riferito alla somma degli spezzoni di carota con lunghezza maggiore o uguale a 100 mm:

$$RQD = \frac{\sum L_c}{L_t} \times 100$$

dove:

L_c = somma delle lunghezze degli spezzoni di carota > 100 mm

L_t = lunghezza totale del tratto in cui si è misurata L_c .

In mancanza di carote di sondaggio, RQD si ricava dal numero di famiglie di discontinuità caratterizzanti l'ammasso roccioso e dalla misura della loro spaziatura. Dalla relazione di Palmström (1982) si ha:

$$RQD = 115 - 3.3J_V$$

dove J_V è il numero di fratture per metro cubo di roccia.

In forma alternativa RQD si può ricavare dalla formula di Priest e Hudson (1981):

$$RQD = 100 e^{(0.1n)}(0.1n + 1)$$

con n numero medio di giunti per metro.

Calcolato RQD con uno di questi metodi, si ricava il coefficiente A2 mediante le equazioni, che derivano sempre dai grafici di Bieniawsky:

VALORE DI RDQ (%)	EQUAZIONE
≤ 26.5	$A_2 = \frac{3}{26.6} RQD + 3$
26.5 – 39	$A_2 = \frac{2}{12.4} RQD + 1.71$
39 – 76.6	$A_2 = \frac{7}{37.6} RQD + 0.739$
> 76.6	$A_2 = \frac{5}{23.4} RQD - 1.367$

7.2.3. Valore di A3

Una volta calcolata la spaziatura media, cioè la distanza media tra due discontinuità adiacenti, è possibile ricavare il valore del coefficiente A3, mediante le seguenti relazioni:

SPAZIATURA (m)	EQUAZIONE
≤ 0.2	$A_3 = 15s + 5$
0.2 – 0.4	$A_3 = 10s + 6$
0.4 – 0.66	$A_3 = 7.752s + 5.9$
0.66 – 0.94	$A_3 = 7.067s + 7.35$
0.94 – 1.60	$A_3 = 6.07s + 8.288$
1.60 – 2.0	$A_3 = 15s + 10$
> 2.0	$A_3 = 20$

7.2.4. Valore di A4

Determinare dalle tavole di classificazione di Benjawsky il valore numerico relativo alla condizione delle discontinuità, invece, risulta molto soggettivo.

Perciò per valutare correttamente A4 conviene procedere sommando alcuni parametri numerici attribuibili alla persistenza del giunto, all'apertura del giunto, alla rugosità dello stesso, all'alterazione delle pareti, e al materiale di riempimento:

$$A_4 = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5$$

I valori da assegnare sono:

V1 – Persistenza del giunto

PERSISTENZA (m)	V1
< 1.0	6
1 – 3	4
3 – 10	2
10 – 20	1
> 20	0

V2 – Apertura del giunto

APERTURA (mm)	V2
Completamente chiuso	6
< 0.1	5
0.1 – 1	4
1 – 5	1
> 5	0

V3 – Rugosità del giunto

RUGOSITA'	V3
Molto rugosa	6
Rugosa	5
Leggermente rugosa	3
Liscia	1
Levigata	0

V4 – Alterazione delle pareti

ALTERAZIONE	V4
Non alterate	6
Leggermente alterate	5
Mediamente alterate	3
Molto alterate	1
Decomposte	0

V5 – Riempimento delle discontinuità

RIEMPIMENTO (mm)	RIEMPIMENTO	V5
-	Assente	6
< 5	Compatto	4
> 5	Compatto	2
< 5	Soffice	2
> 5	Soffice	0

7.2.5. Valore di A5

Questo valore viene derivato dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m. Dalle tabelle fornite da Beniauskis si ottiene:

Venute d'acqua su 10 m di lunghezza	Nessuna	< 10 l/min	10 – 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
Condizione	Asciutta	Umida	Bagnata	Deboli venute	Forti venute
Coefficiente A5	15	10	7	4	0

7.2.6. Valore di A6

Per l'orientamento delle discontinuità si applica un coefficiente di correzione A6, a seconda che si tratti di gallerie o fondazioni.

APPLICAZIONE	Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Gallerie	0	- 2	- 5	- 10	- 12
Fondazioni	0	- 2	- 7	- 15	- 25
Pendii	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Attribuiti tutti i coefficienti, sulla base del valore RMR_c calcolato si identificano 5 intervalli a cui corrispondono 5 classi di ammasso roccioso e altrettante valutazioni di qualità della roccia:

RMR_c	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Molto scadente

Dal valore di RMR_b si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Beniawsky assumono il valore:

$$\text{coesione } c \text{ (kPa)} = 5 RMR_b$$

$$\text{angolo di attrito } \phi = 0.5 RMR_b + 5$$

$$\text{modulo di deformazione } E \text{ (GPa)} = 2 RMR_b - 100$$

Per quanto riguarda i versanti il coefficiente A_6 proposto da Beniawsky risulta troppo conservativo e pertanto nel calcolo di RMR si utilizza la metodologia proposta da Romana.

7.2.7. Metodo SMR (Slope Mass Rating, Romana 1985)

Romana propone di aggiungere al valore di RMR (di base), alcuni fattori di aggiustamento sulla base dell'orientamento relativo fra discontinuità e fronte del versante e aggiungere un ulteriore fattore che tiene conto del metodo di scavo:

$$SMR = RMR_b + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

Il primo fattore di aggiustamento è il prodotto di tre fattori:

- F_1 dipende dal parallelismo fra l'immersione del fronte e l'immersione dei giunti;
- F_2 è riferito all'inclinazione del giunto nell'ipotesi di rottura planare;
- F_3 mantiene le relazioni proposte da Beniawsky per l'inclinazione fra fronte e giunti;
- F_4 rappresenta un fattore di correzione legato al metodo di scavo ed è stato fissato empiricamente.

Le condizioni di stabilità verificate sono relative rotture planari e per ribaltamento (toppling); il metodo è stato esteso anche alle rotture a cuneo di recente da Anbalagan et al.. Sulla base della tabella che segue si attribuiscono i valori ai fattori:

ROTTURA	CINEMATISMO	CONDIZIONE				
		Molto favorevole	Favorevole	Mediocre	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Planare Toppling Cuneo	$\alpha_j - \alpha_f$ $\alpha_j - \alpha_f - 180^\circ$ $\alpha_i - \alpha_f$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
F1		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Planare Cuneo	β_j β_i	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
F2		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Toppling	F2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Planare Cuneo	$\beta_j - \beta_f$ $\beta_i - \beta_f$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
Toppling	$\beta_j - \beta_f$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
F3		0	- 6	- 25	- 50	- 60

dove:

- α_j immersione del giunto;
- α_i immersione delle rette di intersezione di due piani per la rottura a cuneo;
- α_f immersione del fronte del versante;
- β_j inclinazione del giunto;
- β_i inclinazione della retta di intersezione di due piani per la rottura a cuneo;
- β_f inclinazione del fronte.

Il fattore F4 vale invece:

METODO DI SCAVO	F4
Scarpata naturale	15
Abbattimento con pretaglio	10
Abbattimento controllato	8
Abbattimento normale	0
Abbattimento non controllato	- 8

Calcolato il valore di SMR, si possono avere indicazioni generali, fornite da Romana, sul grado di stabilità della scarpata, sul tipo di cinematismo di rottura che si può instaurare e su quanto possano pesare eventuali interventi di stabilizzazione:

SMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	20 – 0
CLASSE	I	II	III	IV	V
DESCRIZIONE	Molto buona	Buona	Mediocre	Scadente	Molto scadente
STABILITA'	Sicuramente stabile	Stabile	Parzialmente stabile	Instabile	Sicuramente instabile
MODO DI ROTTURA	Assente	Possibili blocchi	Lungo piani o per cunei	Lungo piani o su grandi cunei	Su grandi piani o rototraslazionali
STABILIZZAZIONE	Nessuna	Occasionale	Sistematica	Estesa	Riprofilare la scarpata

7.3. Calcolo dei parametri della classificazione di Beniaowski

7.3.1. Stazione di rilievo n.1

Viene di seguito classificato l'ammasso roccioso sulla base dell'elaborazione dei dati rilevati.

Indice		Descrizione parametro	Valore	Valore attribuito
A1		Resistenza compressione uniassiale	21.5 MPa	4.41
A2		RDQ	32.5 %	6.95
A3		Spaziatura discontinuità	0.25 m	8.5
A4	V1	Lunghezza discontinuità	< 1 m	6
	V2	Apertura discontinuità	1 – 5 mm	1
	V3	Rugosità	Rugosa	5
	V4	Alterazioni delle pareti	Molto alterate	1
	V5	Riempimento delle discontinuità	< 5 mm, compatto	4
A5		Condizioni idrauliche	Umida	10
A6		Orientamento discontinuità (pendio)	Sfavorevole	-15
			RMR_b	46.86

Indice RMR _c	Classe	Descrizione	Coesione c (kPa)	Angolo di attrito ϕ (°)
31.86	IV	Scadente	234.3	28.4

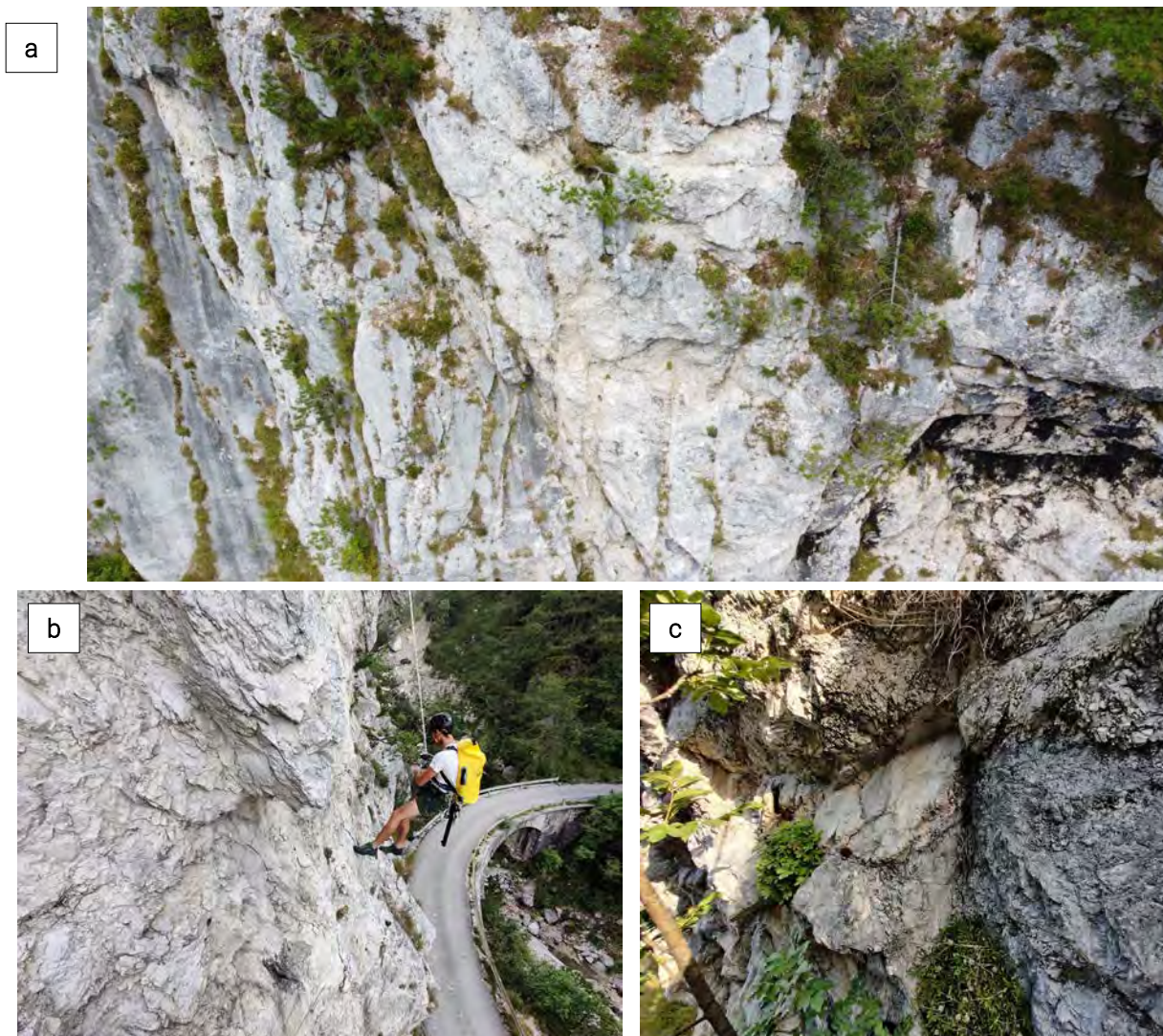


Figura 32. a) Panoramica dell'affioramento, b) c) dettaglio di un'area di rilievo in SG1.

7.3.2. Stazione di rilievo n.2

Viene di seguito classificato l'ammasso roccioso sulla base dell'elaborazione dei dati rilevati.

Indice		Descrizione parametro	Valore	Valore attribuito
A1		Resistenza compressione uniassiale	35.7 MPa	5.35
A2		RDQ	69 %	13.58
A3		Spaziatura discontinuità	0.5 m	11
A4	V1	Lunghezza discontinuità	1 - 3 m	4
	V2	Apertura discontinuità	1 - 5 mm	1
	V3	Rugosità	Rugosa	5
	V4	Alterazioni delle pareti	Molto alterate	1
	V5	Riempimento delle discontinuità	< 5 mm, compatto	4
A5		Condizioni idrauliche	Umida	10
A6		Orientamento discontinuità (pendio)	Sfavorevole	- 15
			RMR_b	54.93

Indice RMR _c	Classe	Descrizione	Coesione c (kPa)	Angolo di attrito ϕ (°)
39.93	IV	Scadente	274.7	32.5



Figura 33. a) Panoramica dell'affioramento in SG2, b) c) dettaglio di un'area di rilievo in SG2.

7.4. Geological Strenght Index (GSI)

Per eseguire una corretta verifica di stabilità è necessario valutare il comportamento tenso – deformativo degli ammassi rocciosi attraverso un approccio del continuo, così da ricavare loro le proprietà meccaniche del mezzo continuo “equivalente” (es. parametri di resistenza e deformabilità), il più possibile realistici rispetto alle caratteristiche lito-strutturali reali.

La determinazione delle proprietà meccaniche globali di rocce attraversate da discontinuità rimane una delle problematiche maggiori nel campo della meccanica delle rocce. Questo è dovuto ai numerosi parametri che possono influenzare la resistenza e deformabilità di un ammasso roccioso ad alla impossibilità di tenerne conto nell’ambito di prove in laboratorio e a fattori di scala. Al fine di superare tali problematiche, Hoek et al. (1995, 2002) hanno messo a punto un sistema di descrizione e classificazione degli ammassi rocciosi basato sulla caratterizzazione della struttura dell’ammasso e delle condizioni delle discontinuità.

Tale sistema, che consente la valutazione dell’indice quantitativo “*Geological Strength Index*” (GSI), è stato sviluppato a supporto della parametrizzazione degli ammassi rocciosi tramite l’approccio di Hoek e Brown (1980, 1997). Esso utilizza le proprietà della roccia intatta e fratturata per determinare/stimare la deformabilità e resistenza dell’ammasso roccioso. I valori di GSI possono essere attribuiti basandosi esclusivamente sulla descrizione geologica dell’affioramento senza dover raccogliere specifici dati, che in alcuni casi risulterebbe complicato e oneroso.

La classificazione GSI è basata esclusivamente sulla descrizione di due fattori: la struttura dell’ammasso e le condizioni delle superfici delle discontinuità. Tali aspetti possono essere descritti e parametrizzati utilizzando una semplice tabella, che consente l’attribuzione di valori di GSI alle diverse situazioni. Il GSI è stato per ogni stazione di rilevamento lungo il percorso. I dati raccolti sono stati informatizzati ed analizzati statisticamente per studiare la variabilità e l’andamento dei valori in funzione della localizzazione e del dominio geomeccanico di appartenenza. Nella tabella seguente sono riportate le statistiche generali.

	Struttura	Condizioni delle superfici	GSI
SG1	Disintegrated / Blocky-Disturbed-Seamy	Poor / Fair	25 – 37
SG2	Blocky-Disturbed-Seamy / Blocky	Fair	37 – 57

Nella **Figura 34** sono riportati i valori medi di GSI per stazione; in questo modo è possibile visualizzare le maggiori differenze e la distribuzione generale.

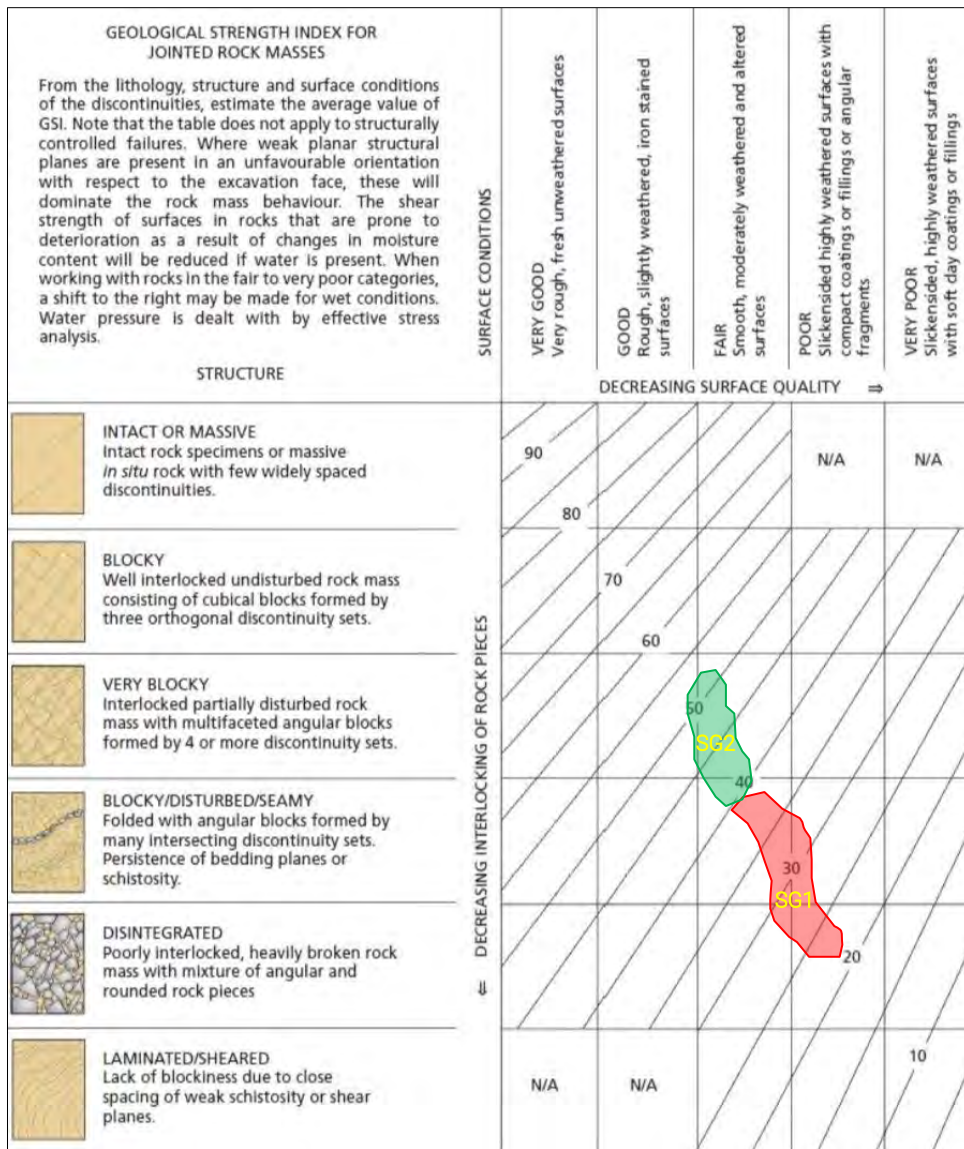


Figura 34. Grafico per la determinazione dell'indice GSI con l'indicazione della stazione di rilievo.

8. Sismicità dell'area

Con Ordinanza n. 3274/2003⁷ e recepimento a livello regionale con il DGR 845/2010⁸ il Comune di Venzone (UD) è stato inserito in **zona sismica 1** ($a_g > 0.25$) (Figura 35).

In merito alla pericolosità di base (Ordinanza n. 3519/2006⁹, ripresa nell'Allegato A del D.M. 17/01/2018) il sito oggetto dell'intervento risulta compresa tra punti con accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 delle NTC 18)) di $a_g = 0.225 - 0.250$ g (cod. ID 8542 e 8543) e di $a_g = 0.250 - 0.275$ g (cod. ID 8765 e 8764) (Figura 36).

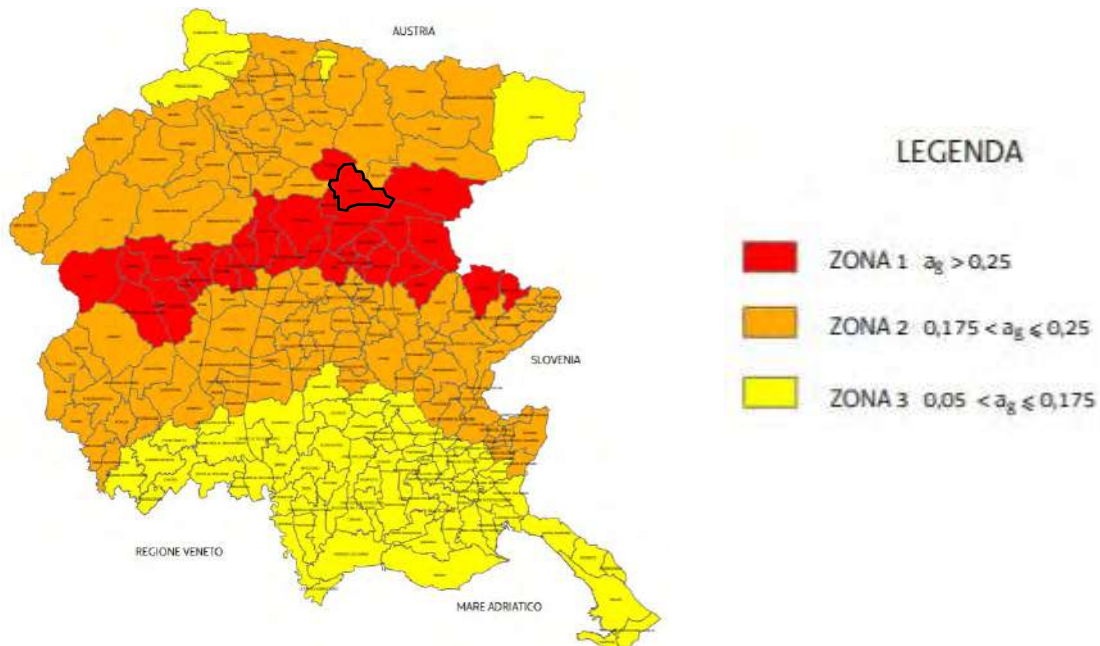


Figura 35. Estratto (fuori scala) della Classificazione del territorio del Friuli-Venezia Giulia (da Allegato alla Delibera della Giunta Regionale n.845 del 6 maggio 2010, B.U.R. n.20 del 19 maggio 2010).



Figura 36. Vertici della maglia di appartenenza (a_g) in riferimento all'Ordinanza n.3519/2006.

⁷ Ordinanza n. 3274 del 20.03.2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica).

⁸ D.G.R. 845 del 6/5/2010 "classificazione delle zone sismiche e indicazione delle aree di alta e bassa sismicità".

⁹ Ordinanza n. 3519 del 28.04.2006 della Presidenza del Consiglio dei ministri (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone).

Sito	ID	Latitudine	Longitudine	Distanza
Sito 1	8542	46.3844°	13.1280°	1347
Sito 2	8543	46.3846°	13.2003°	4349
Sito 3	8765	46.3346°	13.2005°	6616
Sito 4	8764	46.3344°	13.1283°	5166

Tabella 3. Riferimenti geografici dei vertici della maglia di appartenenza rappresentata in **Figura 36**. I dati sono stati ottenuti dalla geoapp di geostru.

La verifica a liquefazione viene omessa in quanto le litologie in esame non rientrano fra quelle sensibili al fenomeno. Dal punto di vista morfologico, i siti oggetto di interventi risultano prossime a orli di scarpata tali da provocare un'amplificazione sismica.

Per la caratterizzazione sismica del sito si è fatto riferimento all'approccio semplificato contemplato dalle nuove NTC 18 §3.2.2, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , definendo in particolare il valore di $V_{s,eq}$. In ottemperanza alla normativa vigente (DM 17/01/2018), i terreni di fondazione possono essere inseriti nella **categoria di sottosuolo 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.*) e, per quanto riguarda le condizioni topografiche entrambi i siti rientrano nella **categoria T2** (*Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$*).

Categoria di sottosuolo	A
Categoria topografica	T2

Di seguito vengono riportati stati limite, parametri e coefficienti sismici riferiti a costruzioni di **Classe II – Cu=1.0** (*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.*) e di Vita nominale V_N pari a 50 anni, come definiti dalle NTC 2018.

La classe d'uso e la vita nominale dell'opera devono comunque essere stabilite in fase progettuale. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati in Tab. 2.4.I al § 2.4.1 delle NTC 18 (per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari in valore minimo è di 50 anni).

Area di intervento

Stato limite	Tr (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
Operatività (SLO)	30	0.064	2.505	0.239
Danno (SLD)	50	0.088	2.448	0.255
Salvaguardia (SLC)	475	0.250	2.412	0.329
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.339	2.405	0.348
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Tipo di elaborazione: stabilità dei pendii – fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.021	0.090	0.122
kv	0.008	0.011	0.045	0.061
A_{max} (m/s ²)	0.759	1.038	2.947	3.990
Beta	0.200	0.200	0.300	0.300

9. Aspetti geologico-tecnici

9.1. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Sulla base dei rilievi geologici svolti in sito e dalle risultanze delle indagini geognostiche - geofisiche eseguite, entrambi i siti sono caratterizzati dalla presenza del substrato roccioso appartenente alla Dolomia Principale. Si rimanda al paragrafo §2.2.2 per maggiori approfondimenti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'ammasso roccioso si fa riferimento al rilievo geomeccanico eseguito, si forniranno dei valori medi. Di seguito una stima dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione presenti, che assumono valore medio:

AREA DI INTERVENTO DX TUGLIEZZO:

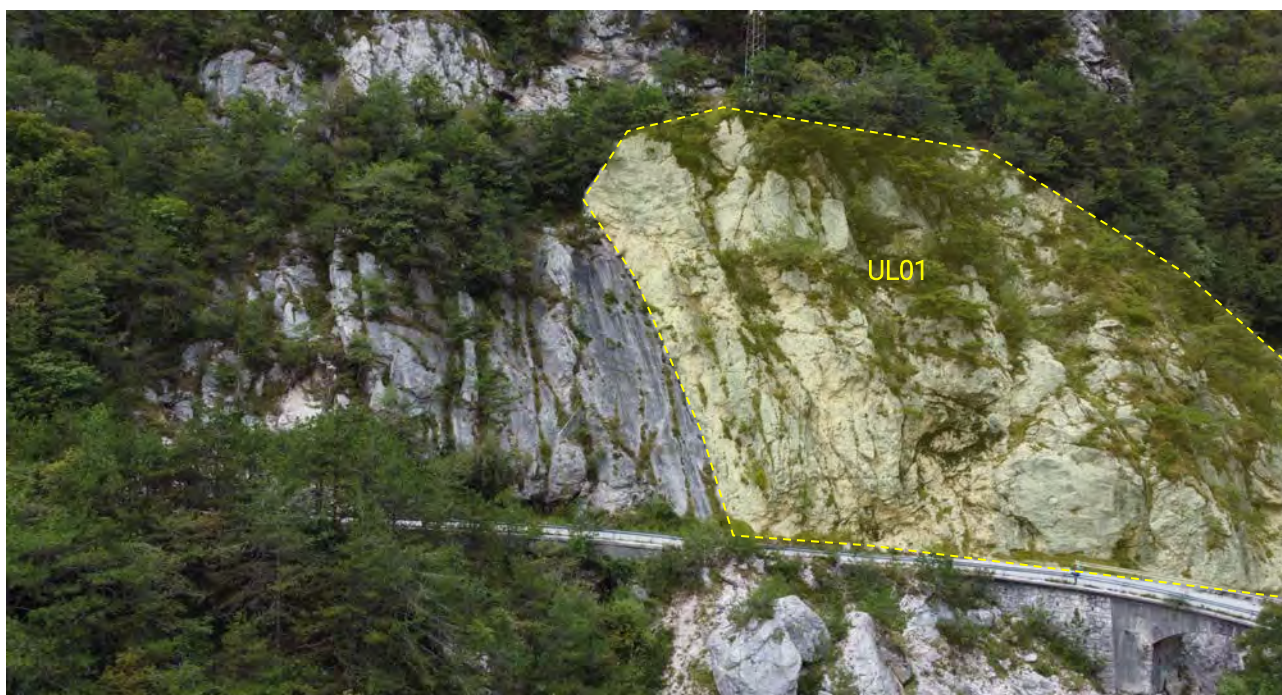


Figura 37. Indicazione sommaria delle unità litotecniche in corrispondenza delle stazioni geomeccaniche (su base fotografica)

Unità litotecnica UL01

DESCRIZIONE:		<i>Substrato roccioso intensamente fratturato ed alterato (Dolomia Principale)</i>	
γ	Peso di volume della roccia intatta	25.0	kN/m ³
σ_c	Resistenza a compressione (media)	21.5	MPa
GSI	<i>Geological Strenght Index</i> (medio)	25 – 37	
E_m	Modulo elastico	1553	MPa
C_m	Coesione	234	kPa
Φ_m	Angolo di attrito	28°	

Si ritiene che i dati forniti siano adeguati alla verifica di stabilità globale del pendio. Si è considerato necessario condurre un'analisi più dettagliata dei parametri relativi alla formazione rocciosa, specialmente considerando possibili interventi di consolidamento per garantire la sicurezza. Attraverso i rilievi effettuati, è stato possibile individuare le principali discontinuità e studiarne i cinematismi di rottura, in relazione all'orientazione del versante.

Dalle analisi condotte nei punti di rilievo SG1 e SG2, all'interno dell'area di intervento, è emerso che il fronte roccioso presenta caratteristiche geomeccaniche leggermente diverse. Per questo motivo è stato elaborato un

ulteriore modello geotecnico. Nelle stazioni geomeccaniche analizzate, le discontinuità riconducibili ai "giunti di strato" sono posizionate in frana-poggio, configurazione che rende il giunto tra i più critici.

Di seguito si forniscono le caratteristiche principali ed i parametri geomeccanici - geotecnici lungo le discontinuità precedentemente illustrate, utili al dimensionamento delle opere:

Stazione geomeccanica	SG1
Inclinazione media del versante	53°
Spessore instabile dell'ammasso roccioso (stima)	1.0 m
Cinematismo di rottura principale	Rottura planare
Discontinuità interessata dal cinematismo di rottura	S
Inclinazione media (i) della famiglia di discontinuità	$i = 58^\circ$
JCS (MPa)	21 MPa
Coefficiente di rugosità (JRC)	6
Coesione (c)	$c = 273 \text{ kPa}$
Angolo di attrito (Φ)	$\Phi = 32^\circ$

AREA DI INTERVENTO SX TUGLIEZZO:

Unità litotecnica UL02

DESCRIZIONE: <i>Substrato roccioso intensamente fratturato ed alterato (Dolomia Principale)</i>	
γ	Peso di volume della roccia intatta 25.0 kN/m ³
σ_c	Resistenza a compressione (media) 40.0 MPa
GSI	<i>Geological Strenght Index</i> (medio) 50 – 60
E_m	Modulo elastico 4800 MPa
C_m	Coesione 390 kPa
Φ_m	Angolo di attrito 34°

10. Introduzione fenomeno caduta massi

Al fine di valutare le caratteristiche di pericolosità che interessano le aree con fenomeni di instabilità, è stato condotto un attento rilievo geologico e geomorfologico in sito, che, congiuntamente all'analisi storica, ha consentito di individuare una moderata pericolosità da caduta massi. In aggiunta l'area di intervento ricade all'interno di un'ampia area a pericolosità geologica per crolli e ribaltamenti diffusi, come riportato nella cartografia al capitolo 3.

Il software utilizzato per la modellazione caduta massi è RocFall (Rocscience). Si procede con la costruzione di un modello bidimensionale, che permette lo studio del percorso dei blocchi lungo una sezione verticale, individuata in corrispondenza delle traiettorie principali percorse dal masso durante la fase di caduta.

11. Modellazione caduta massi 2D

La simulazione di caduta massi, condotta mediante il codice di calcolo Rocfall della Rocscience Inc. (modellazione 2D), è stata eseguita su una sezione rappresentativa delle criticità esistenti per area di intervento. Le sezioni di analisi sono incentrate sulle criticità legate al possibile distacco di blocchi presenti lungo una rottura di pendenza lungo il versante sovrastante la viabilità. La sezione individuata è rappresentativa delle maggiori criticità, a causa della presenza di blocchi mobilizzabili dalle maggiori dimensioni.

Il programma adotta un approccio statistico bidimensionale all'analisi dei fenomeni di caduta massi analizzando il fenomeno sia dal punto di vista geometrico, determinando le traiettorie dei singoli blocchi, sia dal punto di vista cinematico, calcolandone l'energia cinetica, al fine di una corretta modellazione delle infrastrutture di protezione.

Il motore di calcolo è definito di tipo *Lumped Mass*, ed è basato sui seguenti assunti teorici:

- Ogni blocco è modellato come una particella circolare infinitesima, di massa nota;
- La massa rimane costante durante la simulazione, quindi non è modellata la rottura del masso;
- La massa non è utilizzata al fine di calcolare la traiettoria delle particelle, ma solo nel calcolo dell'energia cinetica;
- Non vi sono interazioni tra le particelle durante il moto; quindi, ogni particella si comporta come se fosse l'unica attiva durante la simulazione;
- Nella modellazione non è tenuta in considerazione la resistenza di attrito dell'aria;
- Il pendio è modellato come un gruppo continuo di segmenti rettilinei.

Il calcolo delle traiettorie è effettuato classificando il moto dei blocchi lungo il versante in differenti fasi a cui corrispondono specifici algoritmi di modellazione:

- *Particle algorithm*, grazie al quale è possibile definire i parametri con cui verranno caratterizzati i blocchi e le condizioni iniziali del modello;
- *Projectile algorithm*, con cui viene calcolato il percorso dei blocchi quando svolgono un moto parabolico in aria, rimbalzando sul terreno. Questo algoritmo in pratica trova l'intersezione tra la parabola, descritta dal blocco e il segmento che rappresenta il pendio. Ad ogni intersezione del moto parabolico con il terreno, il processo ricomincia finché la particella non raggiunge una soglia minima di velocità tale da considerarsi ferma;
- *Sliding algorithm*, che descrive il comportamento del blocco una volta che esso incontra la superficie e scorre su di essa, tale parte del moto è funzione di due angoli, l'angolo di attrito del materiale di cui è composto il pendio (Φ) e l'inclinazione dello stesso (θ) (**Figura 38**):
 - se $\theta = \Phi$ la velocità di uscita sarà la stessa di quella di ingresso;
 - se $\theta > \Phi$ la velocità di uscita sarà maggiore di quella in entrata;
 - se $\theta < \Phi$ la velocità di uscita sarà minore di quella in entrata.

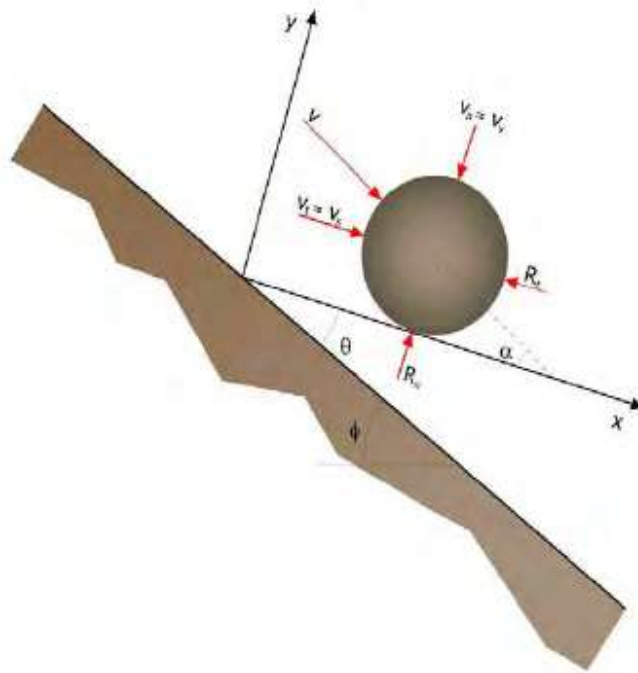


Figura 38. Rappresentazione della fase di impatto: α) angolo di impatto definito come funzione della traiettoria del blocco; ϕ) inclinazione del pendio e θ) variazione del pendio in funzione della rugosità locale del pendio.

La simulazione termina quando la particella raggiunge una velocità limite, definita dall'utente, oltre la quale essa viene considerata ferma.

Per le equazioni del moto si rimanda a specifica letteratura o al manuale del programma. Di seguito vengono riportate essenzialmente indicazioni pratiche relative allo sviluppo del modello, ricorrendo comunque ad equazioni dove necessario esplicitare i concetti.

L'analisi è stata fatta su una sezione rappresentativa tracciata sulla base dei dati Lidar reperibili dalla Regione Friuli Venezia-Giulia e delle misurazioni effettuate in sito a mezzo di strumentazione telemetrica e manualmente, nonché validando i dati sulla base di riferimenti locali. La simulazione è stata opportunamente tarata affinché la dinamica delle traiettorie di caduta descrivesse in modo realistico le condizioni rilevate. La taratura è avvenuta sulle base delle osservazioni in campagna inerenti:

- accumuli di vecchi crolli;
- presenza di blocchi isolati lungo il pendio detritico;
- particolari geometrie del terreno;
- tracce di urti e/o impatti.

I dati d'ingresso utilizzati nella simulazione di caduta sono riportati di seguito nel testo. I parametri di calcolo introdotti nel programma sono trattati in modo probabilistico, ovvero facendoli oscillare con il metodo di Montecarlo entro l'intervallo. Il programma si basa sulle seguenti equazioni, che stabiliscono la perdita di velocità a seguito degli impatti e rimbalzi sul pendio:

$$V_{NB} = R_N V_{NA}$$

$$V_{TB} = R_T V_{TA}$$

dove:

- V_{NB} , V_{TB} , V_{NA} , V_{TA} = componenti della velocità normali (N) e tangenziali (T) prima dell'impatto (A) e dopo l'impatto (B);
- R_N = coefficiente di restituzione normale;
- R_T = coefficiente di restituzione tangenziale.

Durante il salto, il masso assume una traiettoria di moto parabolica, determinata dalle velocità iniziali del rimbalzo (corrispondenti a V_{NB} , V_{TB} dell'ultimo impatto) e dall'angolo d'uscita della traiettoria. Qualora la massa avesse un moto radente alla superficie topografica, il moto sarebbe di rotolamento o scivolamento secondo la seguente relazione:

$$V_{EXIT} = \sqrt{V_0 + sqk}$$

dove

- V_{EXIT} = velocità del blocco al termine del segmento di pendio considerato;
- V_0 = velocità iniziale del blocco all'inizio del segmento di pendio, tangenziale al segmento stesso;
- s = distanza dal punto iniziale di impatto a quello finale del pendio;
- g = accelerazione di gravità (-9.81m/s/s);
- $k = \pm \sin(q) - \tan(q) \cos(f)$;
- q = pendenza del segmento;
- f = angolo d'attrito del segmento
- $\pm = (+)$ nel caso di moto secondo la pendenza del segmento, $(-)$ in caso contrario.

L'assunzione dell'angolo d'attrito comporta l'ipotesi che il movimento del blocco in caduta sia di scivolamento; viceversa, assumere nullo l'angolo comporta un moto di puro rotolamento. Poiché la sezione topografica utilizzata è piuttosto approssimativa e il pendio non è "liscio", nel calcolo è stata introdotta una "rugosità" imponendo delle variazioni con legge di distribuzione normale alle coordinate topografiche. L'energia cinetica totale acquisita a seguito della caduta viene calcolata con la nota relazione generale:

$$E_k = \frac{1}{2}MV^2 + \frac{1}{2}I\omega^2$$

Dove M è la massa in caduta, V è la velocità di caduta in traslazione, I è il momento d'inerzia del masso e ω è la velocità angolare del masso.

Per riferimenti dettagliati sugli algoritmi di calcolo del moto si rinvia a quanto riportato nel manuale di verifica del software utilizzato, mentre per gli algoritmi semi empirici relativi ai coefficienti di restituzione si rinvia al manuale del software CRSP (rel 3.0 e 4.0) realizzato da Pfeiffer e Bowen. I coefficienti di restituzione normale e tangenziale derivano da dati di bibliografia e dall'interazione dei seguenti fattori:

- natura e spessore dei terreni di superficie;
- copertura vegetale;
- velocità di caduta;
- dimensioni dei massi.

Poiché il pendio è composto da masse rocciose disarticolate fra loro, in conformità agli studi più recenti (Di Prisco e Bertrand), il coefficiente di restituzione normale è ricalcolato apportando una correzione dipendente da una massa di riferimento "c" secondo la funzione:

$$R'_n = \frac{R_n}{[1 + (m/c)^2]}$$

Dove R'_n è il coefficiente di restituzione normale scalato per la massa, R_n è il coefficiente di restituzione normale, m è la massa in caduta e c è la massa di riferimento.

Tale metodo permette di tenere conto, durante gli urti al suolo, delle singole masse che costituiscono il pendio. Il coefficiente normale di restituzione decresce al decrescere della massa di riferimento, il che approssima gli urti in campo viscoso. Nella simulazione è stato introdotto anche un fattore di scala del coefficiente di normale restituzione (R_n) in funzione della massa. In altre parole, si considera lo smorzamento legato all'impatto del blocco con il terreno proporzionale alla massa del blocco stesso.

$$R_n(\text{scaled}) = R_n * \text{scaling factor}$$

$$\text{scaling factor} = \frac{1}{1 + \left(\frac{V_{ROCK}}{K}\right)^2}$$

Da "Pfeiffer, T.J., and Bowen, T.D.,(1989) *Computer Simulation of Rockfalls. Bulletin of the Association of Engineering Geologists Vol. XXVI, No. 1, 1989 p 135-146*".

Per effettuare delle simulazioni significative dal punto di vista statistico, nel profilo di caduta sono stati effettuati 10 000 lanci. La zona di distacco è stata ubicata in corrispondenza della rottura di pendenza presente lungo il versante, si tratta di un orlo morfologico piuttosto evidente in cui il substrato roccioso affiora in modo continuo. In quest'area i fenomeni di crollo sono favoriti per la pendenza del versante e per il forte detensionamento dell'ammasso roccioso.

Sul profilo di caduta è stato posto un punto di analisi ("*data collector*") dove si ritiene possa essere posta un'opera di difesa. Il *data collector* permette di graficare una serie di parametri di interesse risultanti dall'analisi statistica presso quel punto. Risulta possibile analizzare la frequenza delle velocità, delle energie e delle altezze di impatto: parametri di principale interesse per il dimensionamento delle opere di difesa. Le simulazioni hanno consentito di ricavare i grafici con:

- distribuzione dei punti di arresto;
- distribuzione delle velocità del masso al *data collector*;
- distribuzione dell'energia cinetica al *data collector*;
- distribuzione dell'altezza delle traiettorie al passaggio sul *data collector*.

I risultati registrati al *data collector* sono stati epurati della dispersione del tratto asintotico, scartando in tal modo i valori estremi, al fine di ottenere un risultato rappresentativo. A questo scopo è stato utilizzato il 95 percentile della distribuzione. Al fine di rappresentare nel modo più verosimile gli effetti attesi, si è ritenuto opportuno utilizzare il parametro R_n corretto per la massa, come descritto sopra, per assegnare l'attrito cui sono soggetti i massi in caduta, piuttosto che un angolo di attrito.

11.1. Volume roccioso unitario (VRU)

Nelle simulazioni del moto il masso viene considerato puntiforme, conseguentemente il volume del blocco, quindi la sua massa, rientrano solo nei calcoli dell'energia di caduta. Gli elementi lapidei in movimento sono approssimati a sfere indeformabili e che non variano la propria massa durante il moto. Pur nei suoi limiti, l'ipotesi cinematica di corpo rigido costituisce comunque un valido approccio al problema.

Per la definizione del volume roccioso unitario si sono eseguite delle considerazioni statistiche sia lungo il versante, cercando di estrapolare il volume significativo, sia sviluppando delle considerazioni sulle dimensioni dei blocchi presenti al piede del versante stesso.

Tuttavia, tale metodologia risulta essere valida alla scala del rilievo svolto, in quanto considerando un'area più estesa, anche sul medesimo versante, i rilievi effettuati rappresentano un'informazione eccessivamente localizzata sui cui basare la valutazione del volume del blocco di progetto per la modellazione di un'intera area. Per questo motivo la determinazione di tale valore si è basata sulle informazioni derivanti dall'insieme dei blocchi mappati durante l'attività di terreno che costituisce un campione sufficientemente rappresentativo per il sito in esame.

Il volume roccioso unitario stimato nell'**area di intervento in sinistra idrografica** viene considerato cautelativamente pari a 3.51 m³, mentre nell'**area di intervento in destra idrografica** viene considerato cautelativamente pari a 0.05 m³.

Il peso di volume della roccia è stato considerato pari a 25.0 kN/m³; quindi, la massa m risulta essere pari a:

$$m_1 = \gamma \cdot V.R.U = 25.0 \cdot 3.51 = 87.75 \text{ kN} \approx 8950 \text{ kg}$$

$$m_2 = \gamma \cdot V.R.U = 25.0 \cdot 0.05 = 1.25 \text{ kN} \approx 128 \text{ kg}$$

11.2. Sezione di progetto



Figura 39. Rappresentazione topografica dell'area di studio in scala 1:1 500, con indicazione delle sezioni per l'analisi 2D della caduta massi nel sito di intervento (ortofoto derivante da rilievo drone).

Un rilievo dedicato è stato effettuato tramite drone nell'area interessata dagli interventi. Da questo rilievo sono state ricavate due sezioni, una per ciascun intervento, lungo il versante, rappresentative delle morfologie presenti e utili a descrivere le zone con le maggiori criticità geostatiche. In seguito, i vari segmenti sono stati parametrizzati sulla base delle informazioni disponibili e di un'analisi a ritroso, nota anche come "*back analysis*", che ha consentito di modellare i crolli avvenuti.

La simulazione della caduta massi è stata effettuata su entrambe le sezioni utilizzando un "*line seeder*" esteso su tutta la parete rocciosa, per rappresentare un potenziale crollo in ogni punto. Sono stati simulati 10.000 blocchi rocciosi.

Lungo le sezioni di analisi è stato ubicato un punto di cattura o detto anche "*data collector*" di tipo lineare rispettivamente in corrispondenza della viabilità nel caso dell'intervento in destra idrografica (laddove è previsto il rafforzamento corticale) ed a monte del muro di sostegno nel caso dell'intervento in sinistra idrografica. I *data collector* sono necessari per valutare puntualmente le traiettorie dei massi, i punti di arresto, energie, velocità ed altezze.

Di seguito si riportano i risultati delle modellazioni 2D condotte lungo le sezioni 1 e 2, la cui ubicazione è riportata in **Figura 39**.

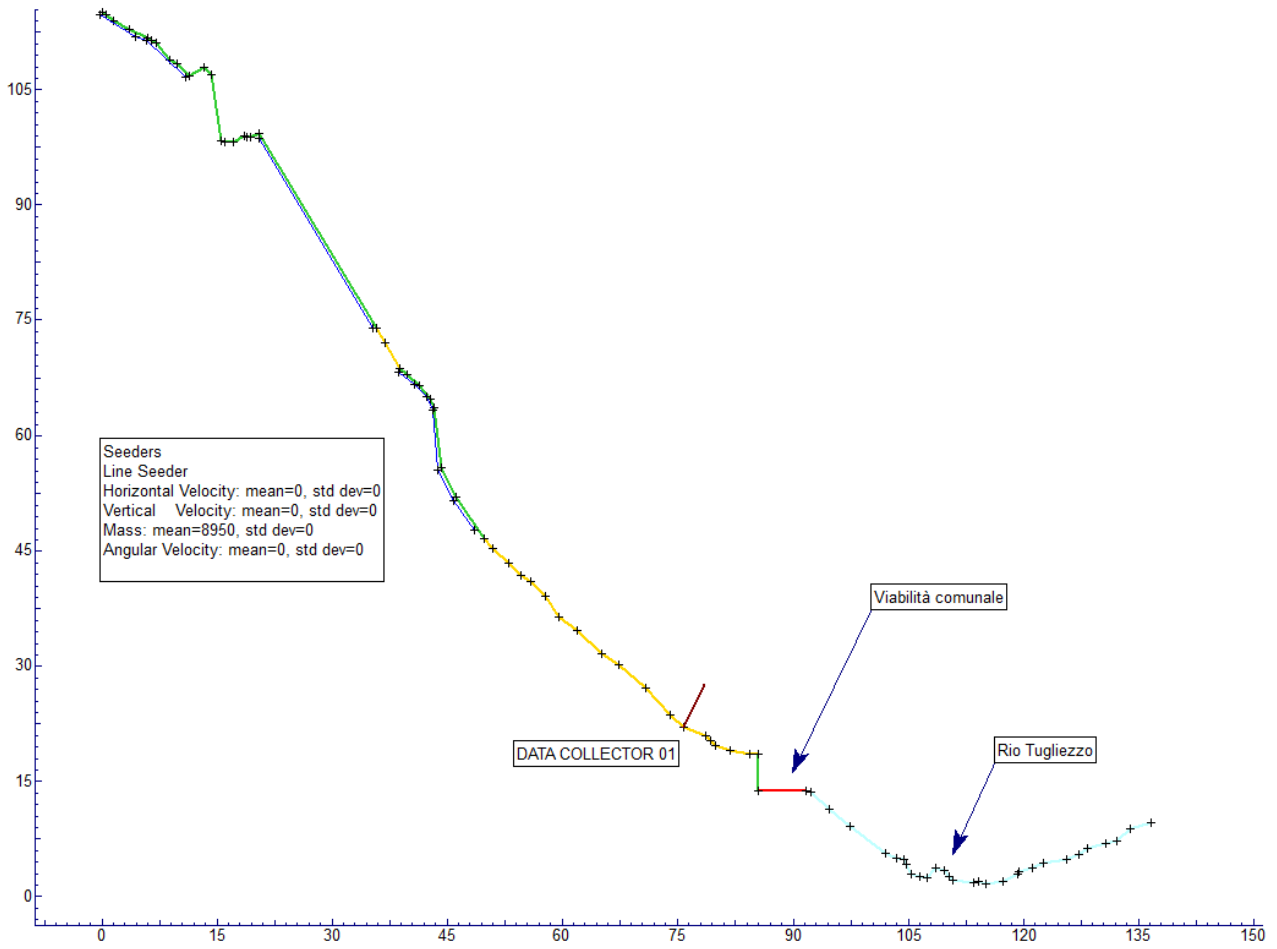


Figura 40. Modello di analisi 2D – SEZIONE 1.

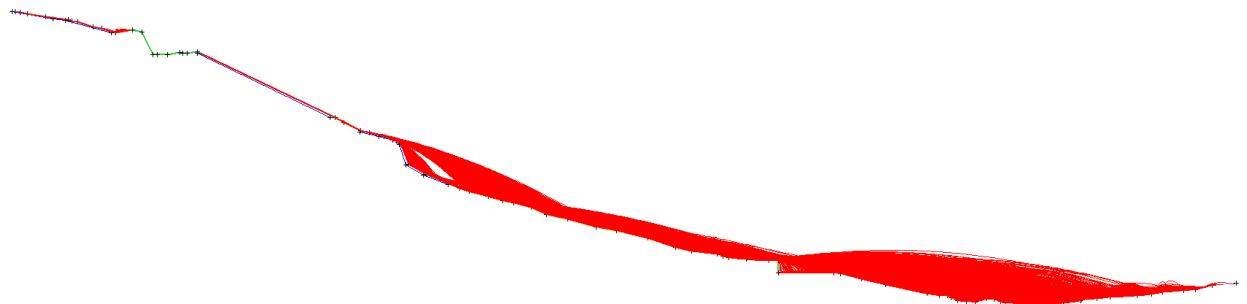
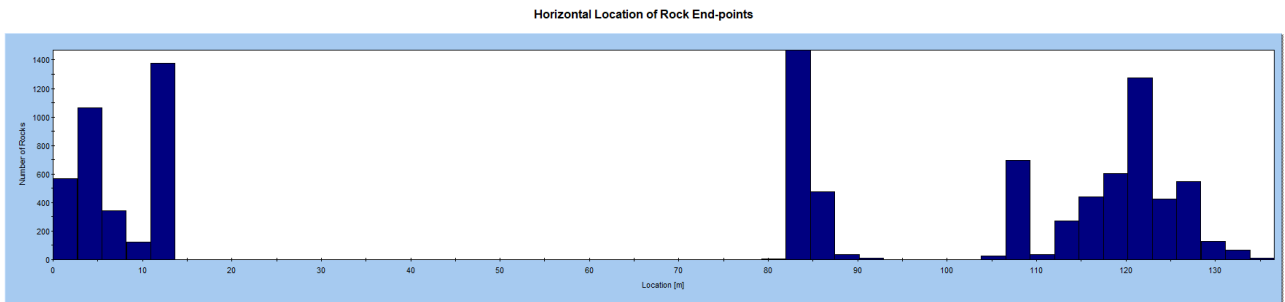


Figura 41. Profilo riportante i punti di arresto – SEZIONE 1.

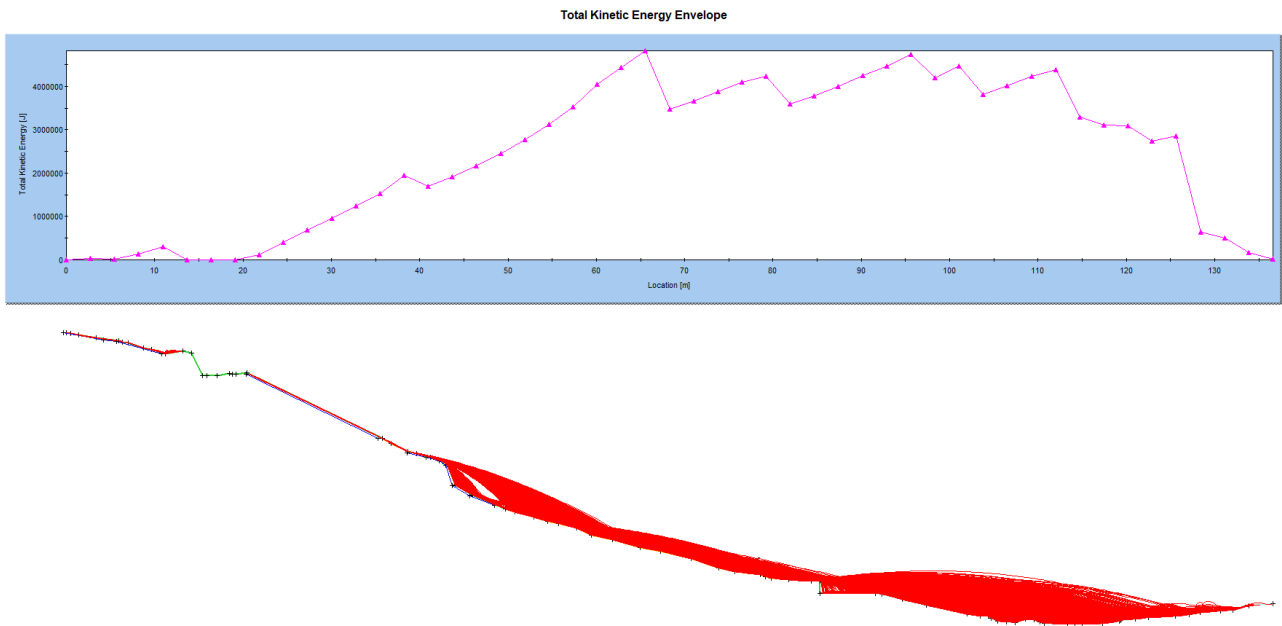


Figura 42. Inviluppo dell'energia cinetica totale lungo le traiettorie di caduta massi – SEZIONE 1.

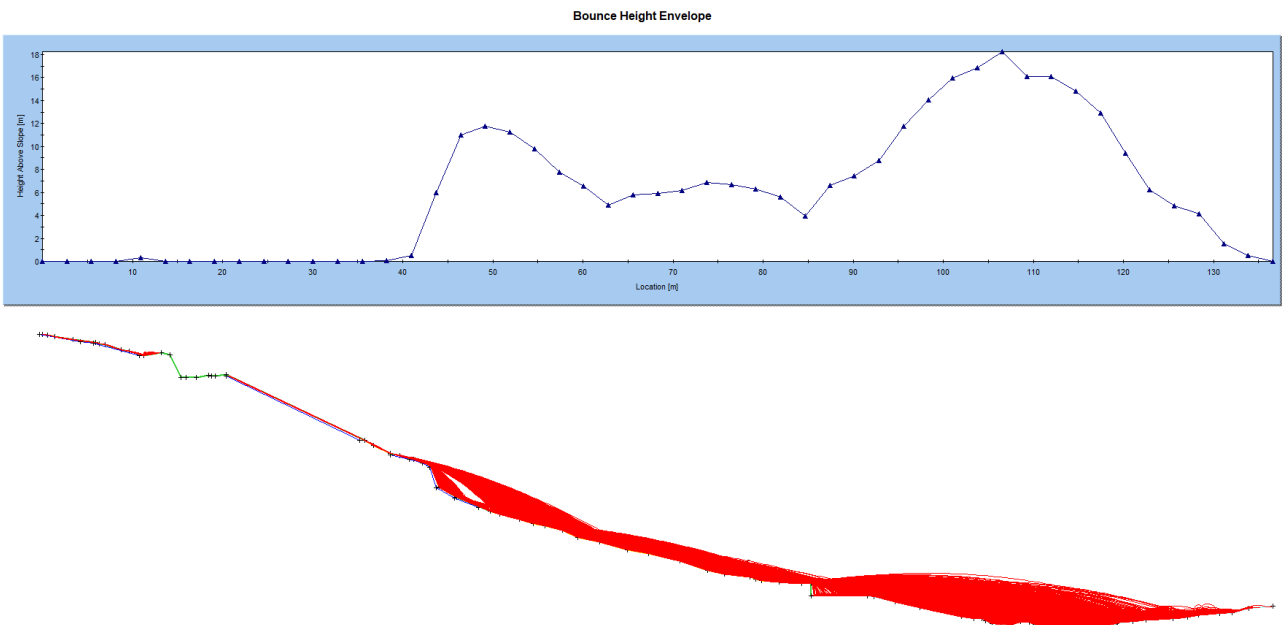


Figura 43. Inviluppo delle altezze di rimbalzo lungo le traiettorie di caduta massi – SEZIONE 1.

Translational Kinetic Energy on DATA COLLECTOR 01

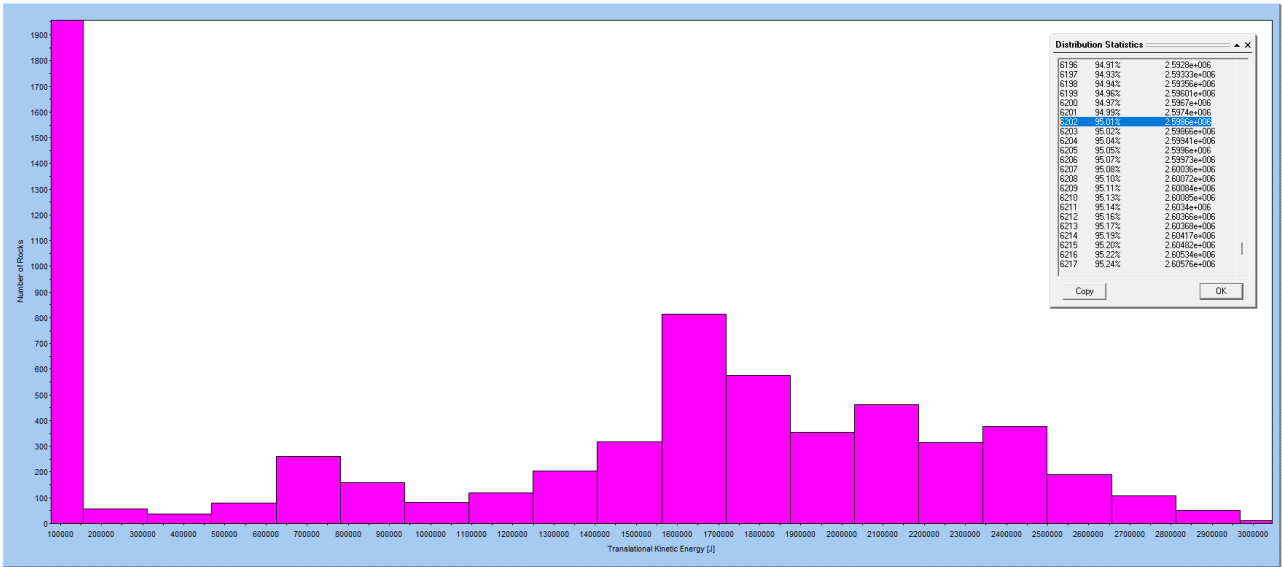


Figura 44. Sviluppo delle energie presso il data collector 1 – SEZIONE 1.

Relational Velocity on DATA COLLECTOR 01

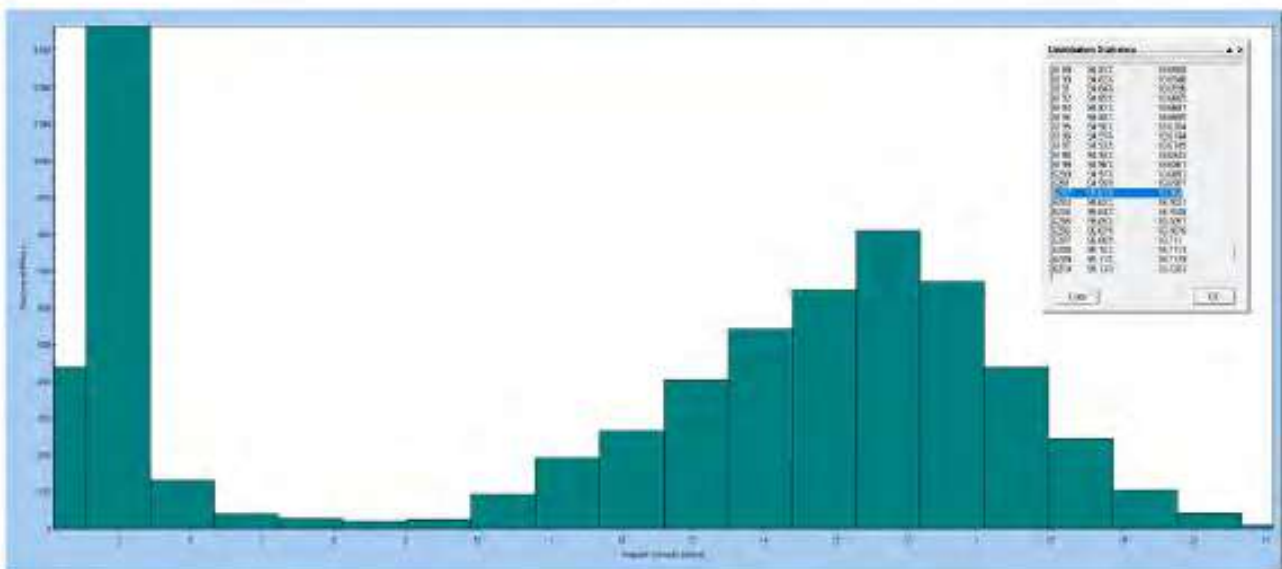


Figura 45. Sviluppo delle velocità presso il data collector 1 – SEZIONE 1.

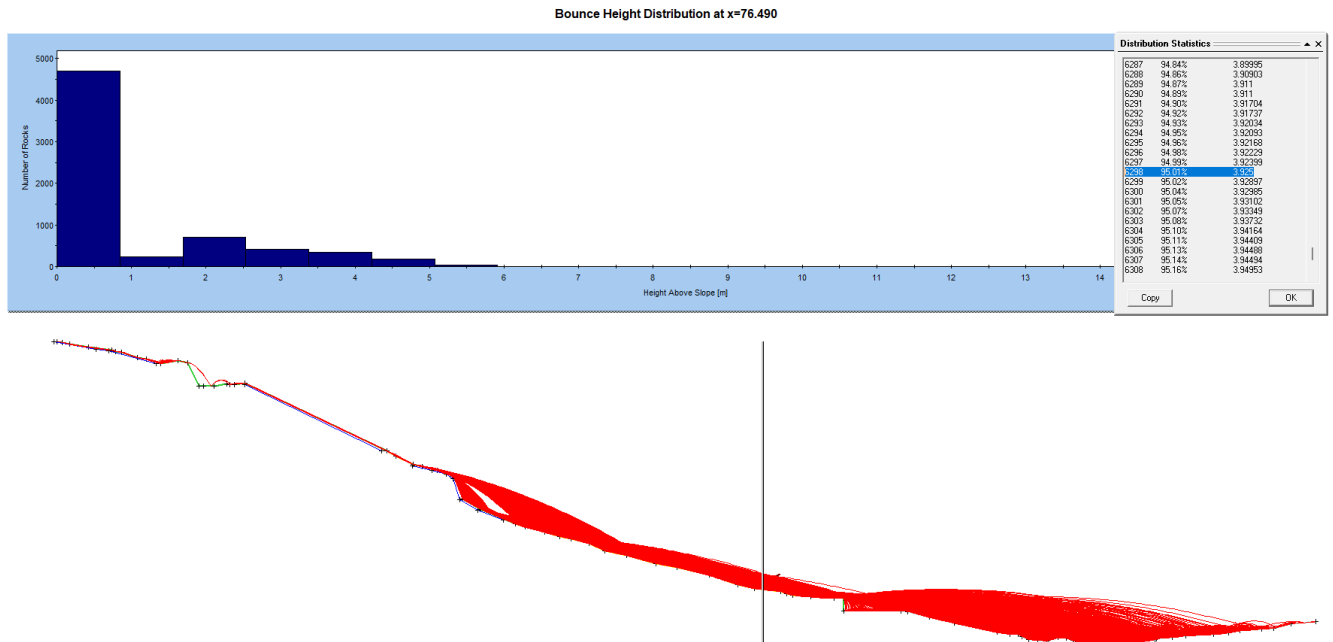


Figura 46. Distribuzione dell'altezza di rimbalzo lungo la sezione 1, nell'immagine viene analizzata l'altezza di rimbalzo in corrispondenza del data collector 1 – con indicato il valore al 95 percentile.

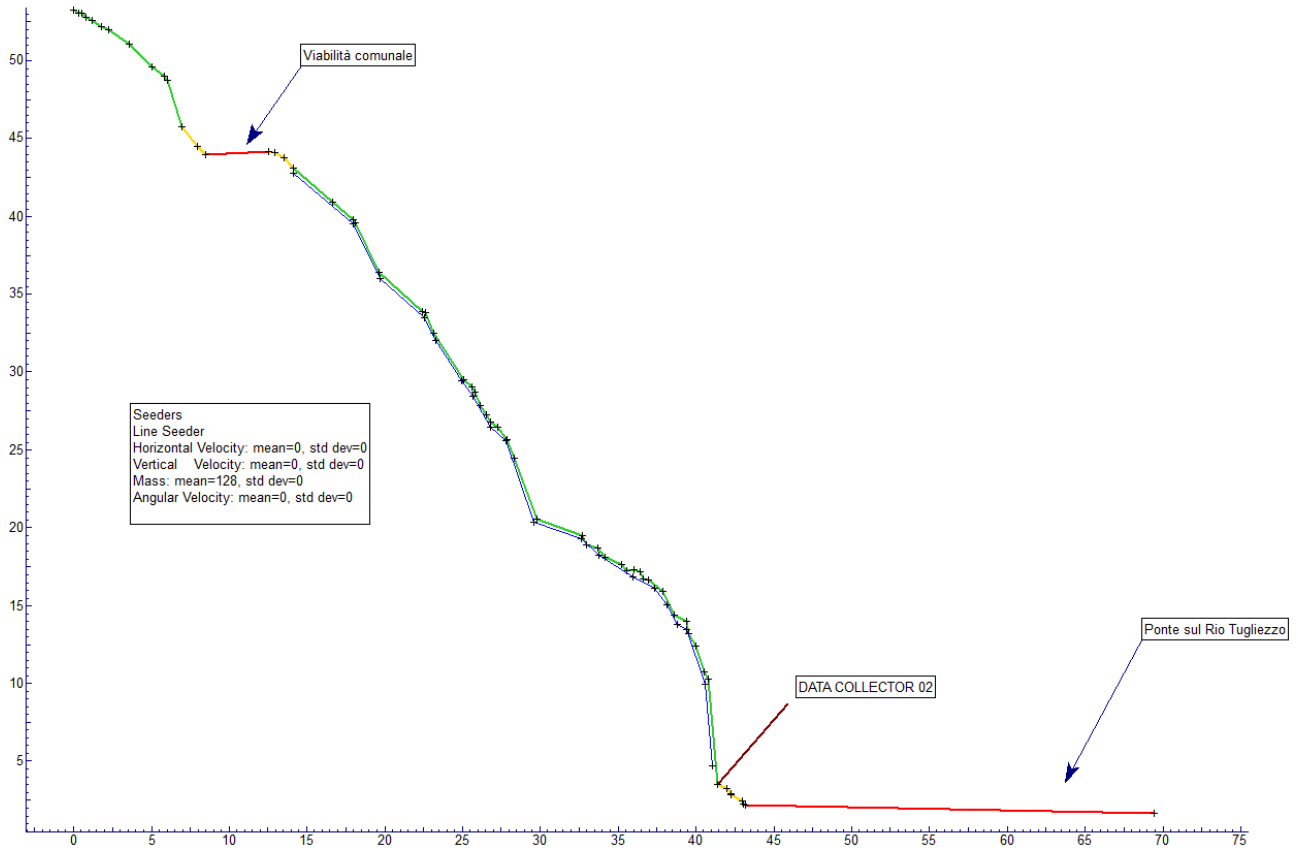


Figura 47. Modello di analisi 2D – SEZIONE 2.

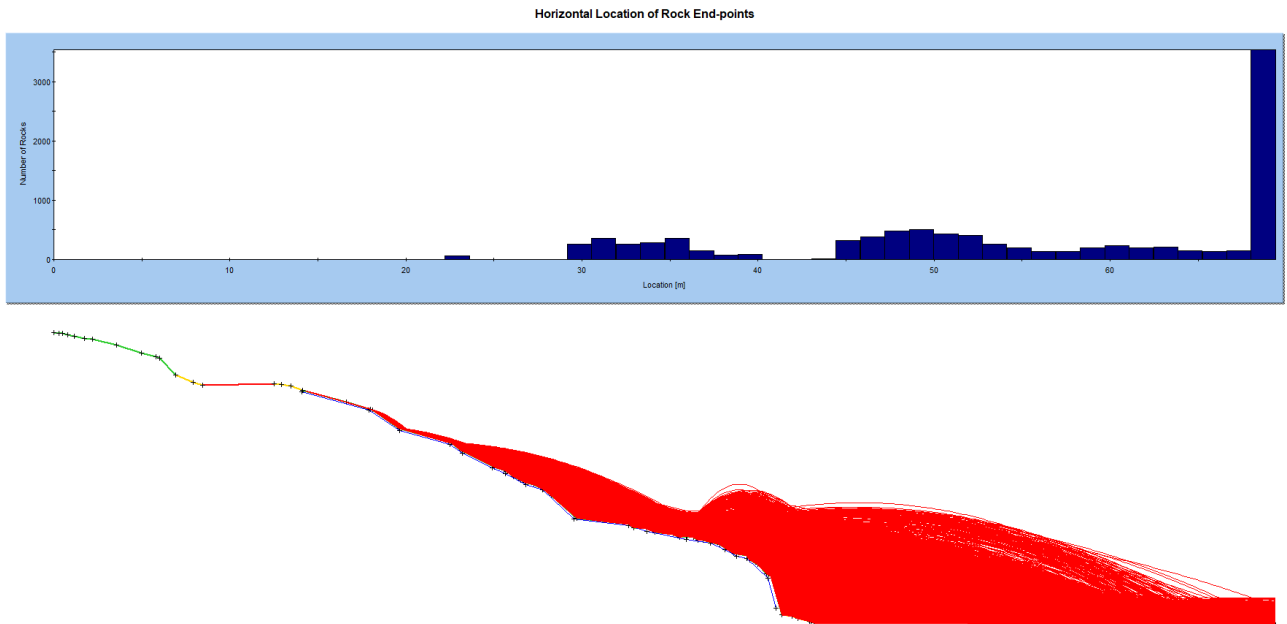


Figura 48. Profilo riportante i punti di arresto – SEZIONE 2.

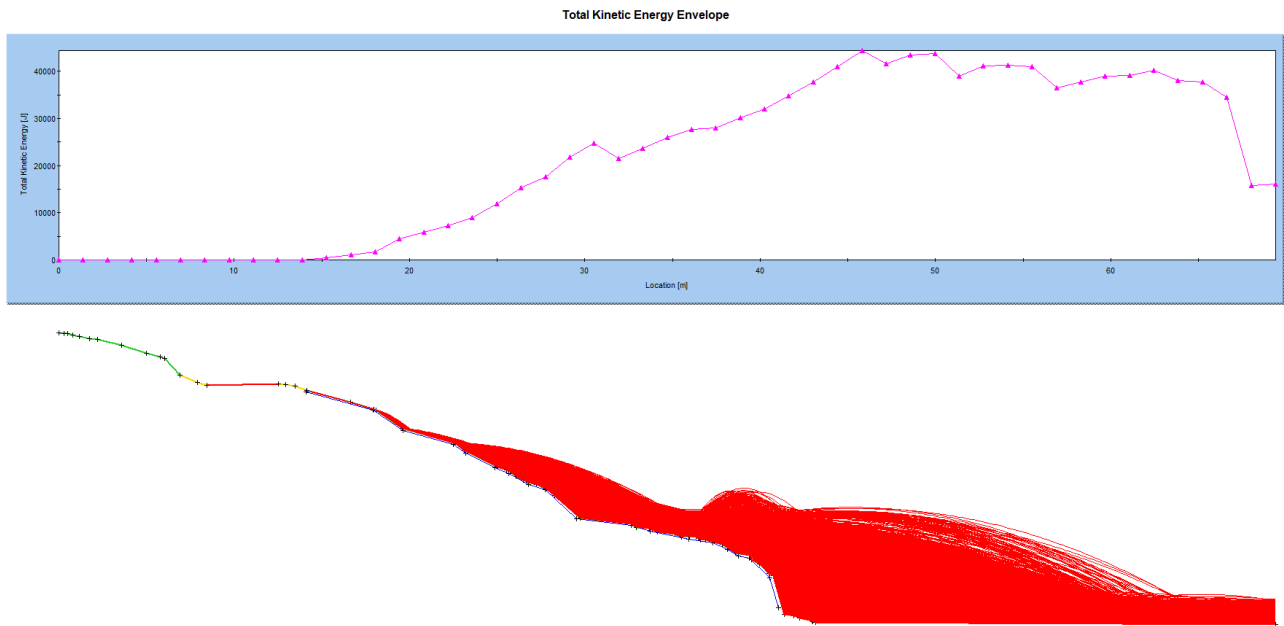


Figura 49. Involuppo dell'energia cinetica totale lungo le traiettorie di caduta massi – SEZIONE 2.

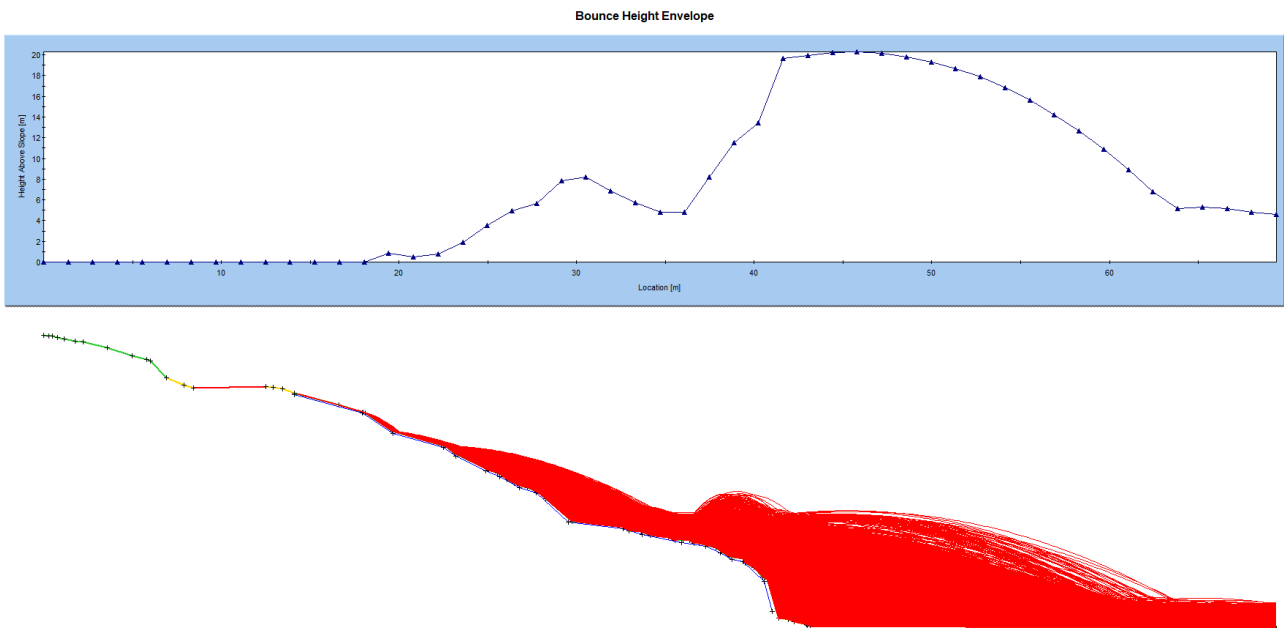


Figura 50. Involuppo delle altezze di rimbalzo lungo le traiettorie di caduta massi – SEZIONE 2.

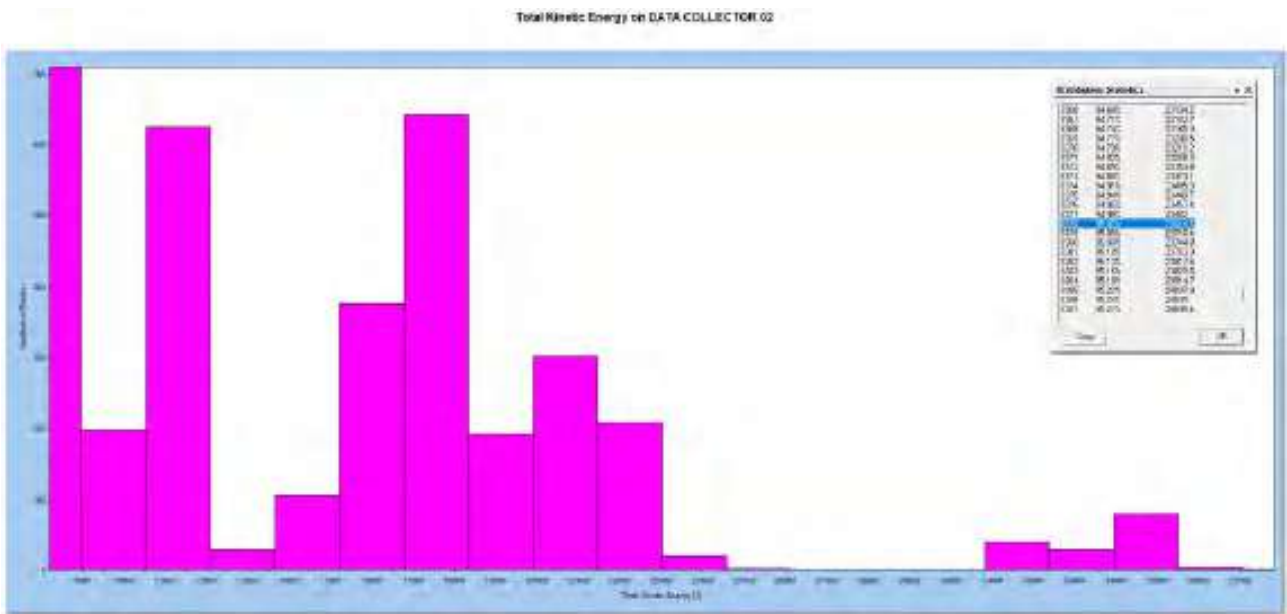


Figura 51. Sviluppo delle energie presso il data collector 1 – SEZIONE 2.

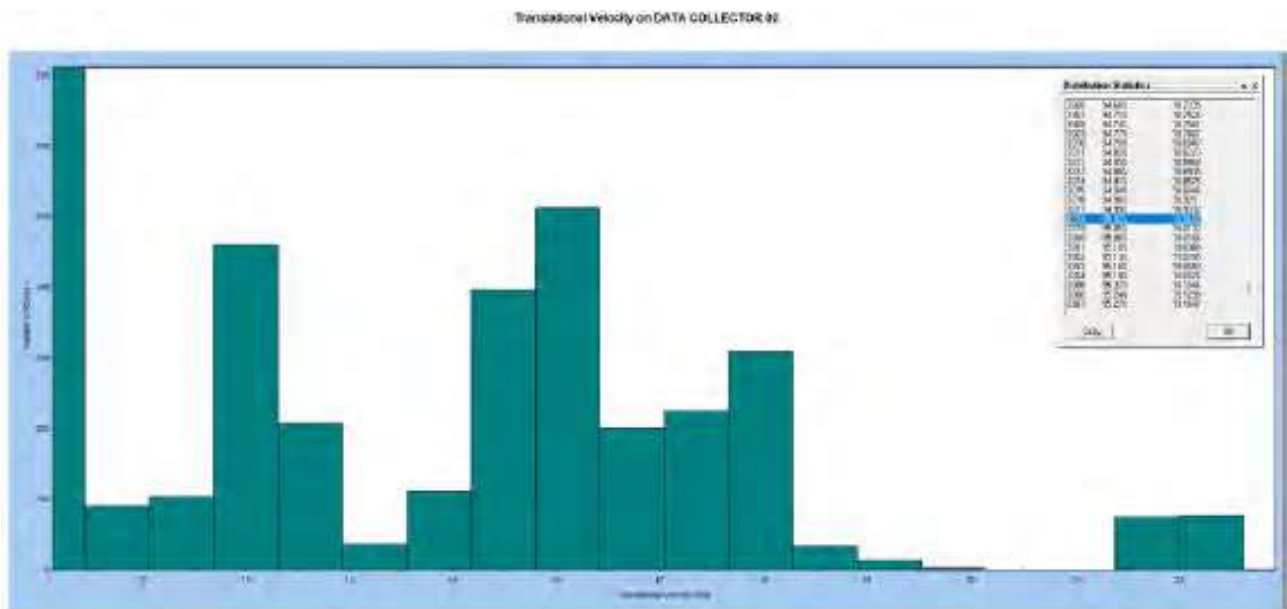


Figura 52. Sviluppo delle velocità presso il data collector 1 – SEZIONE 2.

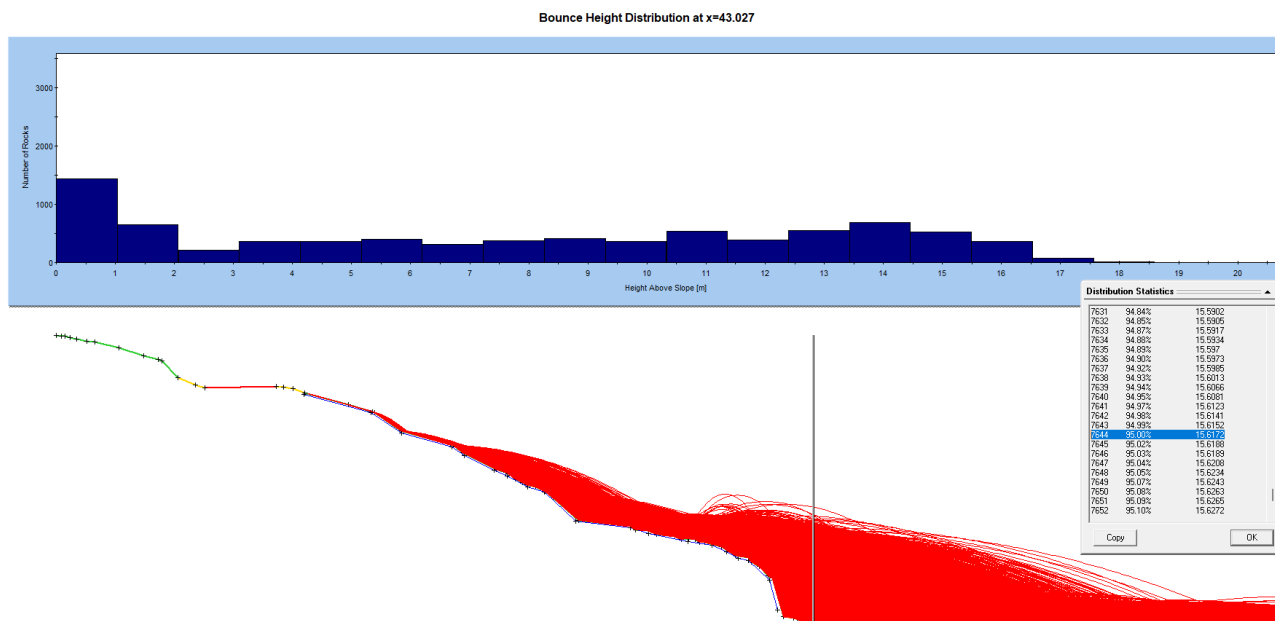


Figura 53. Distribuzione dell'altezza di rimbalzo lungo la sezione 2, nell'immagine viene analizzata l'altezza di rimbalzo in corrispondenza del data collector 2 – con indicato il valore al 95 percentile.

Di seguito si riassumono in forma sintetica tabellare i risultati ottenuti in corrispondenza dei punti di cattura (data collector) inseriti lungo le sezioni analizzate:

Parametri	u.m.	INTERVENTO IN SX TUGLIEZZO Collector n.1	INTERVENTO IN DX TUGLIEZZO Collector n.2
Peso di volume dei blocchi	kN/m ³	25	25
Volume instabile	m ³	3.51	0.05
Massa in crollo	kg	8950	128
Energia cinetica (95 percentile)	kJ	2598	24
Velocità (95 percentile)	m/s	18.7	18.9
Altezza (95 percentile) (Figura 46 e Figura 53)	m	3.9	15.6

Tabella 4. Parametri ottenuti dalla modellazione caduta massi 2D presso il punto di controllo (data collector).

12. Modellazione caduta massi 3D

12.1. Introduzione alla metodologia

Partendo da un accurato e sistematico rilievo in sito dei fenomeni di dissesto, coadiuvato dall'analisi delle ortofoto e dai dati Lidar dalla Regione Friuli-Venezia Giulia scaricabili dal portale di Eagle, sono state condotte delle modellazioni attraverso il codice di calcolo Rockyfor 3D della @ecorisQ (modellazione 3D), versione 6 (pubblicata a gennaio 2025).

Il software permette di calcolare le traiettorie di caduta per i singoli massi. Il modello, dato il forte legame con le condizioni presenti in sito, è fisicamente basato per quanto riguarda il calcolo del processo di caduta massi. I parametri sono determinati in maniera stocastica, date le elevate incertezze connesse alla determinazione dei parametri. Affinché i risultati possano essere ritenuti attendibili, i dati di ingresso richiesti devono essere coerenti e ben rappresentativi della realtà sul terreno.

La simulazione della traiettoria di caduta avviene attraverso il calcolo di una sequenza di cadute libere in aria, descritte dalla legge parabolica, di rimbalzi sulla superficie del pendio e, qualora richiesto, di urti contro gli alberi. Il rotolamento è rappresentato come una sequenza di rimbalzi a piccola distanza mentre lo scivolamento non viene modellato.

I dati di ingresso consistono in un set di immagini raster ASCII in formato ESRI (insieme di 10 mappe raster), che definiscono la topografia e le caratteristiche della superficie del pendio, verranno approfonditi nei paragrafi successivi.

Per capire il funzionamento del programma e la scelta dei dati di input, è importante focalizzare l'attenzione su alcune componenti del modello. È possibile scegliere tra varie tipologie la forma del blocco: parallelepipedo, ellissoidale, sferica oppure discoidale. Il calcolo del volume e del momento d'inerzia avviene sulla base dei tre diametri d_1 , d_2 e d_3 definiti. In particolare, per calcolare la posizione, il rimbalzo e l'urto viene sempre usata una forma sferica che assume due diversi diametri: il più piccolo dei tre per calcolare se avviene un urto con gli alberi, mentre, per calcolare le perdite di energia durante l'impatto con il terreno, viene assunto come diametro la media tra i due diametri maggiori. Le altre forme così come gli effetti espliciti della forma del blocco sulla direzione di caduta non vengono presi in considerazione.

La caduta libera viene calcolata considerando il moto parabolico uniformemente accelerato, all'intersezione con la topografia 3D si determinano la posizione e la velocità del blocco. Rockyfor3D simula la traiettoria tridimensionale calcolando l'evoluzione della posizione lungo i tre assi x , y e z , dove x corrisponde alla direzione E-O, y alla direzione N-S e l'asse z alla direzione verticale. Sulla base di queste coordinate la traiettoria viene collegata alle mappe raster di input e output.

Durante la fase di rimbalzo sulla superficie, la velocità in ingresso sul piano orizzontale e sul piano verticale vengono convertite rispettivamente in velocità in ingresso normale V_n e velocità in ingresso tangenziale V_t rispetto alla pendenza locale. I parametri richiesti per il calcolo sono il coefficiente di restituzione normale (R_n), il diametro del blocco (m), massa del blocco (Kg) e velocità del blocco (m/s), inoltre vengono utilizzate due costanti k , per il calcolo della forma del blocco sferico e B , che indica la compressibilità del materiale su cui avviene l'impatto.

Utilizzando soluzioni analitiche invece di iterazioni temporali ad ogni step, è sempre nota l'esatta posizione del blocco. Questo permette di calcolare sia la posizione dell'impatto con un albero degli alberi, sia la sua influenza sulla dissipazione di energia durante tale impatto.

Ultimo aspetto da prendere in considerazione è la direzione di caduta del blocco, determinata inizialmente dall'esposizione della cella sorgente. In seguito varia a causa dei rimbalzi sul terreno o degli impatti contro gli alberi. L'angolo di deviazione dopo un rimbalzo sulla superficie è determinato dalla topografia, dalla direzione di caduta del blocco prima del rimbalzo e dalla velocità del blocco che cade.

Durante ogni rimbalzo, il modello permette al blocco di cambiare la direzione che aveva prima del rimbalzo nella direzione determinata dall'esposizione della cella nella quale il blocco rimbalza (Figura 54). Quella definita come slope aspect è la direzione, guardando verso valle, corrispondente alla massima variazione del gradiente valutato tra ogni cella e le quattro celle raster più vicine (sopra, sotto, a destra e a sinistra). L'aspect o esposizione, rappresenta quindi la direzione di massima pendenza per ogni cella; essa viene calcolata secondo l'algoritmo proposto da Zevenbergen e Thorne (1987). Quanto il blocco devia dalla sua direzione di caduta prima del rimbalzo verso la slope aspect nella cella raster viene determinato da un numero casuale e dalla velocità del blocco (Figura 55).

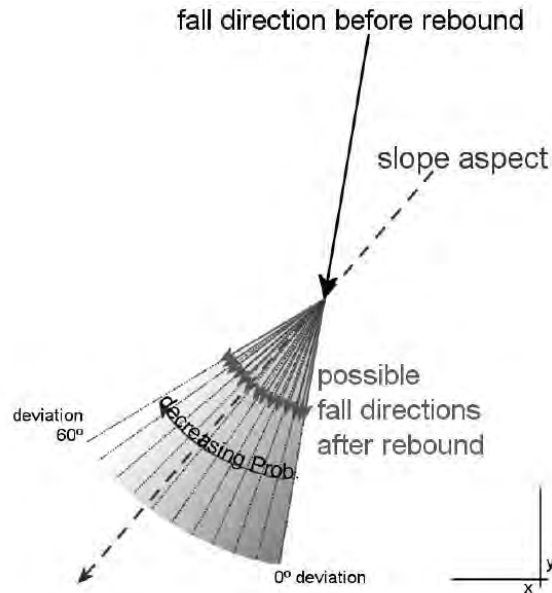


Figura 54. Principio dell'algoritmo di calcolo della direzione di caduta dopo un rimbalzo sulla superficie del pendio (Manuale Rockyfor3D (V6.0) @ecorisQ 2025).

Il numero casuale definisce di quanto il blocco viene deviato rispetto alla sua direzione originale, in particolare se la deviazione è compresa tra 5 e 10°, 10 - 15°, 15 - 20°, ..., 50 - 55°. Tutti questi casi sono legati ad una probabilità di accadimento, che è determinata dalla velocità del blocco prima del rimbalzo.

Angolo di deviazione (°)	0-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55
$V < 10 \text{ m.s}^{-1}$	49	15	9	6	5	4	3	3	3	2	2
$10 \leq V < 15 \text{ m.s}^{-1}$	53	14	8	6	4	4	3	3	2	2	2
$V \geq 15 \text{ m.s}^{-1}$	46	16	10	7	5	4	4	3	3	2	0

Figura 55. Probabilità (%) degli intervalli dell'angolo di deviazione del blocco dopo il rimbalzo, per tre classi di velocità usate da Rockyfor3D.

I valori nella tabella sopra sono basati sull'analisi statistica delle traiettorie dei massi caduti e le velocità osservate negli esperimenti di caduta massi presentati da Dorren et al (2006). Nel caso in cui il blocco si muova verso monte, gli intervalli di deviazione sopra descritti sono ugualmente possibili per entrambe le direzioni laterali alla direzione che aveva il blocco prima del rimbalzo. Se il blocco entra in un buco (piccola depressione del DEM), le direzioni prima e dopo il rimbalzo restano invariate.

12.2. Dati di input del modello

I dati di input richiesti dal software consistono in un insieme di 10 mappe raster per la definizione del terreno e 4 mappe raster nel caso si consideri la vegetazione, le quali devono avere tutte la stessa dimensione e la stessa risoluzione, ovvero stessa dimensione delle celle. All'aumentare della dimensione delle celle diminuiscono la precisione spaziale delle mappe e l'accuratezza delle dinamiche simulate. Di seguito vengono elencati i raster necessari:

- **dem.asc**: mappa raster del DEM (*Digital Elevation Model*), che descrive la topografia. In questo caso come base per la modellazione 3D della caduta massi è stato utilizzato il DTM con passo 1 metro messo a disposizione dalla Regione Friuli-Venezia Giulia, ricampionandolo alla risoluzione spaziale di 2 metri;
- **rockdensity.asc**: mappa raster che descrive la densità dei massi in ogni cella sorgente o punto di distacco. Questa mappa caratterizza le celle che corrispondono ai punti di distacco. Le celle che non sono sorgente hanno un valore nullo;
- **d1, d2, d3.asc**: definisce le dimensioni del blocco in ogni cella sorgente, anche in questo caso se il valore è zero la cella raster non è considerata come cella sorgente. I valori, espressi in metri, sono variati in modo casuale ed uniforme con una predefinita percentuale (scelta dell'utente).
- **blshape.asc**: definisce, per ogni cella sorgente, la forma del blocco in caduta. I valori usati sono i seguenti:
 - a. 0: blocco senza forma o assenza di celle sorgenti definite;
 - b. 1: blocco parallelepipedo;
 - c. 2: blocco ellissoidale;
 - d. 3: blocco sferico;
 - e. 4: blocco discoidale;
- **rg70, rg20, rg10.asc**: definiscono la scabrezza della superficie, la quale rappresenta i massi lungo il pendio che ostacolano la caduta del blocco. Le tre classi descrivono la probabilità che il masso ha di incontrare un ostacolo lungo il percorso. Ognuna di queste classi è rappresentata da una mappa raster e corrisponde all'altezza in metri di un ostacolo rappresentativo (MOH) che un masso che cade incontra nel 70%, 20% e 10% dei casi, durante un rimbalzo (Figura 56). La scabrezza della superficie viene utilizzata per calcolare il coefficiente tangenziale di restituzione. È quindi il parametro che determina l'energia persa durante il rimbalzo sulla superficie e non una scabrezza che viene aggiunta alla topografia rappresentata dal DEM. Se la superficie del percorso è liscia si utilizza il valore 0, mentre il valore 100 può essere usato per arrestare i massi;

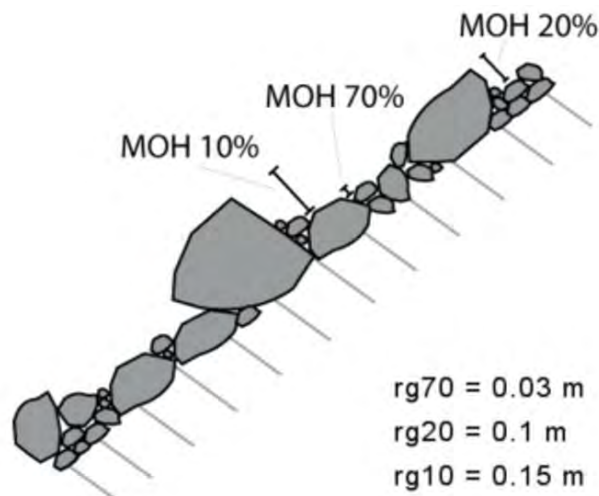


Figura 56. Rappresentazione dell'altezza di un ostacolo (MOH) rappresentativa per il 70%, 20% e 10% della superficie senza una zona omogenea sul pendio (Manuale Rockyfor3D (V6.0) @ecorisQ 2025).

- **soiltype.asc**: definisce la tipologia del suolo e rappresenta l'elasticità del terreno. Rockyfor3D prevede 8 tipi di suolo distinti in base al coefficiente di restituzione normale R_n (Figura 57).

Tipo di suolo	Descrizione generale del suolo	R_n valori medi	R_n intervallo di valori
0	Fiume, o palude, o materiale in cui un masso potrebbe penetrare completamente	0	0
1	Materiale fine (spessore > ~100 cm)	0,23	0,21 - 0,25
2	Materiale fine fluviale (spessore < ~100 cm) o sabbia/ghiaia mista	0,28	0,25 - 0,31
3	Detrito di falda ($\varnothing < \sim 10$ cm); o suolo compatto medio con piccoli massi; o strade forestali	0,33	0,30 - 0,36
4	Detrito di versante ($\varnothing > \sim 10$ cm); o suolo compatto con grandi massi	0,38	0,34 - 0,42
5	Substrato roccioso con materiale fine di degradazione meteorica	0,43	0,39 - 0,47
6	Substrato roccioso	0,53	0,48 - 0,58
7	Strade asfaltate	0,35	0,32 - 0,39

Figura 57. Tipi di suolo da Rockyfor3D e relativi valori di R_n (Manuale Rockyfor3D (V6.0) ©ecorisQ 2025).

Nel caso di simulazione con vegetazione si utilizzano quattro mappe raster:

- **nrtrees.asc**: i valori delle celle indicano il numero di alberi per ettaro all'interno di ogni cella;
- **dbhmean.asc**: i valori delle celle indicano il valore medio del diametro del fusto misurato all'altezza del petto (DPU) in m;
- **dbhstd.asc**: i valori delle celle indicano la deviazione standard di DPU all'interno di ogni cella;
- **conif_percent.asc**: i valori delle celle indicano la percentuale media di alberi di conifere all'interno di ogni cella.

Sulla base di questi quattro raster, il modello assegna all'interno di ogni pixel, in modo casuale, un dato numero di alberi aventi un determinato diametro. Per la creazione di questi raster si utilizza il software QGIS, dove è possibile suddividere l'area di lavoro in poligoni e attribuire a ciascuno di essi i valori necessari per andare a definire le mappe raster di input.

Oltre alle immagini raster, vengono specificate ulteriori informazioni utilizzate dal software per la simulazione di caduta:

- Variazione del volume roccioso: ± 10 %;
- Numero di blocchi simulati per cella sorgente: **100**;
- Altezza di caduta iniziale aggiuntiva: **0.00 m**.

12.3. Dati di output del modello

Gli output creati da Rockyfor3D sono in formato raster e hanno la stessa dimensione, risoluzione e formato di quelli di input. L'area di lavoro viene suddivisa in celle e, ad ogni istante temporale, il blocco supera o rimbalza in una data cella, in cui i valori massimi delle diverse variabili simulate vengono memorizzati in differenti raster. Di particolare interesse sono i seguenti output:

- **E_95.asc**: indica l'intervallo di confidenza pari al 95% percentile del valore mediano di energia cinetica registrati in ogni cella;
- **Ph_95asc**: indica l'intervallo di confidenza pari al 95% percentile del valore mediano di altezza di passaggio registrati in ogni cella, misurata in metri nella direzione normale alla pendenza della superficie;
- **V_max.asc**: velocità simulata massima in valore assoluto per cella raster (m/s);
- **Rvol_deposited.asc**: il volume massimo [in m³] arrestatosi in ogni cella;
- **EL_angles.asc**: un raster con gli angoli minimi ricalcolati della linea energetica per cella [in °]. L'angolo della linea energetica (come descritto da Heim 1932; Scheidegger 1973; Toppe 1987; Gerber 1998; Jaboyedoff e Labiouse 2003) è l'angolo di pendenza di una linea diretta virtuale tra il punto di arresto e il punto di origine di un blocco caduto.

12.4. Risultati ottenuti

La modellazione eseguita è stata calibrata sulla base dei rilievi condotti sia presso le zone sorgente che lungo il versante direttamente a valle di esse, cartografando evidenze di rimbalzi, accumuli locali; tali dati sono stati utilizzati per tarare la modellazione e verificarne la bontà dei risultati. Sulla base dei risultati della modellazione 2D e 3D, sono stati elaborati diversi scenari che hanno permesso di delimitare con buona accuratezza le aree potenzialmente coinvolgibili.

Nello specifico le simulazioni 3D sono state eseguite con 1000 simulazioni per cella sorgente (1.0 x 1.0 m), rilevate e caratterizzate in sito, rappresentative delle possibili dinamiche. Il gran numero di simulazioni è stato scelto per descrivere in modo esaustivo il fenomeno. I volumi rocciosi unitari (V.R.U.) adottati sono stati scelti in modo da rappresentare in maniera prudentiale le dimensioni attese per ciascuna zona sorgente, approssimandoli per eccesso. In particolare, per l'area sorgente direttamente sopra l'opera in progetto è stato considerato un V.R.U. pari a 3.51 m³. Tale valore è il medesimo di quello utilizzato nelle simulazioni in 2D, determinato attraverso un processo di calibrazione basato su *back analysis*. Inoltre, l'area sorgente mostra segni di distacco di blocchi di volume maggiore (circa 5 m³), che si presume si siano frammentati in più elementi durante i vari impatti lungo il versante.

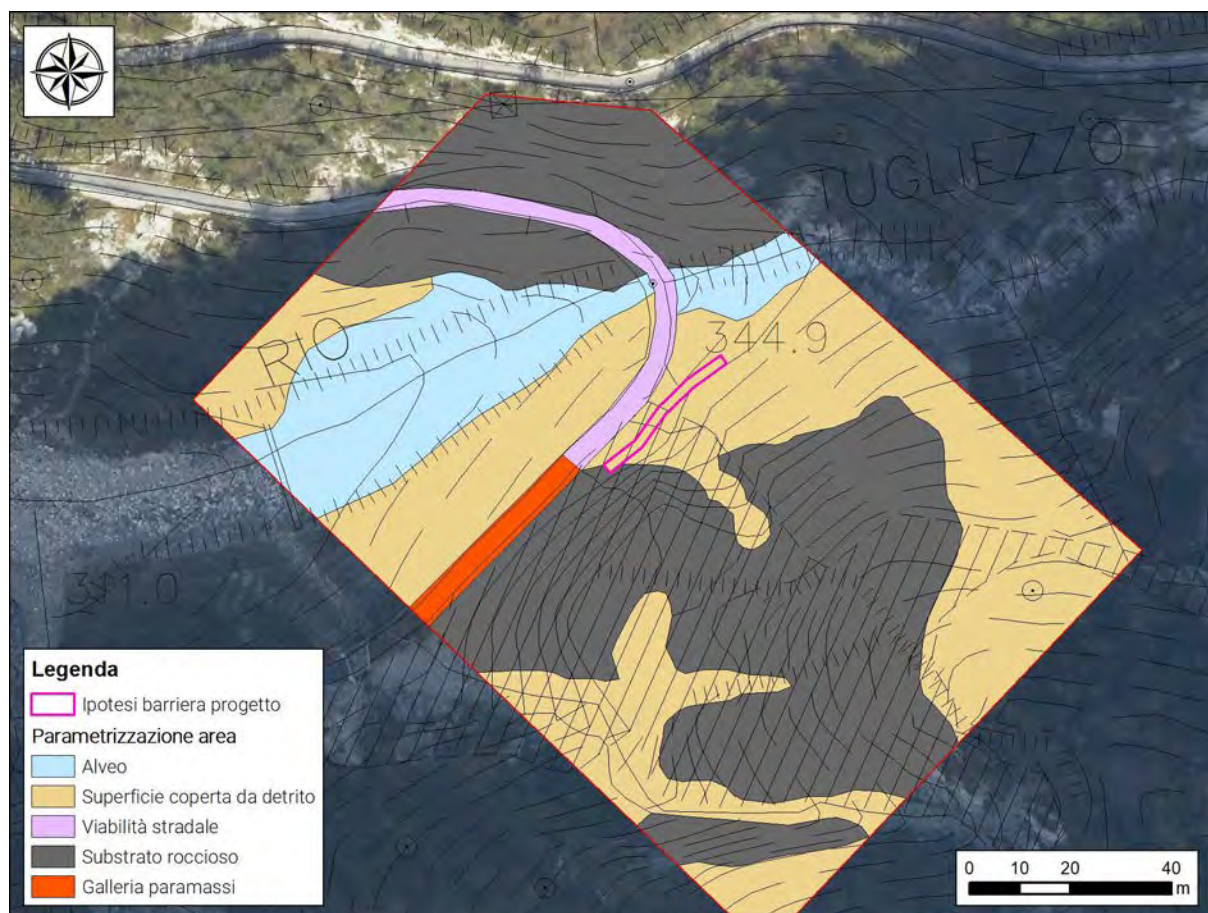


Figura 58. Ubicazione delle aree sorgenti in scala 1:1 500 su base ortofoto e CTR.

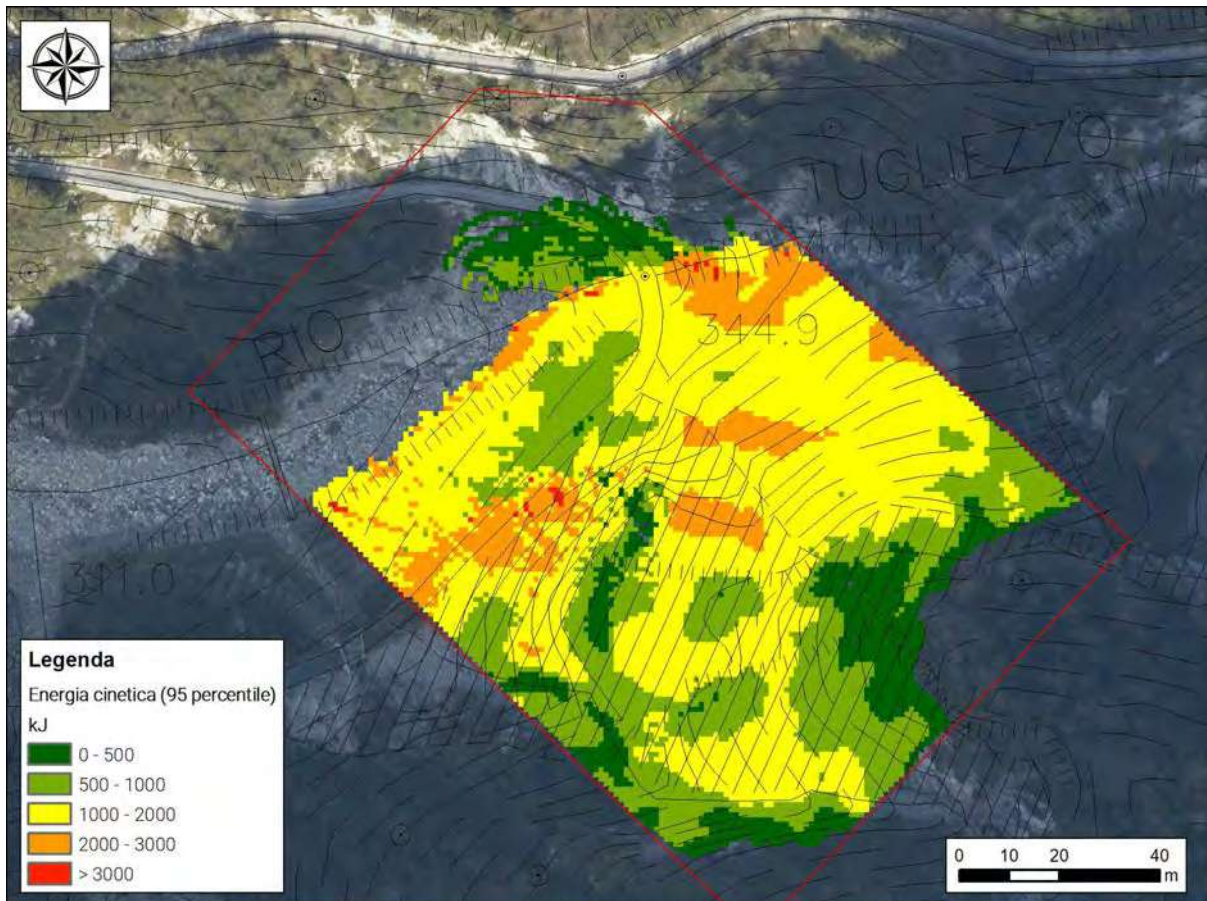


Figura 59. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di fatto, è rappresentata l'energia cinetica al 95 percentile.

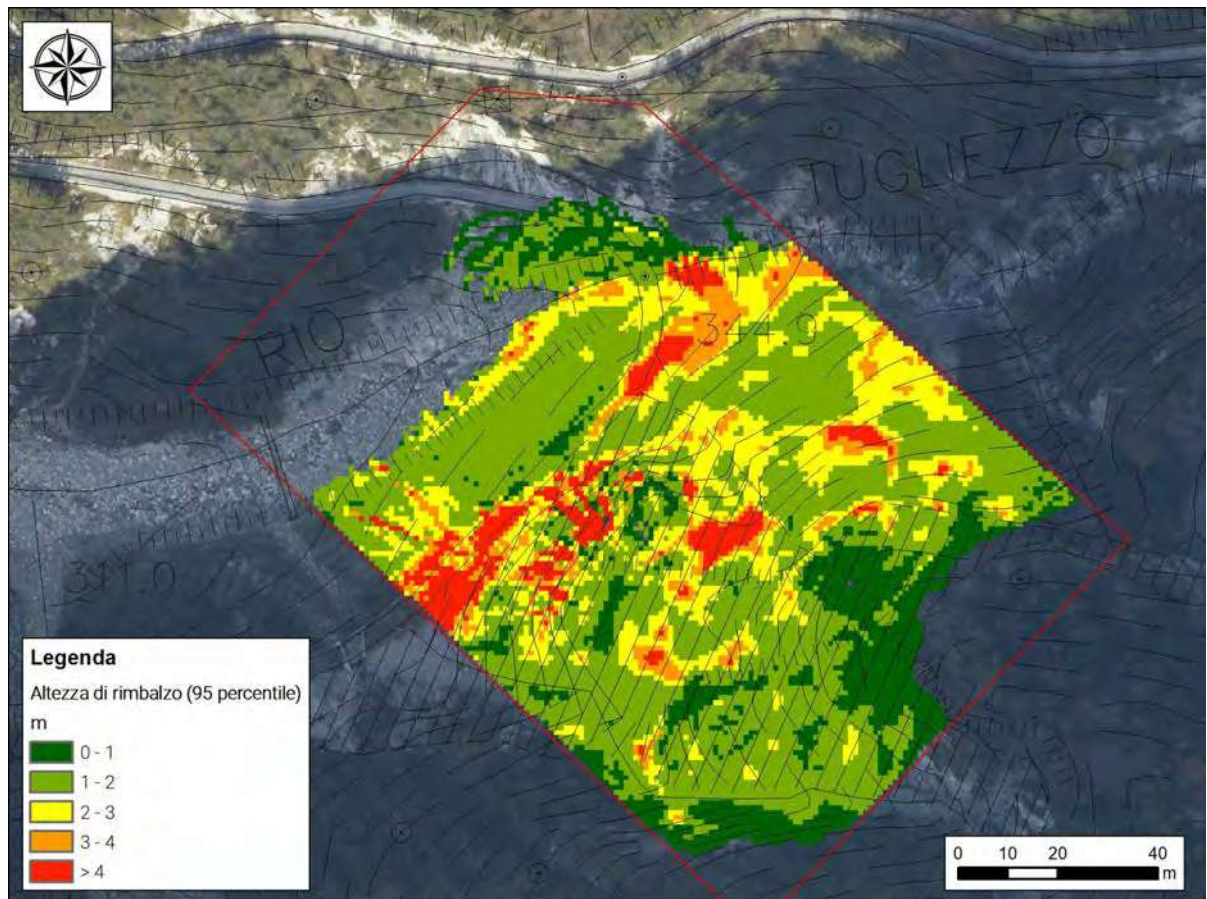


Figura 60. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di fatto, è rappresentata l'altezza di rimbalzo al 95 percentile.

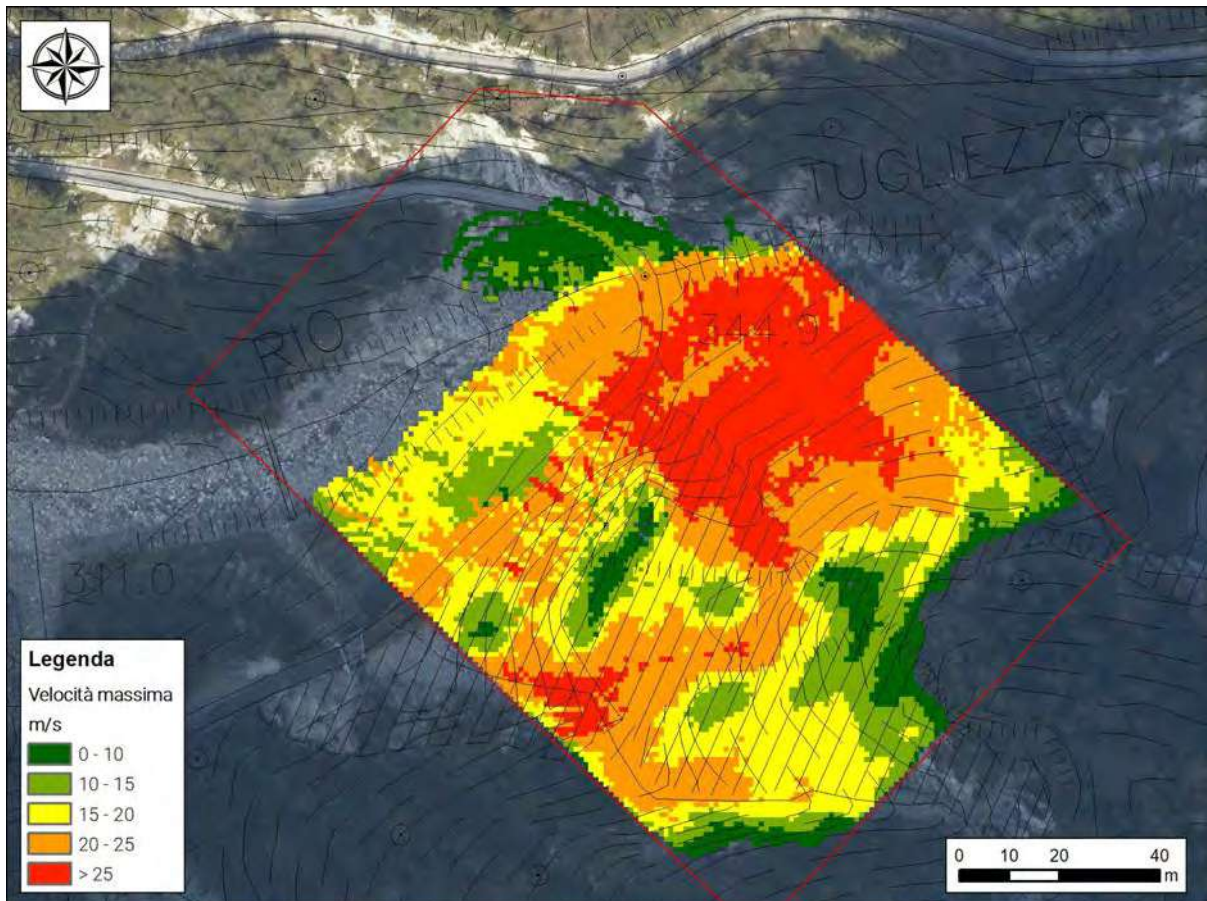


Figura 61. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di fatto, è rappresentata l'energia cinetica al 95 percentile.

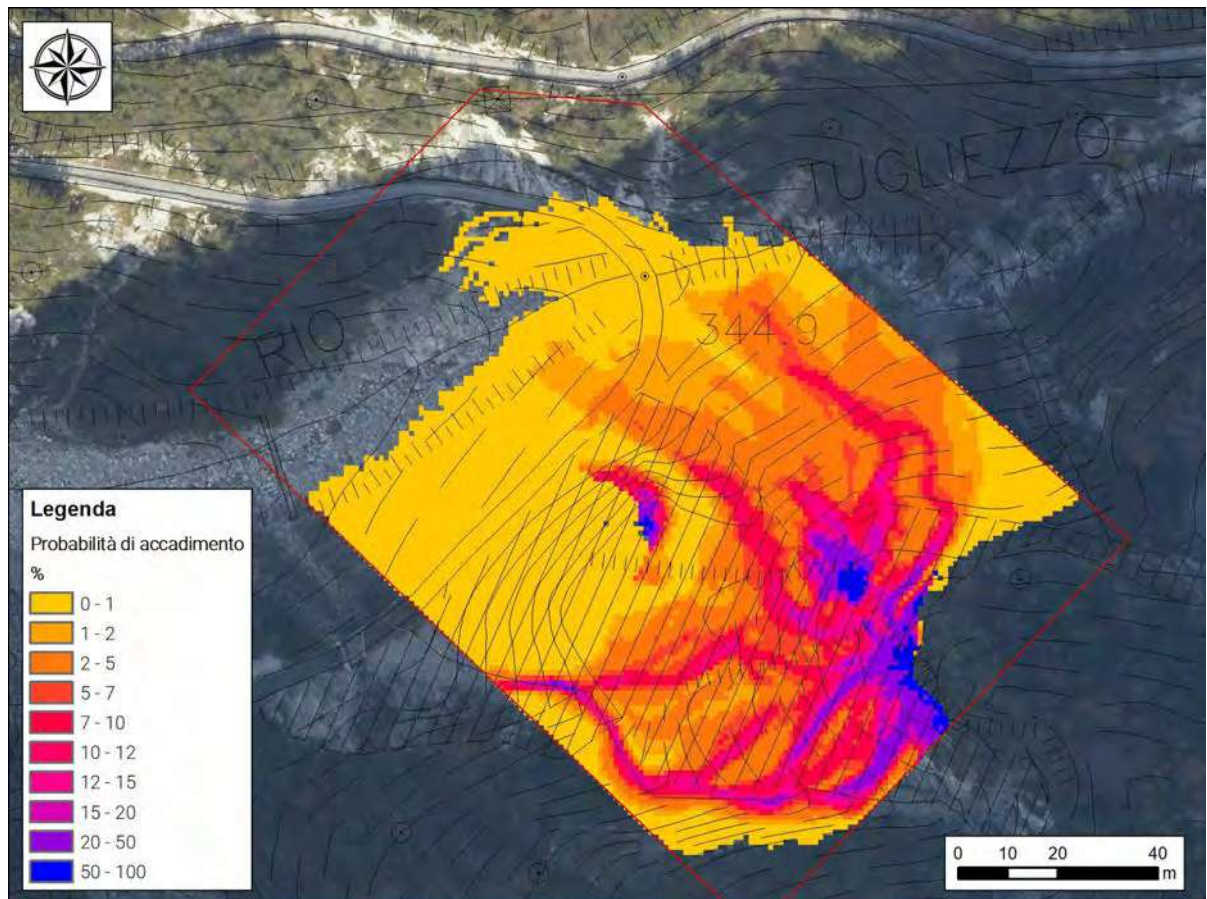


Figura 62. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di fatto, è rappresentata l'altezza di rimbalzo al 95 percentile.

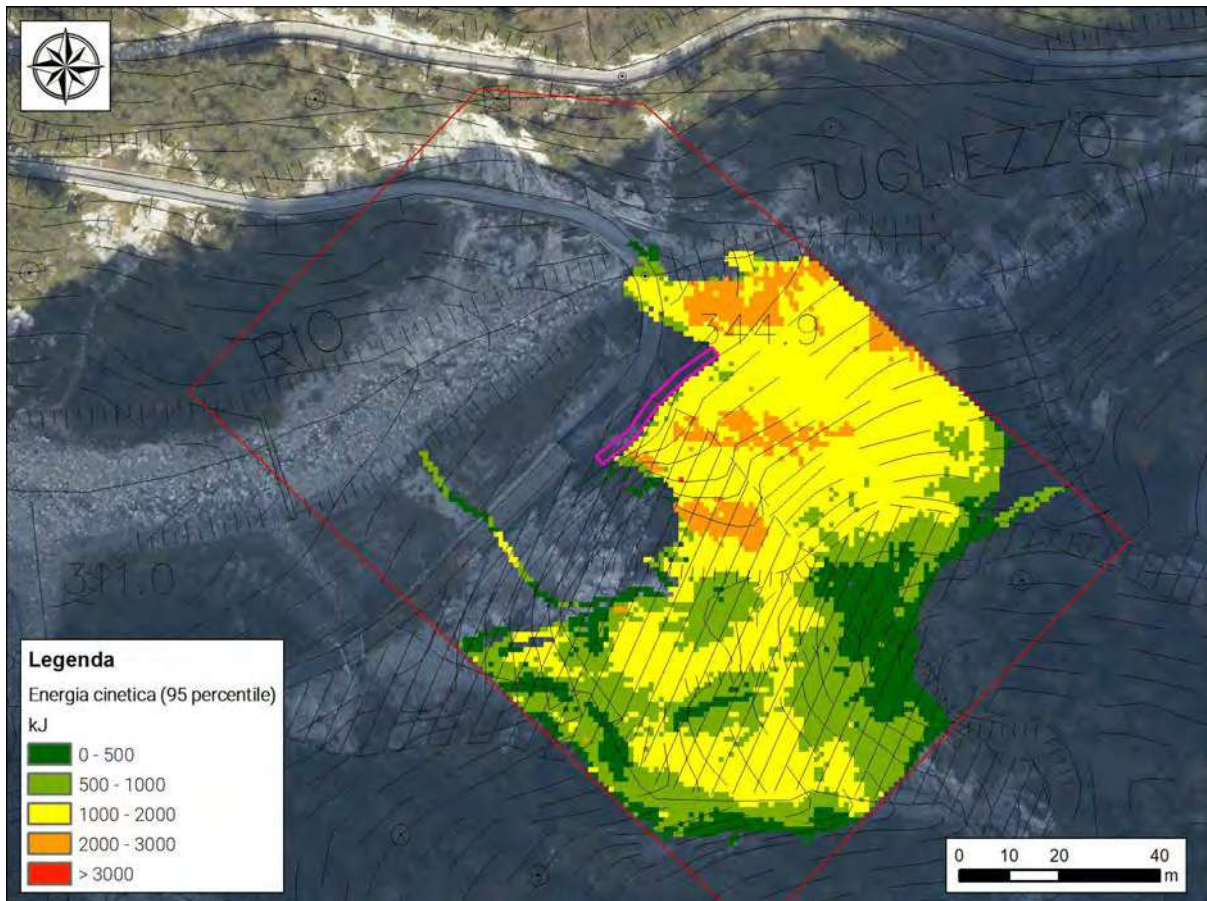


Figura 63. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di progetto, è rappresentata l'energia cinetica al 95 percentile.

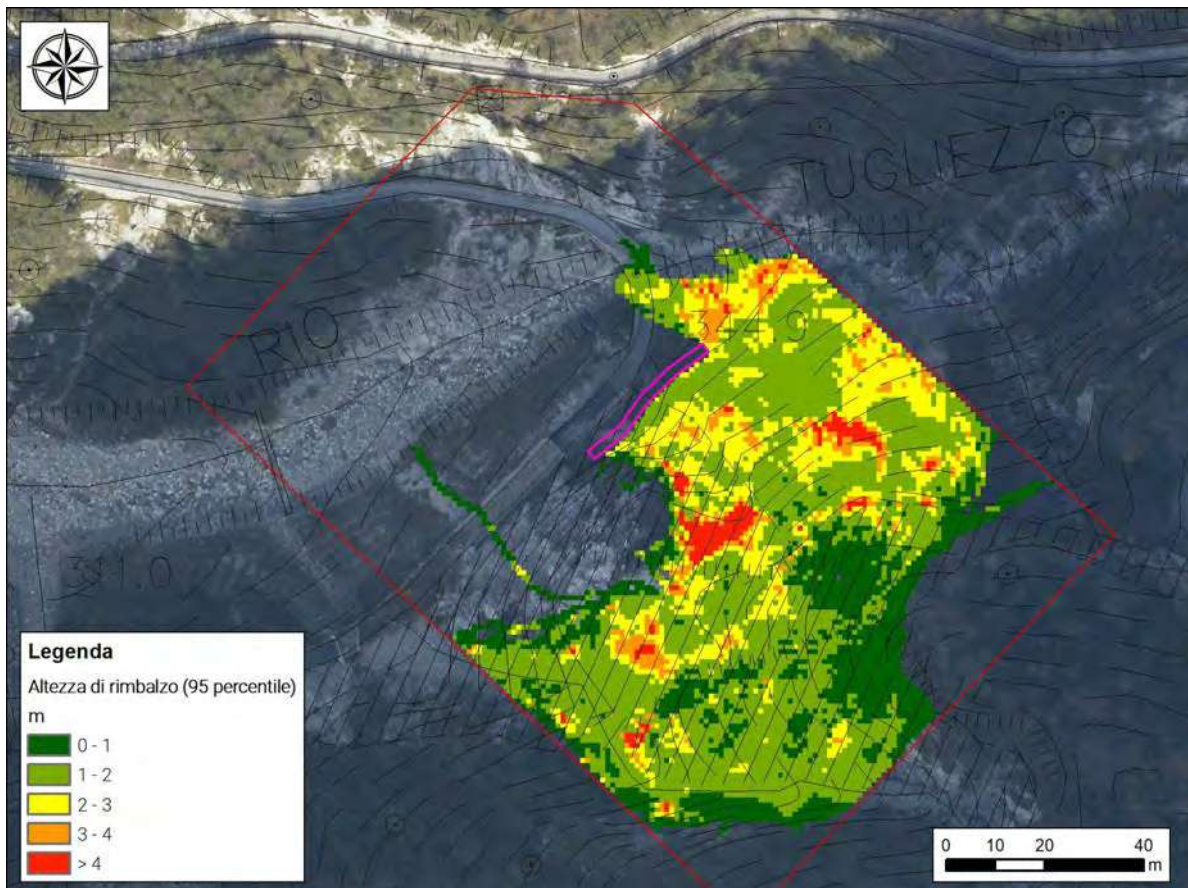


Figura 64. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di progetto, è rappresentata l'altezza di rimbalzo al 95 percentile.

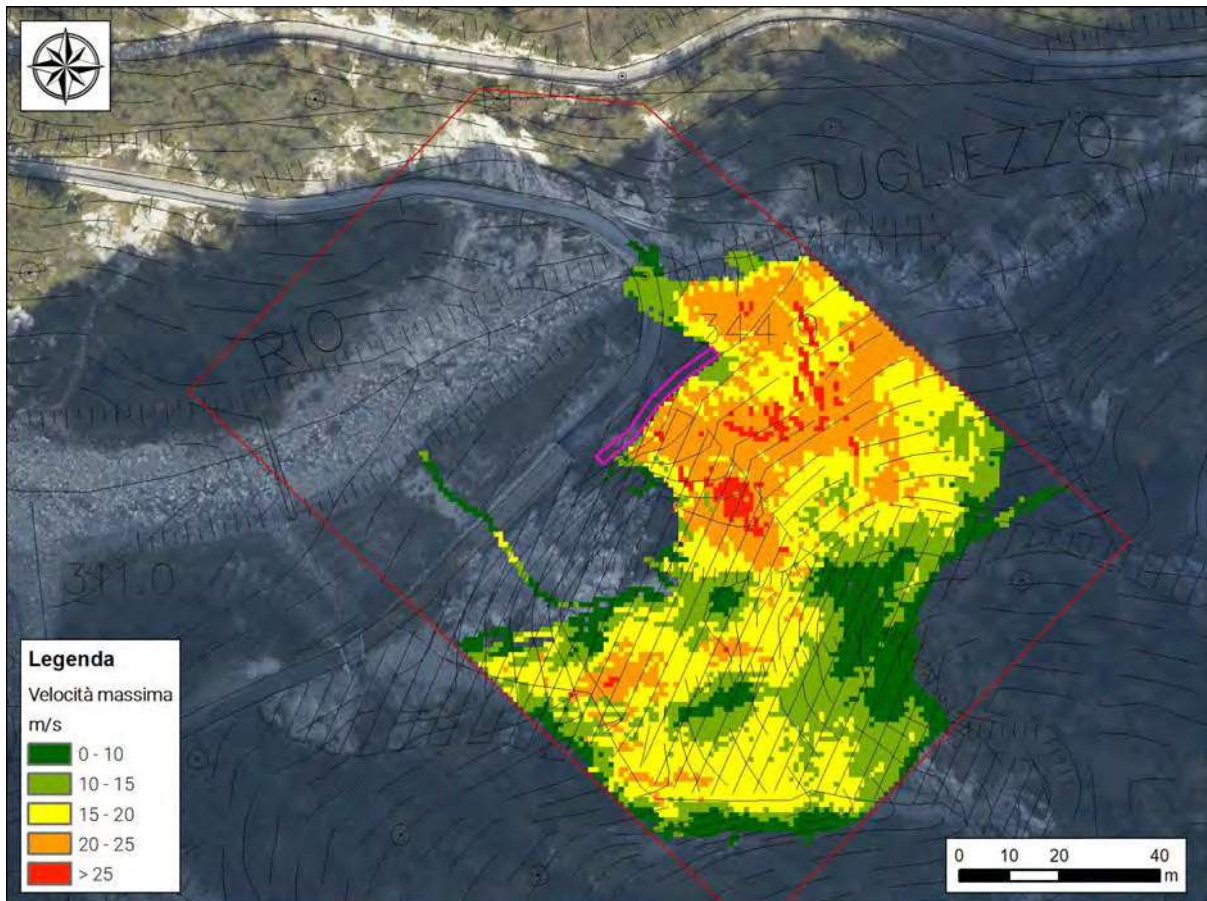


Figura 65. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di progetto, è rappresentata l'energia cinetica al 95 percentile.

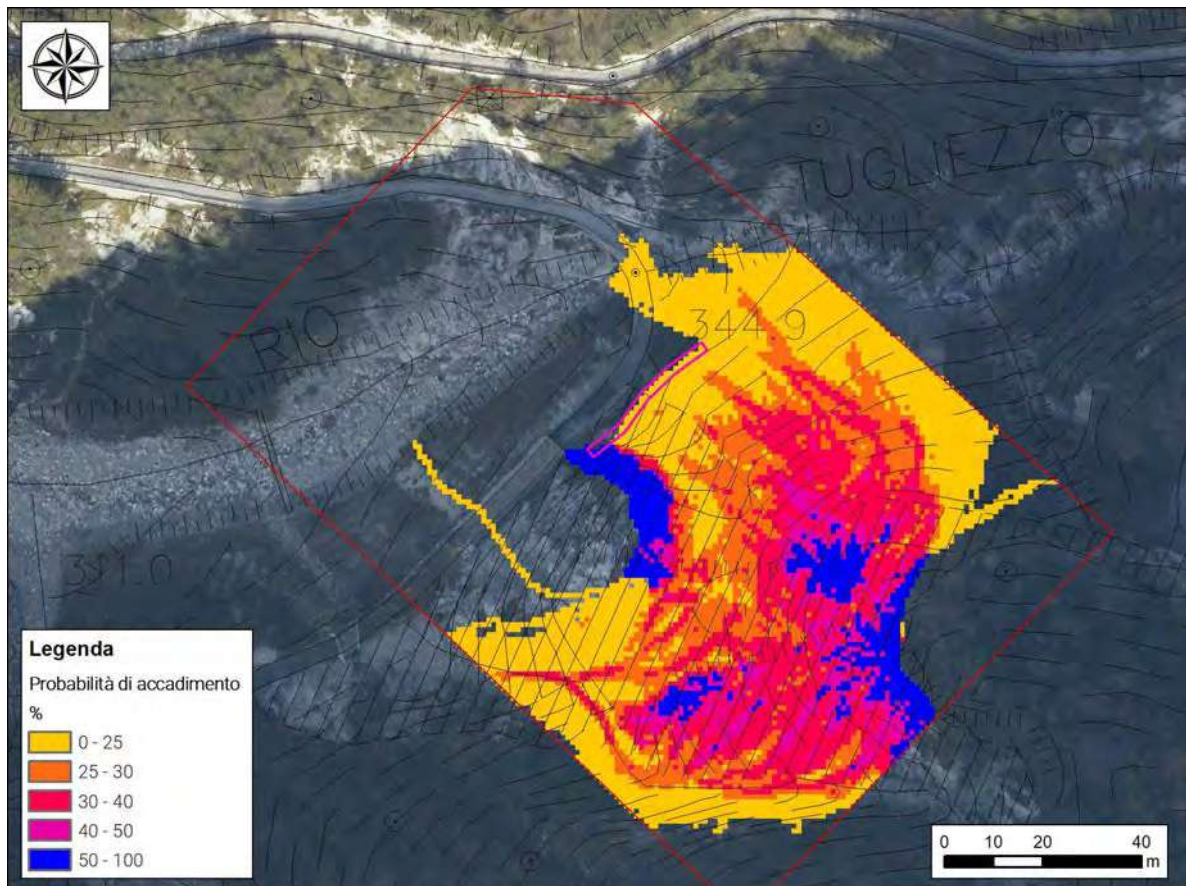


Figura 66. Risultati dell'analisi di caduta massi allo stato di progetto, è rappresentata l'altezza di rimbalzo al 95 percentile.

In corrispondenza delle opere difensive ipotizzate nei vari scenari sono stati estrapolati i valori massimi di energia, altezza e velocità (95 percentile). I valori sono riportati sinteticamente in **Tabella 5**:

Valori in corrispondenza della barriera in progetto

	Minimo	Medio	Massimo
Energia cinetica (95 percentile) [kJ]	1000	1422	2000
Altezze di rimbalzo (95 percentile) [m]	2	2.8	4
Velocità massima [m/s]	17	24.5	28.8
Angolo di incidenza medio [°]	0	-	41
Probabilità di accadimento [%]	0.2	1.6	5.2

Tabella 5. Principali parametri in output dalla modellazione 3D in corrispondenza delle opere ipotizzate.

Le simulazioni sono state eseguite considerando anche la presenza di opere di mitigazione (indicate come "nets"), con l'obiettivo di fornire ai progettisti i parametri necessari per la definizione di un intervento efficace e in grado di contenere i fenomeni futuri.

13. Valutazione pericolosità residue

Come illustrato nel **Capitolo §3 – Normativa di carattere geologico**, l'area oggetto di studio ricade all'interno di un'ampia zona perimetrata a pericolosità geologica molto elevata (codici **0301310200A (P4)** e **0301310300A (P4)**), che coinvolge gran parte dei versanti posti sia in sinistra sia in destra idrografica del Rio Tugliezzo. Tali aree sono classificate come "soggette a crolli e ribaltamenti diffusi".

Nel dettaglio, la perimetrazione con codice 0301310200A interessa una vasta porzione del versante, soggetta a frequenti fenomeni di crollo e ribaltamento. Gli interventi previsti, seppur efficaci nel mitigare localmente la caduta massi, riguardano solo una parte limitata del pendio. Di conseguenza, il rischio non può considerarsi eliminato, poiché restano possibili – e verosimili – cadute di materiale da quote più elevate, attualmente prive di collegamenti viari o sentieri (sul versante sud di Monte Somp Pave). Inoltre, l'area presenta un contesto di svincolo tettonico, caratterizzato da un substrato roccioso intensamente fratturato, dislocato e detensionato. Alla luce di tali condizioni, si ritiene opportuno mantenere invariata la classificazione di pericolosità geologica (P4) per la zona contraddistinta dal codice 0301310200A.

Diversamente, per il settore in sinistra idrografica, dove sono presenti la galleria paramassi, un rafforzamento corticale esteso e una barriera paramassi in progetto, si ritiene coerente **ridurre la pericolosità geologica da P4 a P3**, in relazione ai fenomeni considerati.

Infine, le modellazioni eseguite costituiscono una base tecnica solida per la ridefinizione della perimetrazione di pericolosità geologica, sia per quanto riguarda le aree già classificate, sia per quelle residue, in funzione delle opere previste.

14. Integrazioni nota prot. n.0815639/P/GEN

Con la nota prot. n. 0815639/P/GEN del 25/11/2025 è stata trasmessa la valutazione tecnica del progetto di fattibilità tecnico-economica, nella quale è stata evidenziata la necessità di recepire specifiche prescrizioni da attuare in fase esecutiva.

Il presente capitolo è finalizzato a dare riscontro al quesito **c)** e, in conformità a quanto previsto dal punto 2, lettera d), del decreto di finanziamento n. 52043/GRFVG del 10/11/2023, prevede l'integrazione di un elaborato cartografico contenente la proposta di riduzione delle pericolosità nelle aree di dissesto in relazione alle opere previste. Tale proposta è rappresentata graficamente nell'**Allegato 3**.

Ai fini di una maggiore completezza dell'elaborato, pur non rientrando strettamente nell'ambito di competenza, si ritiene opportuno fornire alcuni elementi integrativi utili a rispondere anche al punto **a)** delle prescrizioni formulate.

In particolare, si precisa che l'area non protetta dalla nuova barriera paramassi risulta attualmente messa in sicurezza mediante l'installazione di reti in aderenza e sistemi di chiodatura. Le reti in aderenza interessano l'intero costone roccioso, estendendosi anche al di sopra della galleria paramassi e raggiungendo in altezza la prima guglia rocciosa. Al di sopra di tale quota, la morfologia del versante presenta una configurazione articolata, caratterizzata da avvallamenti e guglie, che favorisce l'arresto dei blocchi provenienti dalle quote superiori in corrispondenza degli avvallamenti morfologici, senza che questi raggiungano necessariamente la sede stradale.

Si evidenzia inoltre che, nelle modellazioni bidimensionali e tridimensionali condotte, la superficie attualmente protetta con reti in aderenza e chiodature non è stata considerata come potenziale area sorgente. Tale scelta deriva dalla volontà di evitare un approccio eccessivamente cautelativo, che presupporrebbe il distacco di blocchi da porzioni di versante già adeguatamente messe in sicurezza. Va inoltre considerato che la valutazione del v.r.u. nell'area già messa in sicurezza risulta in ogni caso complessa e non sempre pienamente rappresentativa ai fini dello sviluppo di analisi robuste.

La presenza delle reti in aderenza rende pertanto in parte ridondante la barriera posizionata in prossimità della viabilità; tuttavia, quest'ultima risulta comunque utile per il contenimento di piccoli ciottoli, di dimensioni tali da poter attraversare le maglie della rete, che possono accumularsi alla base del versante, anche in considerazione del limitato sviluppo dello stesso.

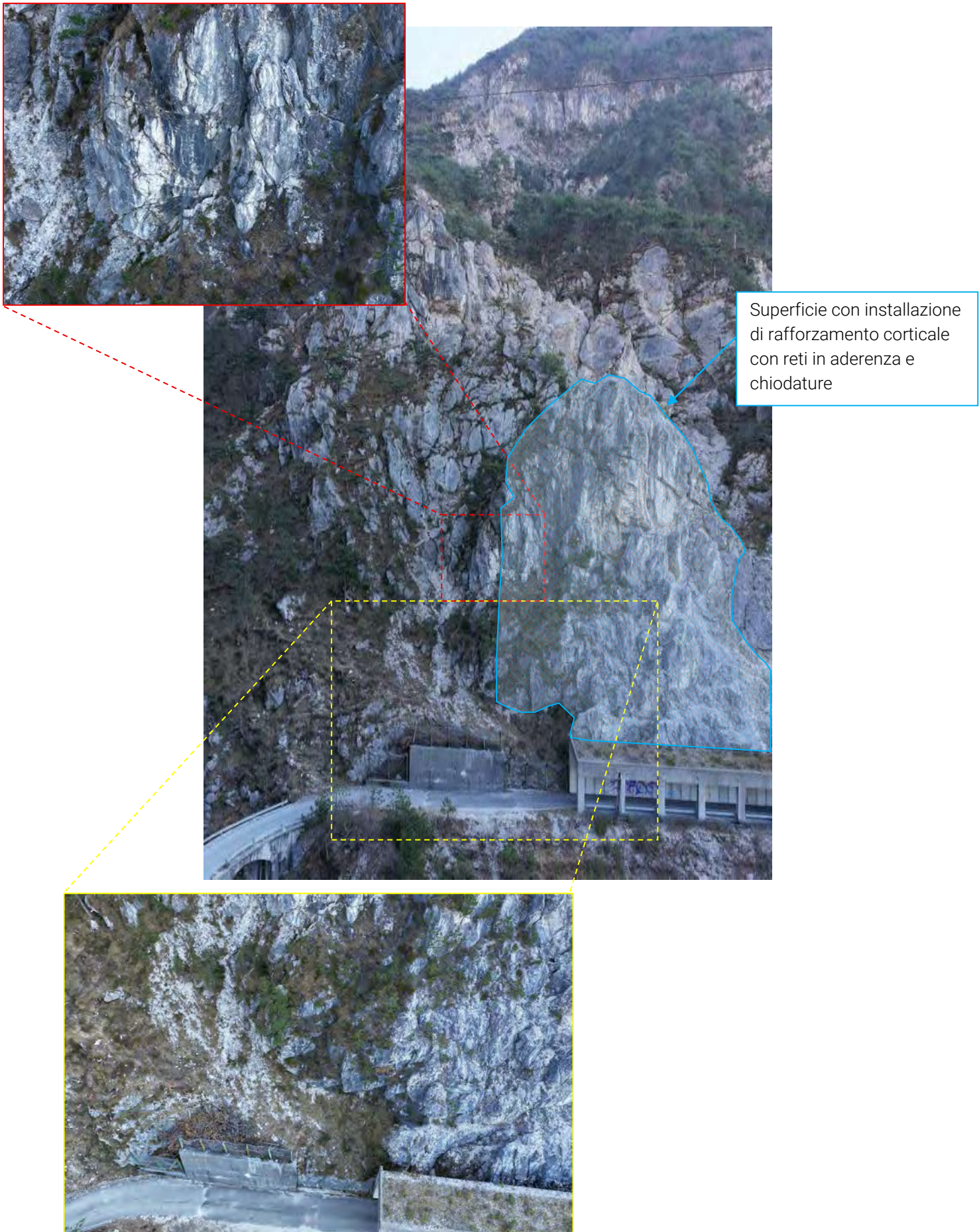


Figura 67. Stato di fatto a gennaio 2026, condizioni ed ubicazione della rete in aderenza.

15. Conclusioni

Il Comune di Venzone ha richiesto, con nota prot.498607 del 01/09/2023, un finanziamento per il completamento dell'intervento di messa in sicurezza del territorio della frana PAI n. 0301310200. Con Decreto n°52043/GRFVG del 10/11/2023 è stato assegnato al Comune di Venzone un trasferimento fondi di Euro 450.000 destinato alla messa in sicurezza delle pareti rocciose lungo la strada comunale Carnia-Tugliezzo – 2° lotto (frana PAI n. 0301310200).

Nel dettaglio il progetto riguarda la realizzazione di opere di difesa passiva a tergo della strada comunale di accesso alla località Tugliezzo, allo scopo di porre rimedio alla situazione di potenziale pericolo. I progettisti hanno ritenuto necessario prevedere specifici interventi che, tenuto conto della specificità dei problemi evidenziati e delle peculiarità del sito, in un quadro generale di valutazione degli aspetti salienti relativi alla dinamica dei fenomeni di dissesto, prevedano la realizzazione di opere di difesa dal pericolo di caduta massi e di stabilizzazione dei versanti per la tutela della pubblica incolumità e per il mantenimento di un sufficiente grado di sicurezza. In particolare, lo studio ha l'obiettivo di definire il modello di riferimento per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto degli interventi previsti. Le aree interessate dal II lotto si trovano a breve distanza da quelle già analizzate e messe in sicurezza nel corso del I lotto; di conseguenza, la caratterizzazione geologica e geomeccanica non presenta variazioni significative, poiché le indagini precedenti avevano già interessato l'intera zona soggetta ai fenomeni di caduta massi, compresa tra la galleria paramassi e l'intervento 2 (ricompreso nel I lotto). Tuttavia, in considerazione delle criticità riscontrate, si è ritenuto necessario eseguire specifiche modellazioni di caduta massi, sia bidimensionali (2D) che tridimensionali (3D), al fine di individuare la soluzione progettuale più idonea a garantire la sicurezza della viabilità comunale.

Lo studio si è sviluppato con un attento e dettagliato rilevamento di campagna volto a definire le caratteristiche generali e particolari dell'area, con l'individuazione delle caratteristiche idrogeologiche e la presenza di falde idriche superficiali, nonché le caratteristiche geomeccaniche degli ammassi rocciosi. Da quanto emerso dalle indagini effettuate, si può asserire che i dati acquisiti siano sufficienti per poter responsabilmente estrapolare quanto necessario alla fase progettuale dell'opera in progetto. Per quanto concerne poi gli aspetti geologico – geomorfologici relativi al sito ci si è basati fondamentalmente dall'analisi della documentazione esistente e sulle osservazioni elaborate in fase di sopralluogo, nonché dalle indagini eseguite.

Per quanto riguarda la classificazione sismica delle aree destinate agli interventi, si è proceduto in primo luogo alla determinazione della categoria di sottosuolo attraverso l'esecuzione di una prova HVSR (**Allegato 2**). Tale indagine ha permesso di stimare il valore di V_{Seq} , ed in base alla tabella 3.2. Il contenuta nelle NTC2018, si è verificato che il sito ricade in categoria di sottosuolo A. Mentre come categoria topografica si è ritenuto di inserire il sito in categoria T2, in quanto l'inclinazione media del pendio in esame è superiore ai 15°.

La realizzazione di interventi di messa in sicurezza è compatibile con le caratteristiche geologiche dei siti, apportando un miglioramento al contesto geomorfologico e geologico in cui si inseriscono e soddisfano le disposizioni di cui alle Norme Tecniche del P.A.I. e le Norme di Attuazione del PRGC. Le opere previste concorreranno a migliorare la stabilità dell'area. Dai rilievi eseguiti risulta chiaro come le instabilità morfologiche siano correlabili, in primo luogo, a dinamiche di crollo, che in alcuni casi risultano limitate per entità e volumi coinvolti, ma interagiscono negativamente con la viabilità avvenendo a monte della stessa.

Le simulazioni effettuate, con particolare riferimento a quelle 3D, confermano che la realizzazione di una barriera paramassi rappresenta la soluzione progettuale più efficace per la mitigazione del rischio da caduta massi lungo il versante in sinistra idrografica del Rio Tugliezzo.

In una prima fase sono state eseguite analisi 2D lungo due sezioni rappresentative, nello stato di fatto, inserendo dei *data collector* per analizzare in specifici punti i parametri ottenuti. Tali analisi sono state condotte in modalità *back analysis*. È stato assunto un volume di blocco pari a 3.51 m³ (sinistra idrografica) e

0.02 m³ (in destra idrografica) mentre la morfologia delle sezioni è stata ricavata da rilievi LiDAR della Regione FVG, assicurando un'elevata accuratezza nella restituzione geometrica.

I risultati, sintetizzati nella **Tabella 4**, mostrano un valore massimo di energia cinetica pari a 2598 kJ, un'altezza di rimbalzo di 3.9 metri (calcolo al 95° percentile) e una velocità massima di 18.7 m/s.

Successivamente è stata condotta un'ampia modellazione tridimensionale sull'intero versante. I dati di input sono stati calibrati sia sulla base delle osservazioni in sito sia mediante analisi a ritroso. Le aree sorgente sono state distinte in base ai rilievi eseguiti, e sono stati inseriti blocchi con volumi pari a 3.51 m³.

Le simulazioni 3D hanno fornito informazioni cruciali, tra cui le traiettorie di caduta, le probabilità di accadimento, i valori di energia cinetica, altezza di rimbalzo, velocità e angolo di incidenza. I valori massimi restituiti da questa modellazione risultano coerenti con quelli calcolati in 2D, sempre in corrispondenza della barriera in progetto, con:

- energia cinetica massima: **2000 kJ**
- altezza di rimbalzo: **4 m**
- velocità massima: **28.8 m/s**
- angolo di incidenza massimo: **41°**
- probabilità di accadimento: compresa tra **0.2%** e **5.2%**

Tolmezzo, gennaio 2026.

Dott.ssa Geol. Maria Nagostinis



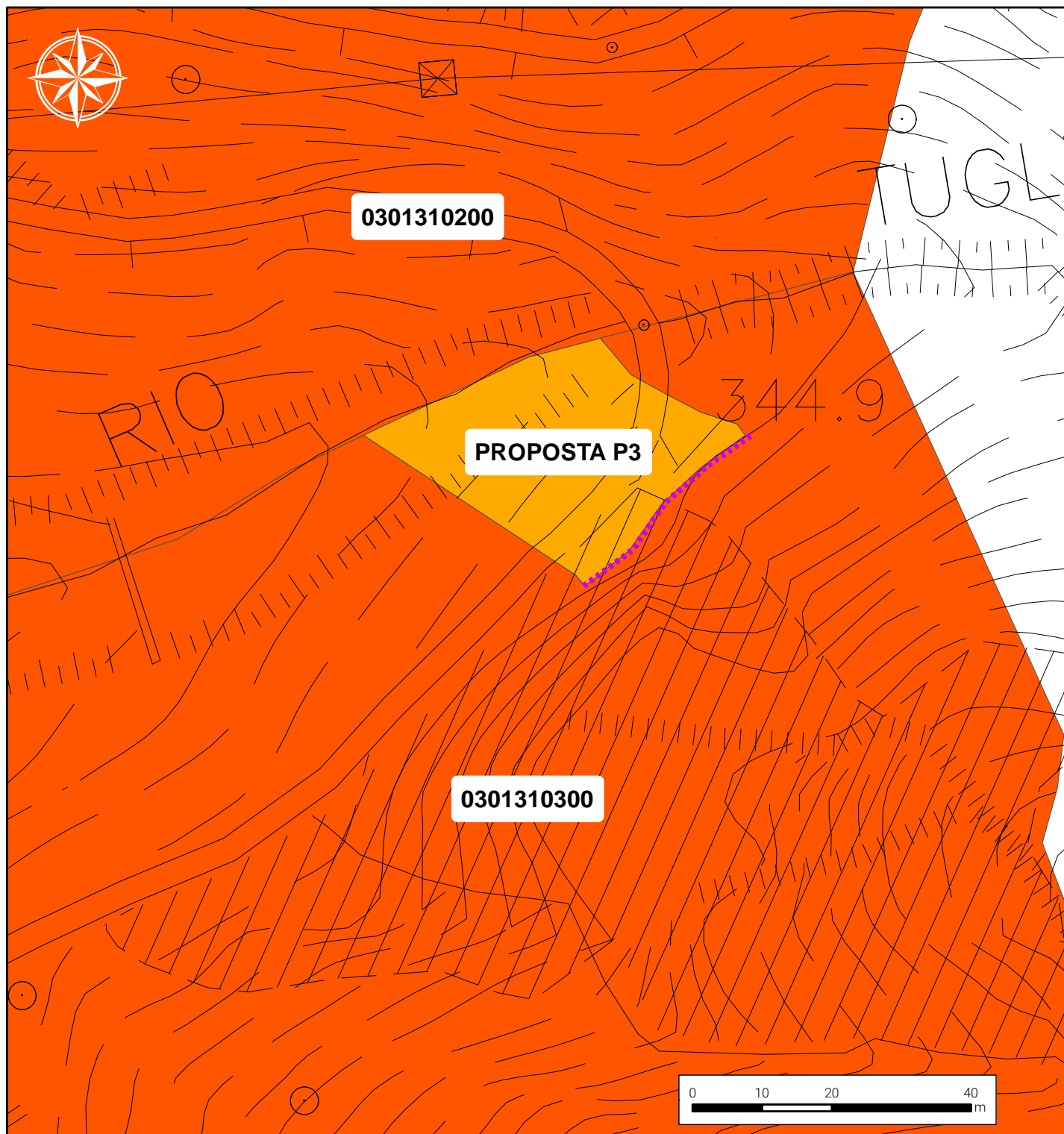




Indagine sismica passiva HVSR







Stazioni geomeccaniche (SGx)



Legenda

Perimetrazione e classi di pericolosità geologica

-  P1 - Pericolosità geologica moderata
-  P2 - Pericolosità geologica media
-  P3 - Pericolosità geologica elevata
-  P4 - Pericolosità geologica molto elevata

 Opera difensiva in progetto