



Città di Padula

Provincia di Salerno

Interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico e consolidamento distacco parti
rocciose in località "Petrara"
CUP: C34H20001030001

Responsabile Procedimento	
Dott. Angelo D'Aniello	
Progettazione Definitiva/Esecutiva:	Rilievo Geometrico 3D e Geostrutturale:
Ing. Michele Tamburini	Geol. Umberto Del Vecchio
Piano della Sicurezza:	Supporto al RUP:
Ing. Gabriele Petroccelli	Ing. Vincenzo D'Addessio
Relazione Geologica	Collaudo Tecnico/Amministrativo:
Geol. Marcello Ferrigno	Ing. Angelo Maiorino

Rilievi Geometrico Tridimensionale e Geostrutturale			
Rilievo Geostrutturale:		Rilievo Geometrico Tridimensionale:	
Geol. Umberto Del Vecchio		Ing. Maria Danzi	
N. Elaborato:	Titolo elaborato:	Rev:	Data:
A.01	A - elaborati generali Relazione tecnica generale	01	16.03.2022
		Scala:	/

INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	INQUADRAMENTO GENERALE.....	7
1.1.	Inquadramento geologico.....	8
3.	ANALISI DEL SISTEMA DEI VINCOLI E DELLA PIANIFICAZIONE VIGENTE..	9
4.	QUADRO VINCOLISTICO VIGENTE (PSAI).....	11
5.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA.....	14
7.	INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA	27
	TIPOLOGIE DI INTERVENTO PER LA STABILIZZAZIONE DEI PENDII/COSTONI IN ROCCIA.....	29
8.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA REALIZZARE.....	31
8.1	DISGAGGIO	32
8.2	RAFFORZAMENTO CORTICALE.....	33
8.3	IMBRACATURA DEGLI ELEMENTI LAPIDEI	36
8.4	REALIZZAZIONE DI UNA SOTTOMURAZIONE IN C.A. IN CORRISPONDENZA DEL SETTORE DI COSTONE ROCCIOSO COSTITUITO DA UNO SCAVERNAMENTO IMPOSTATO SU ALLINEAMENTI STRUTTURALI.....	38
9.	CONCLUSIONI	41

1. PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Padula (SA) intende provvedere a redigere il progetto definitivo-esecutivo, per la definizione ed il proporzionamento degli “***Interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico e consolidamento distacco parti rocciose in località "Petrara"***”.

Gli interventi previsti per mitigare le condizioni di pericolosità intrinseca dell'area in studio si possono ritenere di tipo “attivo”, ovvero interventi di ingegneria geotecnica da realizzare in parete per prevenire l'insorgere di ulteriori potenziali cinatismi dei massi.

Nel seguito si giustificano in dettaglio le scelte progettuali adottate, riferendole alle problematiche di stabilità dell'ammasso roccioso e alla volumetria degli elementi lapidei potenzialmente instabili presenti sul costone roccioso in studio.

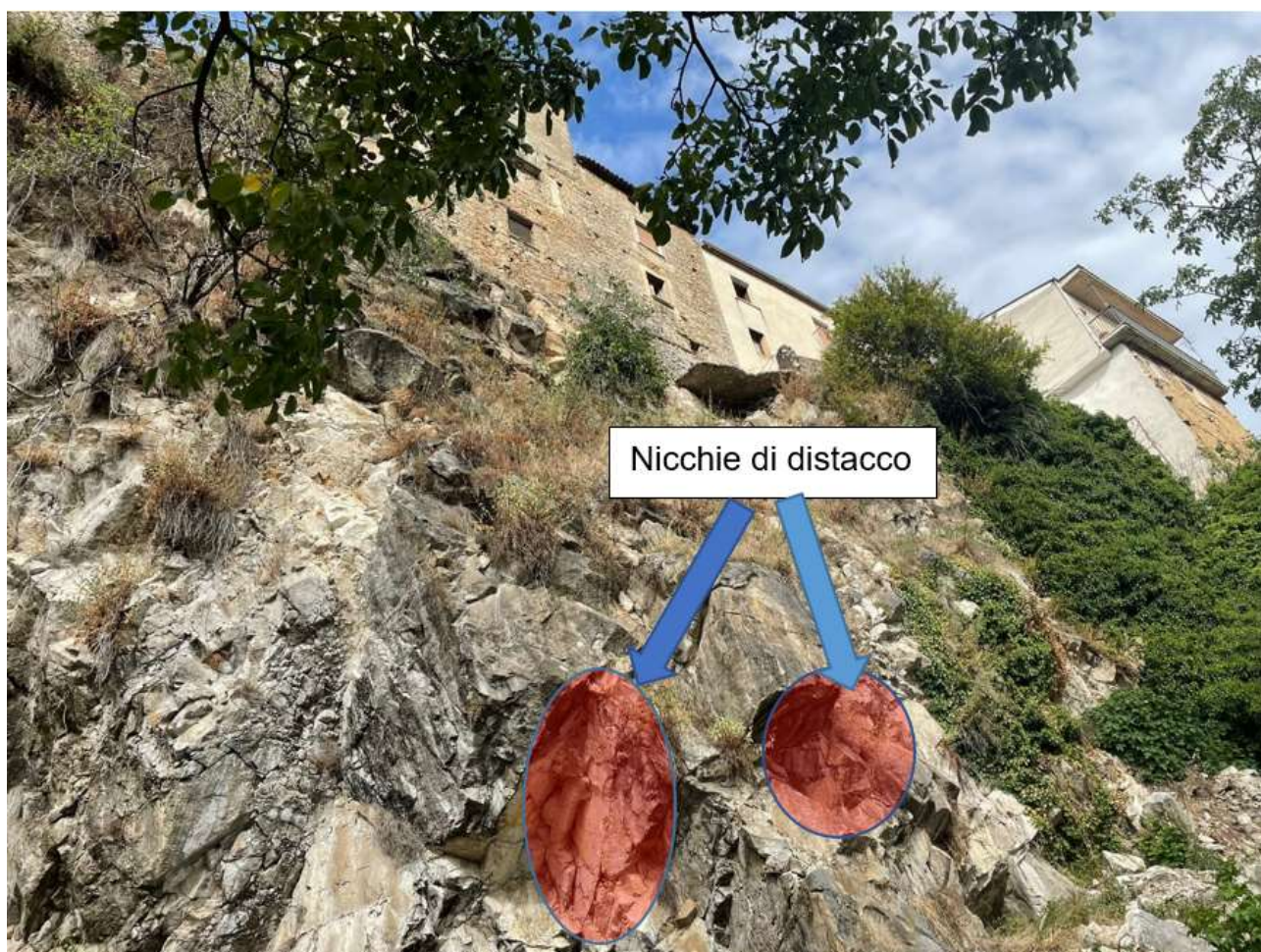
L'approccio metodologico utilizzato nel seguente lavoro è stato di tipo interdisciplinare, derivante da analisi integrate di tipo geologiche, geomorfologiche e geotecniche.

In particolare si è proceduto ad impostare un lavoro i cui esiti partono da una base conoscitiva costituita da:

- ❖ Sopralluoghi operativi nelle aree di indagine finalizzati alla corretta pianificazione delle attività di rilievo e analisi di scenario e verifica delle interferenze per l'esecuzione di voli mediante SAPR (sistema aeromobile a pilotaggio remoto);
- ❖ esecuzione del rilievo fotogrammetrico di prossimità mediante SAPR (mediante voli pianificati);
- ❖ elaborazione, filtraggio e trattamento dati raccolti da fotogrammetria, al fine di realizzare un modello tridimensionale dell'ammasso roccioso con resa fotorealistica, alla risoluzione richiesta e per redigere ortofoto prospettiche ad alta risoluzione da utilizzare in fase di rilevamento geologico.
- ❖ ispezione e caratterizzazione delle situazioni di dissesto presenti, al fine di ricavare informazioni circa la pericolosità per fenomeni di crollo.
- ❖ esecuzione di un rilievo completo ad alta risoluzione mediante fotogrammetria di prossimità da drone, per la realizzazione dei modelli tridimensionali e delle basi di rappresentazione.
- ❖ valutazione dell'assetto degli ammassi rocciosi affioranti nell'area oggetto di studio, osservandone le caratteristiche geologiche, geostrutturali e geomeccaniche. le attività di rilievo ed ispezione sono state eseguite in parete e lungo i pendii scoscesi da geologi rocciatori certificati all'uso di sistemi di accesso e posizionamento mediante funi, ai sensi del D.Lgs. 81/2008 del 09 aprile 2008 e del D.Lgs. 106/2009 e delle successive modifiche e integrazioni. I geologi rocciatori sono stati coadiuvati da geologi a terra per il coordinamento delle operazioni.
- ❖ analisi stratigrafica dei depositi (i cosiddetti “indicatori silenziosi” o “testimoni muti”) mediante trincee esplorative.
- ❖ N. 5 prove sismica HVRS
- ❖ N. 1 prova sismica di superficie di tipo MASW
- ❖ N. 2 prove tomografiche elettriche denominate Ert 01 e Ert 02
- ❖ N. 1 prova di laboratorio di compressione della roccia (point load test)



Blocchi lapidei crollati



Costone roccioso oggetto d'intervento



I dati raccolti ed elaborati sono stati integrati, per la parte generale e di inquadramento, con una serie di documenti tecnico-scientifici prodotti sull'area in esame.

Nel prosieguo del lavoro si giustificano in dettaglio le scelte progettuali adottate, riferendole alle problematiche di stabilità dell'ammasso roccioso e alla volumetria degli elementi lapidei potenzialmente instabili rilevati lungo il costone roccioso oggetto d'intervento.

In particolare, dopo una breve descrizione dei luoghi e un cenno geologico, si riferisce sui rilievi e sulle ispezioni effettuate. Si illustrano, quindi, le caratteristiche geostrutturali e le proprietà meccaniche

dell'ammasso roccioso, rappresentandone i problemi di stabilità. In ultimo, si descrivono gli interventi previsti e si riportano i calcoli eseguiti per il relativo dimensionamento.

Gli interventi a farsi, descritti nei paragrafi successivi, oltre a configurarsi come interventi di mitigazione del rischio idrogeologico, si configurano anche come interventi tesi alla promozione di un'azione di tutela, riqualificazione e valorizzazione ambientale.

Le opere di sistemazione idrogeologica contemplate nel presente progetto sono finalizzate alla messa in sicurezza e dunque alla mitigazione del rischio di una porzione del costone roccioso de quo.

2. INQUADRAMENTO GENERALE

Il rilievo ha interessato il costone in località Petrara, ubicato nel centro antico di Padula, che è una vecchia cava utilizzata anche per estrarre materiale per edificare la Certosa di San Lorenzo.

L'area interessata dal rilievo è caratterizzata da un profondo scavernamento sul quale insiste una cortina di antichi edifici.



Figura 1: Inquadramento dell'area di interesse.

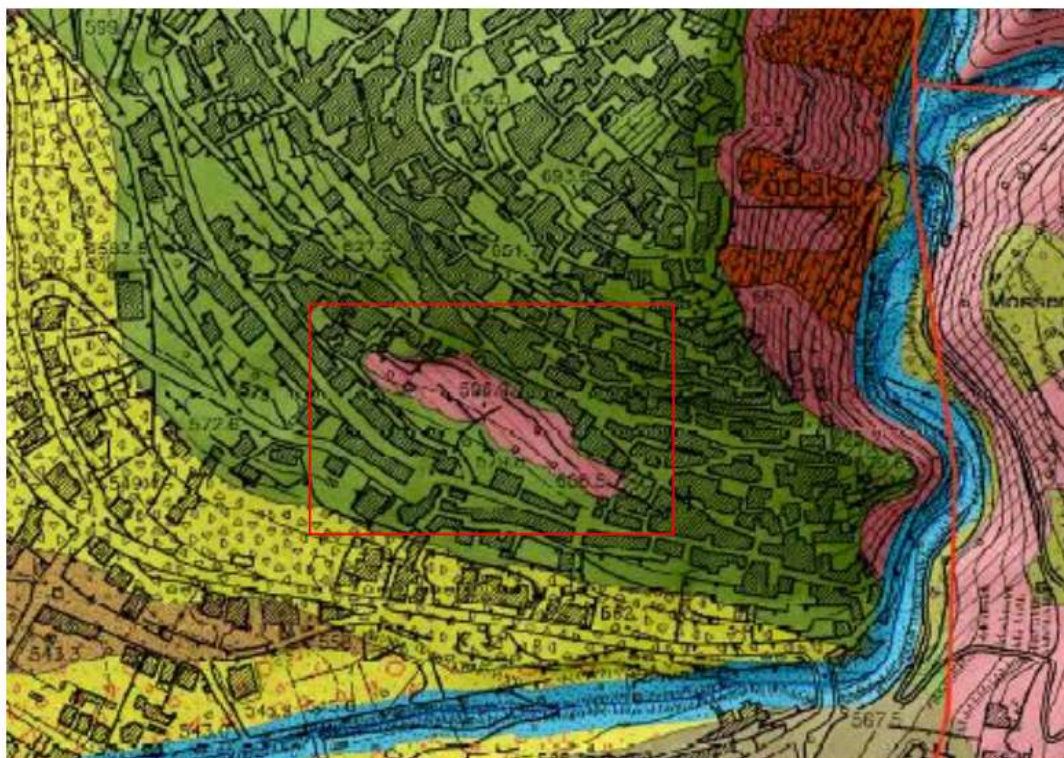
Catastalmente l'area si trova nel catasto terreni del comune di Padula al Foglio 20 particelle 1337, 1338, 1916, 1917 e 1919.



Figura 2 Sovrapposizione ortofoto - catastale

1.1. Inquadramento geologico

Nell'intorno affiorano calcari bianco-grigiastri, da ben stratificate a massive molto fratturati con evidenti piani di faglia. Lo spessore di tale unità può raggiungere i 3000 m ed è distinguibile in affioramenti o sub-affioramenti sotto copertura superficiale. Mentre il piazzale antistante è costituito da materiale detritico crollato dal costone e lungo il versante.



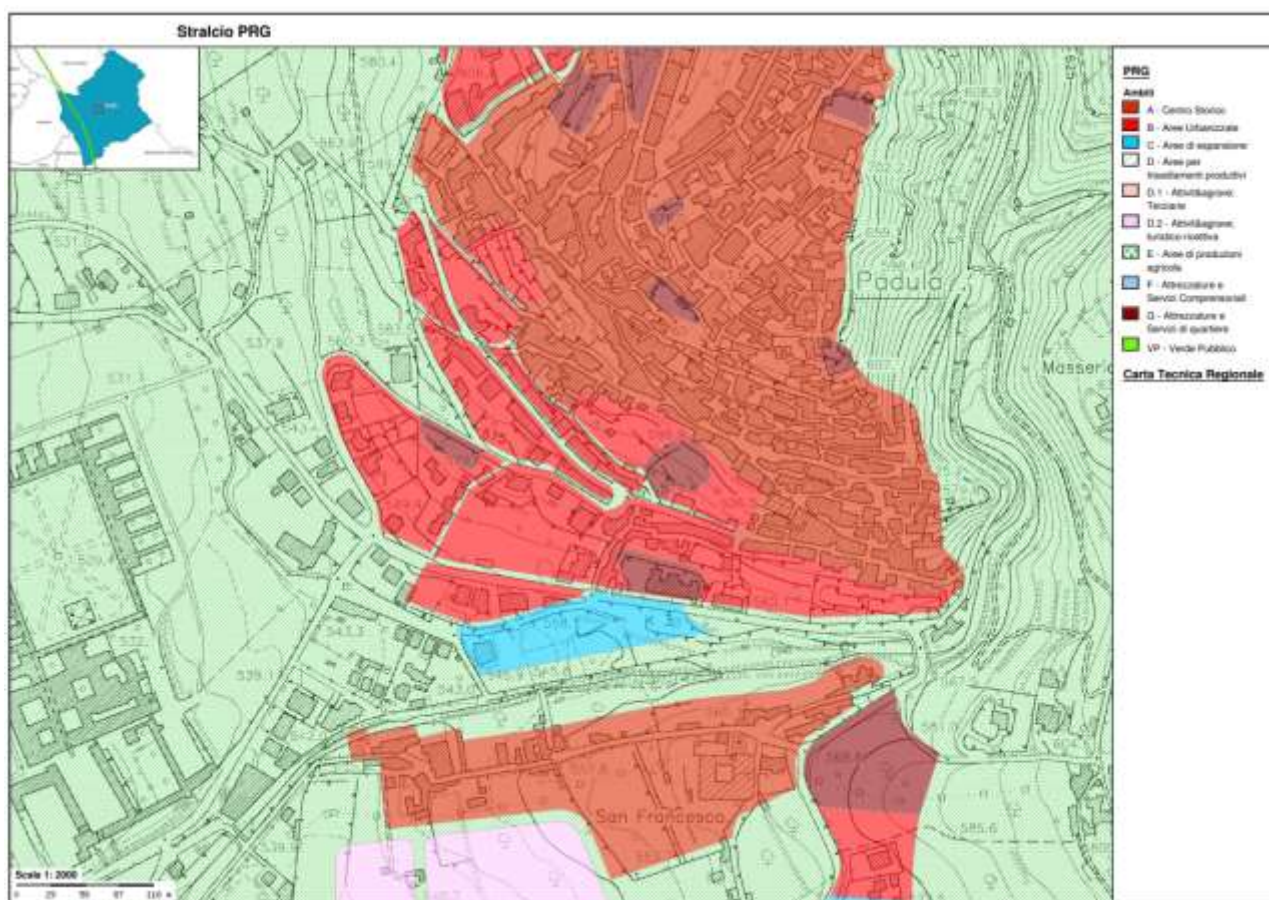
Inquadramento geologico dell'area (fonte carta geolitologica, scala 1:5.000, elemento 5040, elaborato nel Piano Urbanistico Comunale nel 2016)

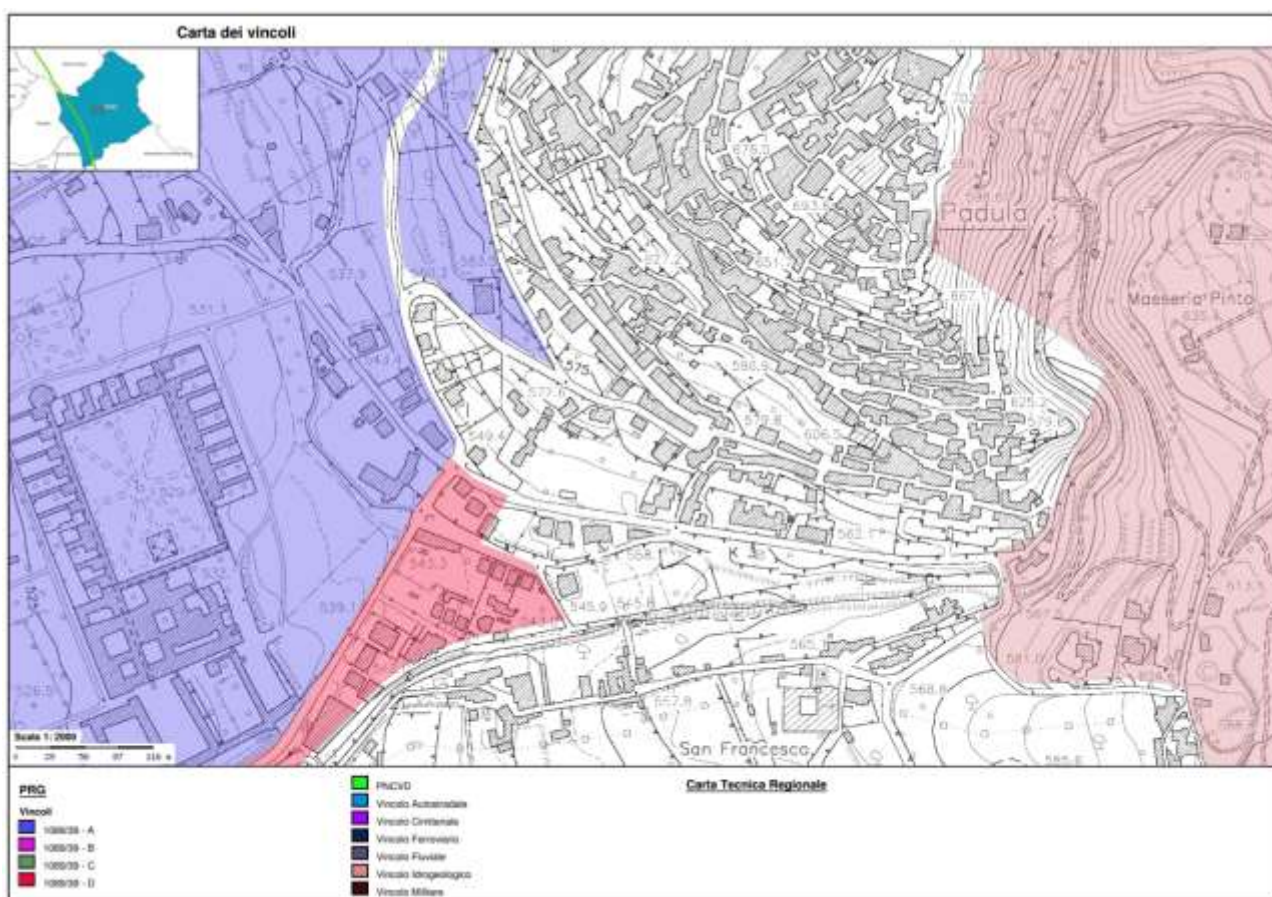
3. ANALISI DEL SISTEMA DEI VINCOLI E DELLA PIANIFICAZIONE VIGENTE

Al fine di determinare possibili interferenze degli interventi a farsi con la pianificazione urbanistica comunale e con la pianificazione territoriale di settore, si è proceduto ad analizzare la stessa e ad individuare il sistema dei vincoli presente sul territorio, i cui risultati sono facilmente deducibili dalla consultazione della tavola EG.02.

Relativamente al Piano Regolatore Generale del comune di Padula (SA), la zona di interesse è classificata come ZONA B, ovvero zona di Completamento (v. Tav.G.02).

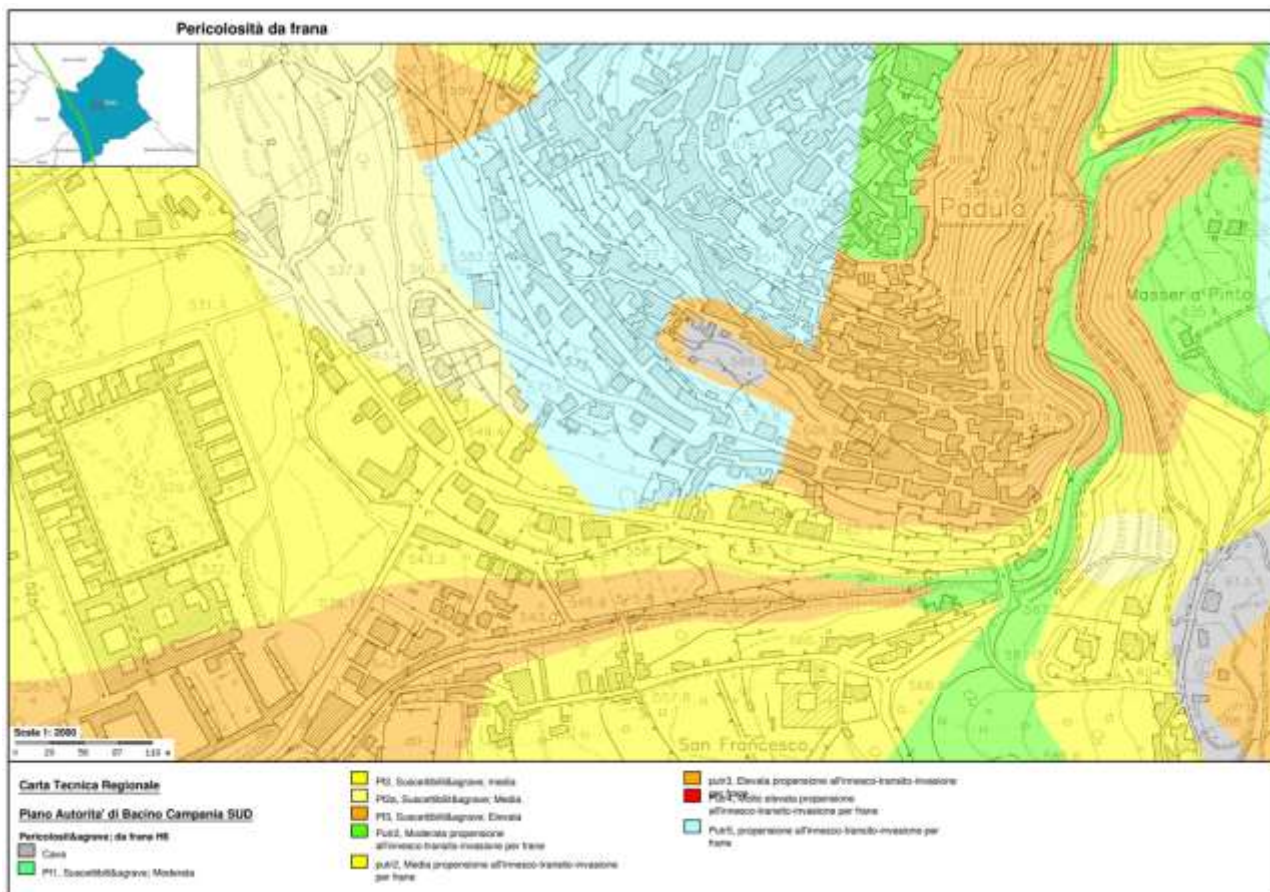
Per quanto riguarda i siti della Rete Natura 200 l'intervento, in parte, al di fuori della perimetrazione dei siti SIC e ZPS, inoltre l'intervento in progetto non ricade tra le opere da assoggettare a procedura di valutazione di Impatto Ambientale, in quanto non ricade negli interventi elencati negli Allegati A e B del Regolamento VIA della Regione Campania e l'area non è vincolata ai sensi del D.Lvo 42/2004.



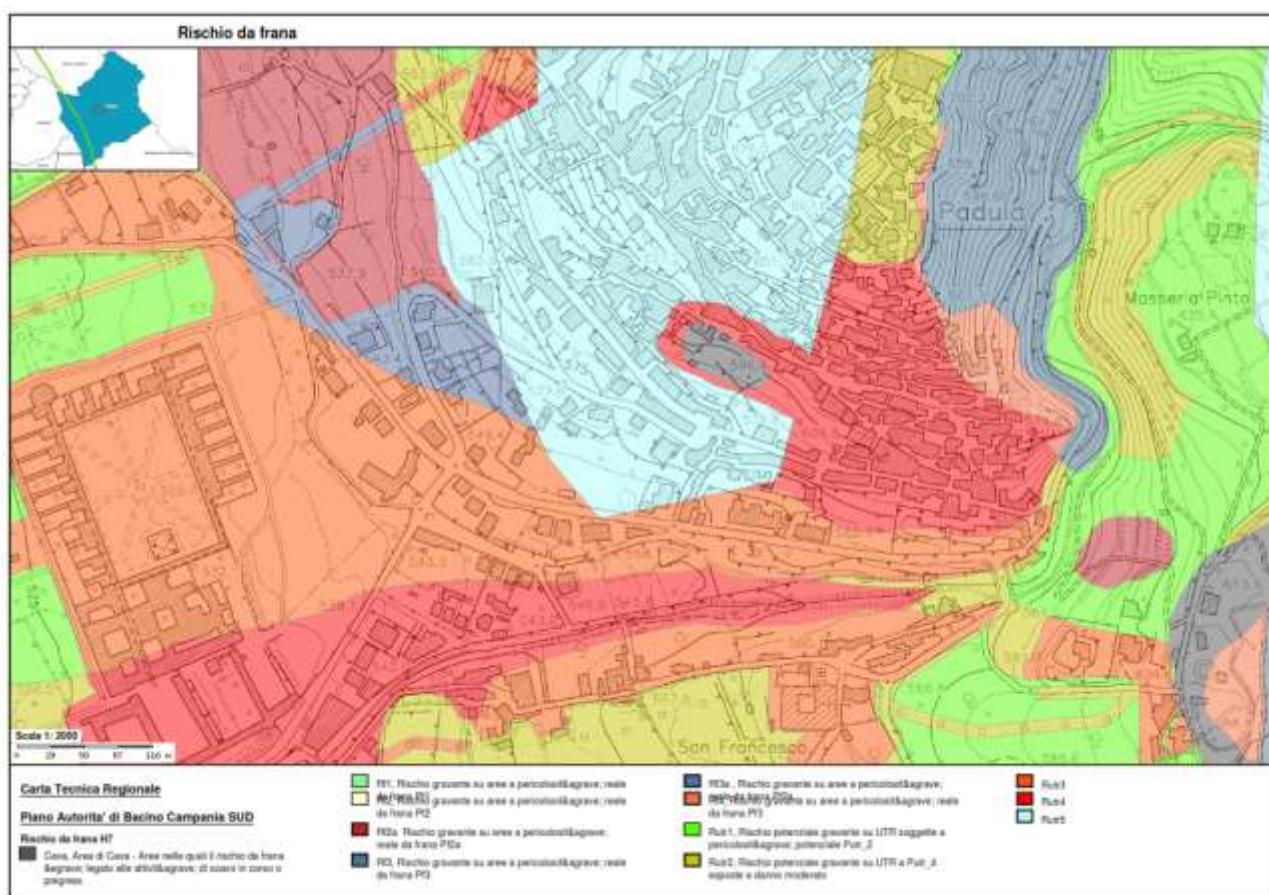


4. QUADRO VINCOLISTICO VIGENTE (PSAI)

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.S.A.I.) è il sistema conoscitivo, normativo e tecnico operativo attraverso il quale sono pianificate e programmate le azioni, le norme d'uso del suolo e gli interventi riguardanti l'assetto idrogeologico del territorio di competenza della già Autorità di Bacino Interregionale del fiume Sele. Nell'ambito della cartografia del rischio prodotta per tale Piano, l'area di studio è perimetrata come area P4 (Pericolosità molto elevata) e area R4 (Rischio molto elevato).



Carta pericolo da frana, PSAI Autorità di Bacino ex Campania Sud.



Carta rischio da frana, PSAI Autorità di Bacino ex Campania Sud.

5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riportano di seguito le principali normative di riferimento:

- DM Infrastrutture 17 Gennaio 2018 –“NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018”
- Circolare esplicativa 21 Gennaio 2019, n°7, C.S.LL.P..
- O.P.C.M. 3519/2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- L.18/05/1989 n° 183 “Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico” e art. 17, comma 6 “Interventi sulla rete idrografica e sui versanti”, Norme di Attuazione.
- PIANO STRALCIO PER L’ASSETTO IDROGEOLOGICO - Autorità di Bacino Interregionale della Regione Campania.
- “LINEE GUIDA PER LO STUDIO DI VERSANTI IN ROCCIA” Autorità di Bacino regionale della Campania Centrale.
- AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni AICAP.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Durante il rilievo geostrutturale eseguito sul fronte roccioso anche mediante accesso diretto in cordata, si è proceduto all'ispezione del fronte stesso. L'ispezione del fronte è stata rivolta principalmente all'individuazione degli elementi geomorfologici significativi per la stabilità, con particolare attenzione agli elementi strutturali, ai caratteri morfologici delle forme del rilievo in relazione al quadro geologico e strutturale.

Le risultanze di tale ispezione sono state fondamentali per elaborare le cartografie tematiche di prospetto, carta prospetto geomorfologico e carta prospetto geostrutturale in scala 1:100 (Tavola 5 – elaborato 8 redatta dal dott. Geol. Umberto Del Vecchio).

La carta in oggetto riporta gli elementi geomorfologici significativi al fine di individuare le emergenze e le criticità per la stabilità del costone roccioso.

Settore di versante a pendenza sub-verticale con elevato grado di fratturazione; presenza di fasce milonitiche; distacchi di volumi generalmente < 0.5 mc

In questa voce rientra prevalentemente l'area dello scavernamento, laddove l'elevato grado di fratturazione, associato alla presenza di faglie e fratture persistenti ha determinato uno stato critico dove sono frequenti distacchi di masse instabili generalmente con volume inferiore a 0.5 mc. In tale area rientrano anche delle fasce milonitiche associate alle faglie presenti e cartografate.

Settore di versante a pendenza sub-verticale con alto grado di fratturazione; distacchi di volumi generalmente 0.5-1 mc; presenza di blocchi isolati di dimensioni > 1 mc

In questa voce rientra prevalentemente l'area ad est dello scavernamento, laddove la presenza di un alto grado di fratturazione determina la presenza di blocchi isolati e frequenti distacchi di masse instabili generalmente con volume compreso tra 0.5 e 1 mc. Sono segnalati anche blocchi isolati di dimensioni superiori a 1 mc..

Cumulo di frana al piede della parete con volumetria dei clasti < 0.2 mc

Al piede del costone, in massima parte nel settore caratterizzato da un elevato grado di fratturazione e presenza di faglie, è presente un cumulo di frana costituito dai blocchi caduti dal costone, principalmente dallo scavernamento e accumulatisi al piede; il volume è molto variabile ma generalmente inferiore a 0.2 mc, anche se sono presenti blocchi di volume maggiore.



- 1) settore di versante con elevato grado di fratturazione
- 2) settore di versante con alto grado di fratturazione
- 3) cumulo di frana al piede della parete

Liscione di faglia con giacitura

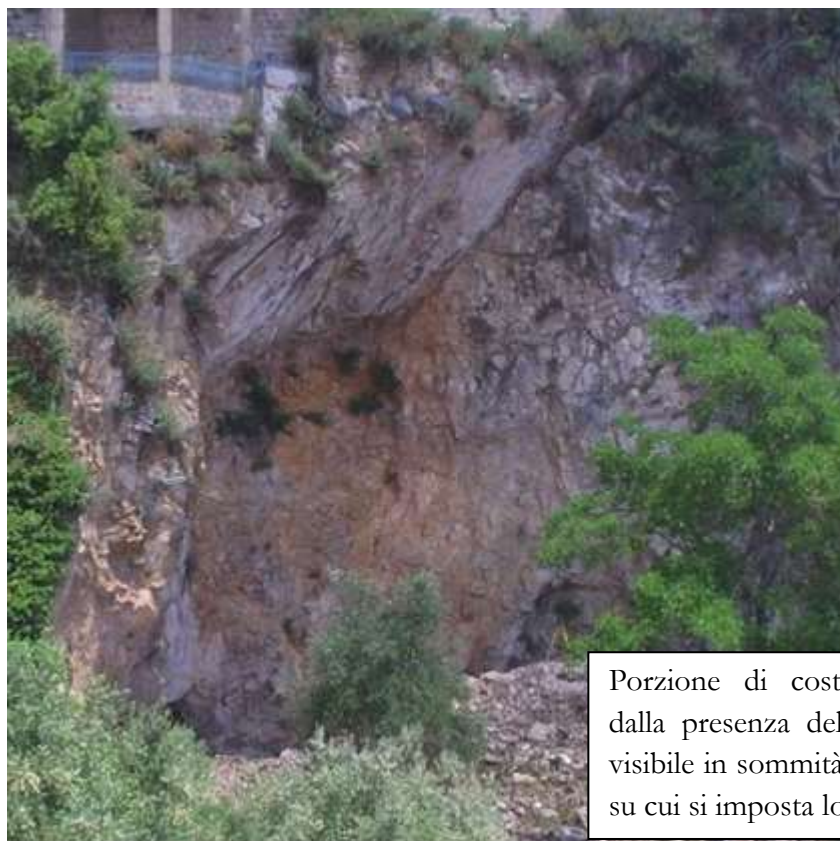
In questa voce rientrano i piani e liscioni di faglia individuati e cartografati; è riportata la giacitura presa in campo.



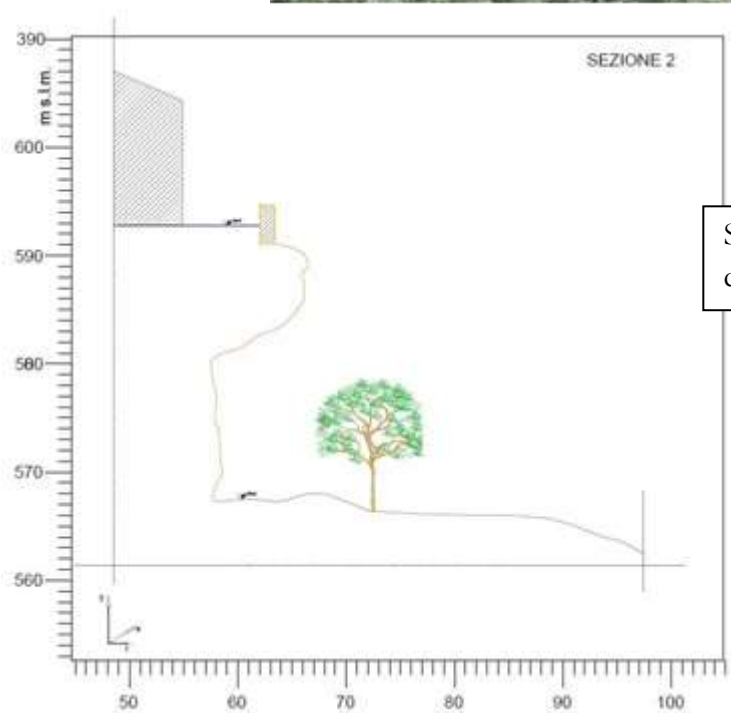
Vista del liscione di faglia che sovrasta lo scavernamento, durante la fase di ispezione in parete

Scavernamento impostato su allineamenti strutturali

Il costone è caratterizzato dalla presenza di uno scavernamento impostato su allineamenti strutturali tra cui la faglia illustrata nella foto precedente. La morfologia dello scavernamento rende aggettante il costone nella porzione interessata e rende difficoltoso un intervento di mitigazione. Lo scavernamento rientra nel settore di versante a pendenza sub-verticale con elevato grado di fratturazione




Porzione di costone caratterizzato dalla presenza dello scavernamento; visibile in sommità il liscione di faglia su cui si imposta lo scavernamento




Sezione morfologica con andamento dello scavernamento

Nicchia recente da fenomeni di crollo

In questa voce rientrano tutte le nicchie associate a distacchi recenti, sia se questi interessano solo la roccia sia se interessano anche strutture antropiche e/o fabbricati



Nicchia di distacco che ha interessato struttura antropica (solaio esterno)



Nicchia di distacco che ha interessato il costone roccioso sotto le strutture

Blocchi rocciosi isolati e/o instabili con riferimento

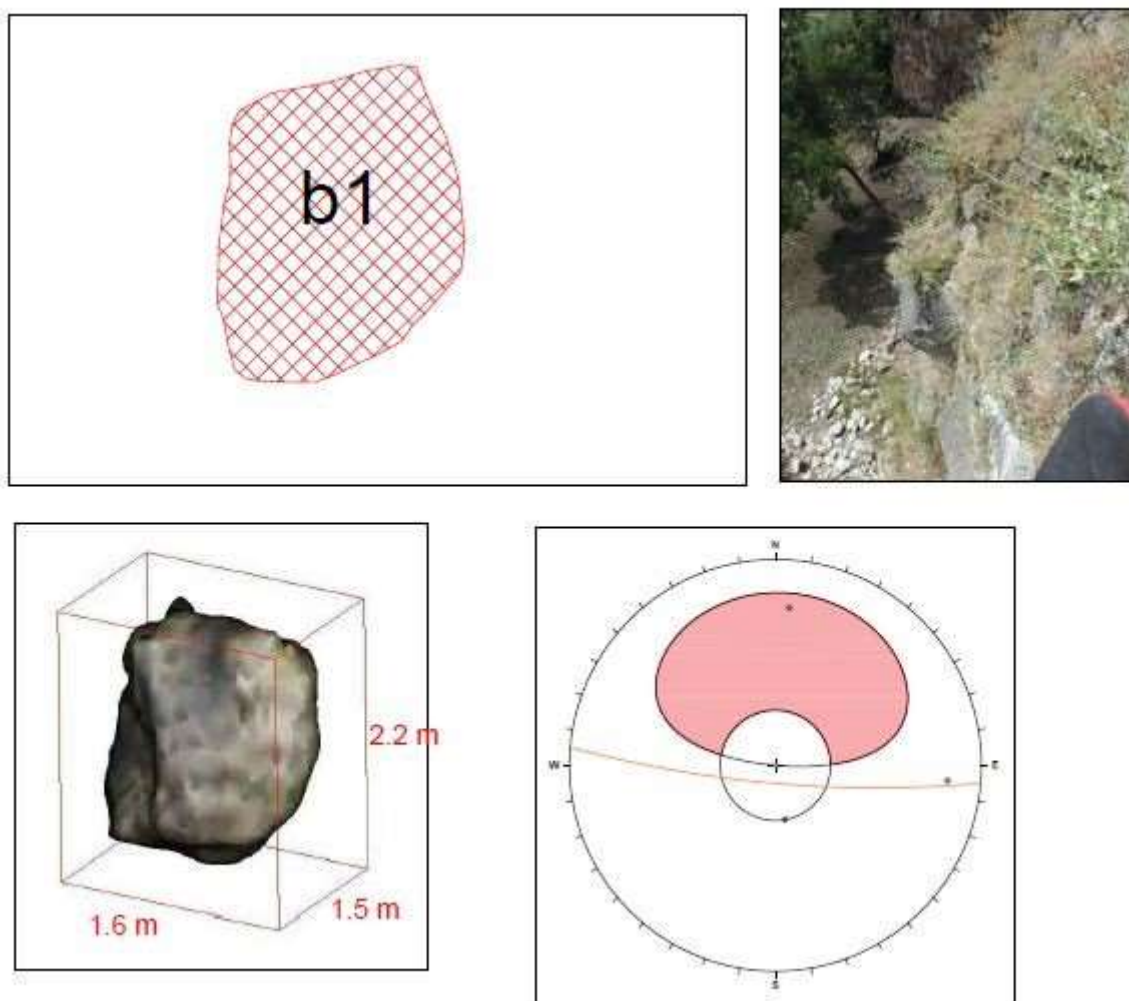
Sul fronte roccioso sono stati individuati alcuni blocchi dislocati e/o isolati in condizioni di precario equilibrio il cui volume è compreso tra 5 e 0.5 mc.

Nella tavola è riportato anche il volume calcolato sulla base del rilievo tridimensionale eseguito; la tabella dei volumi viene riportata anche di seguito:

Blocco	Volume (MC)
B1	5.2
B2	4
B3	1.3
B4	1
B5	1.4
B6	0.5
B7	0.5
B8	1.6
B9	5.9
B10	0.6
B11	0.4

Di seguito sono descritti singolarmente con particolare riferimento al quadro fessurativo, le dimensioni, il cinematismo più probabile di instabilità.

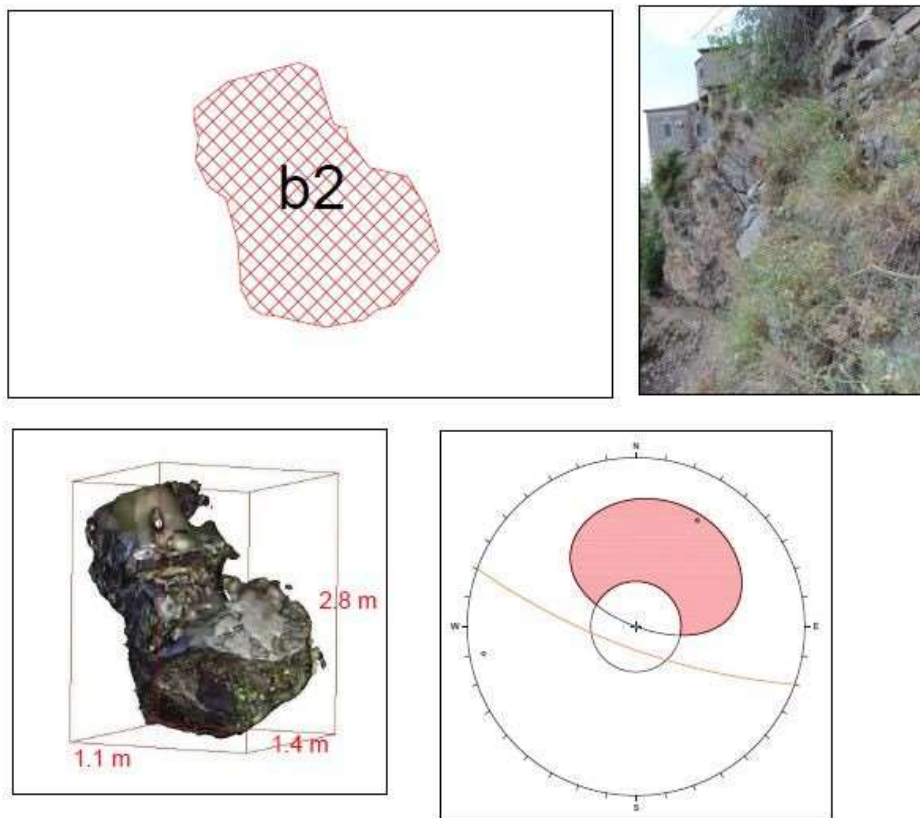
Blocco B1 – 5.2 mc



Descrizione del cinematismo:

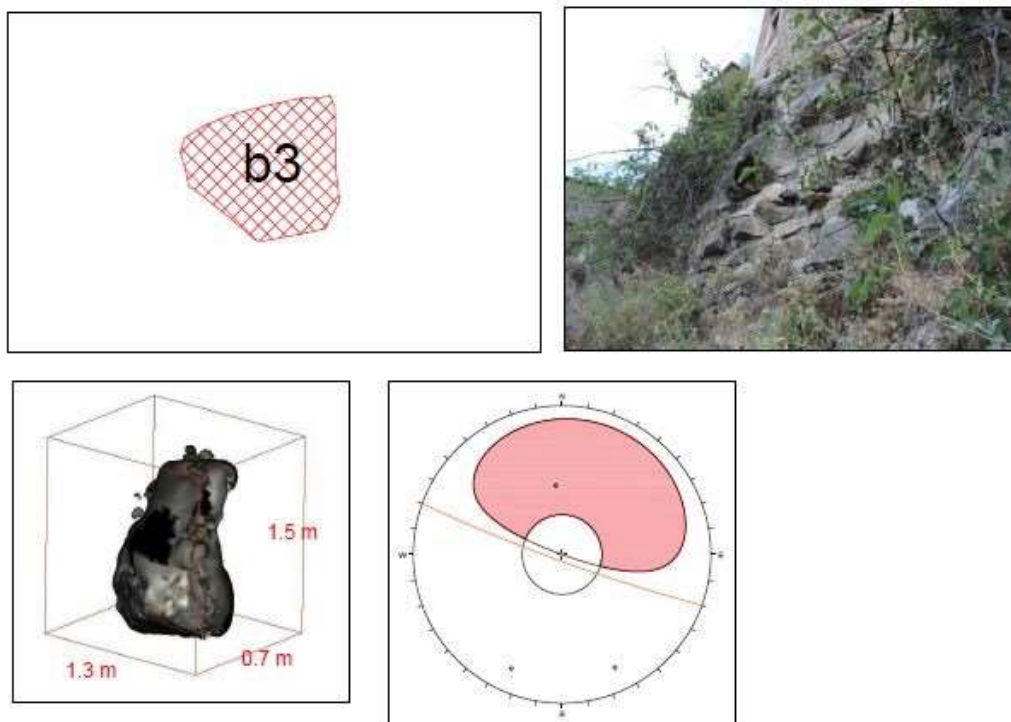
Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

Blocco B2 – 4 mc



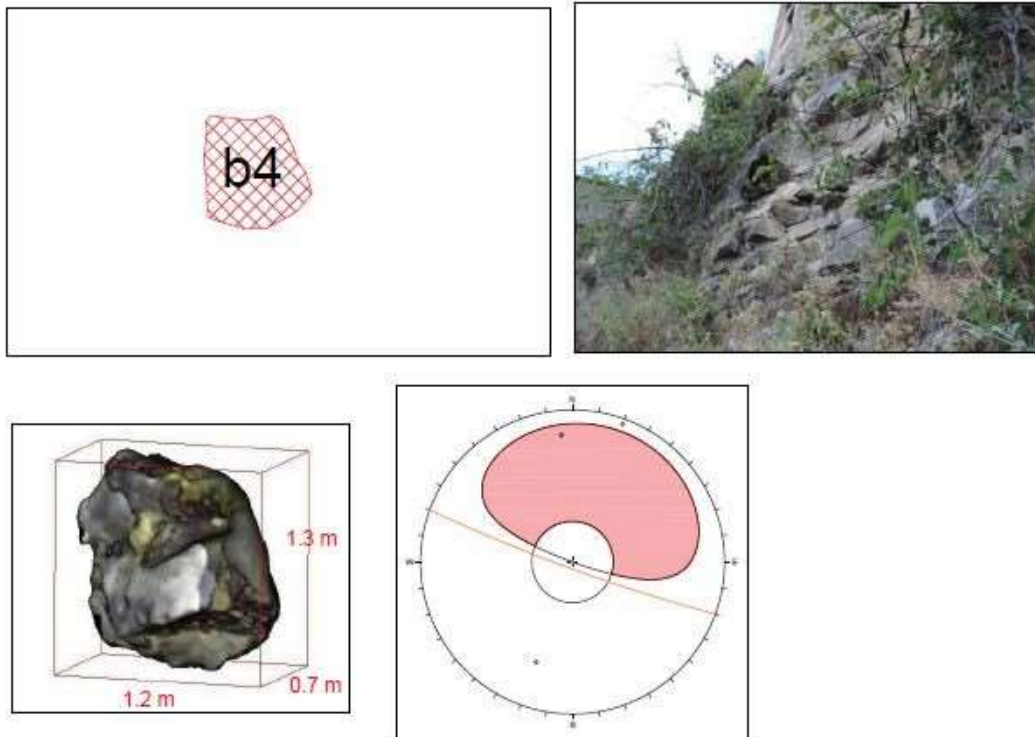
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

Blocco B3 – 1.3 mc



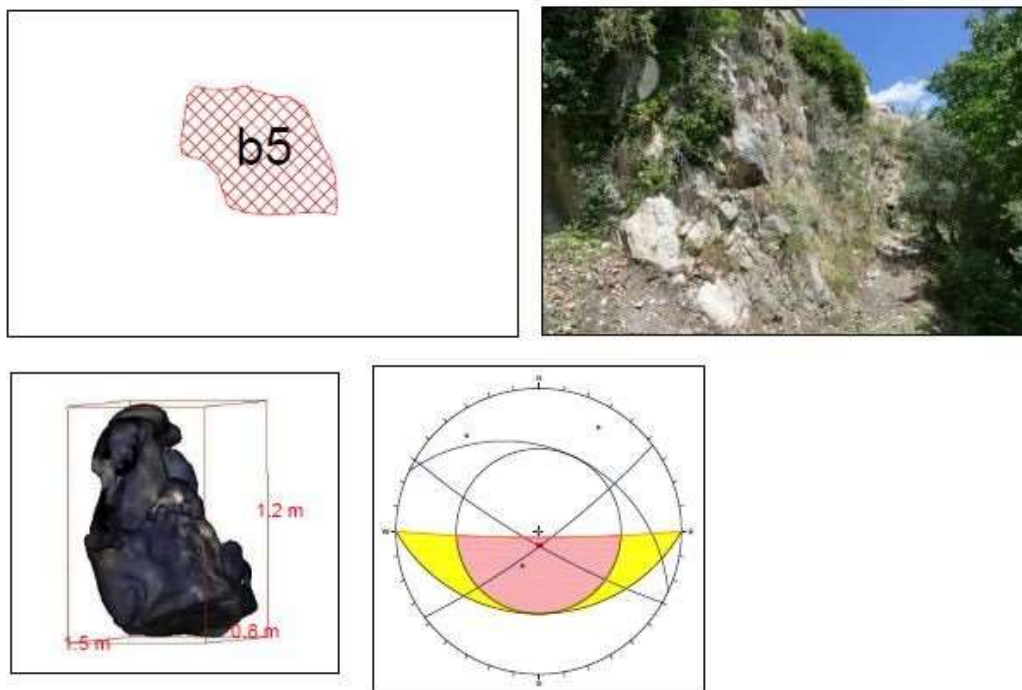
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

Blocco B4 – 1 mc



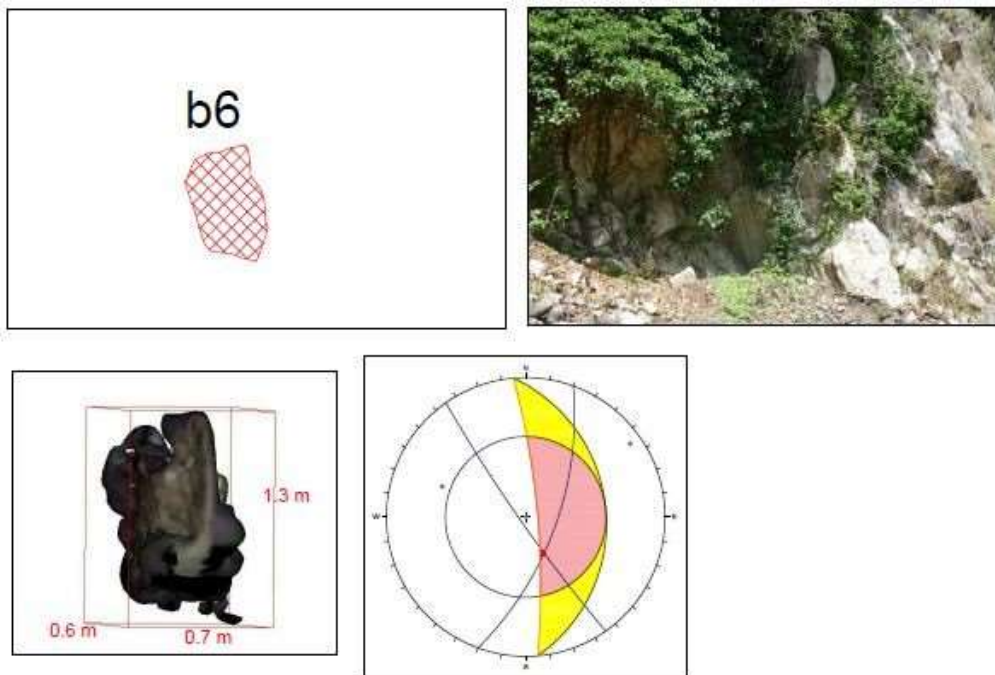
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare

Blocco B5 – 1.4 mc



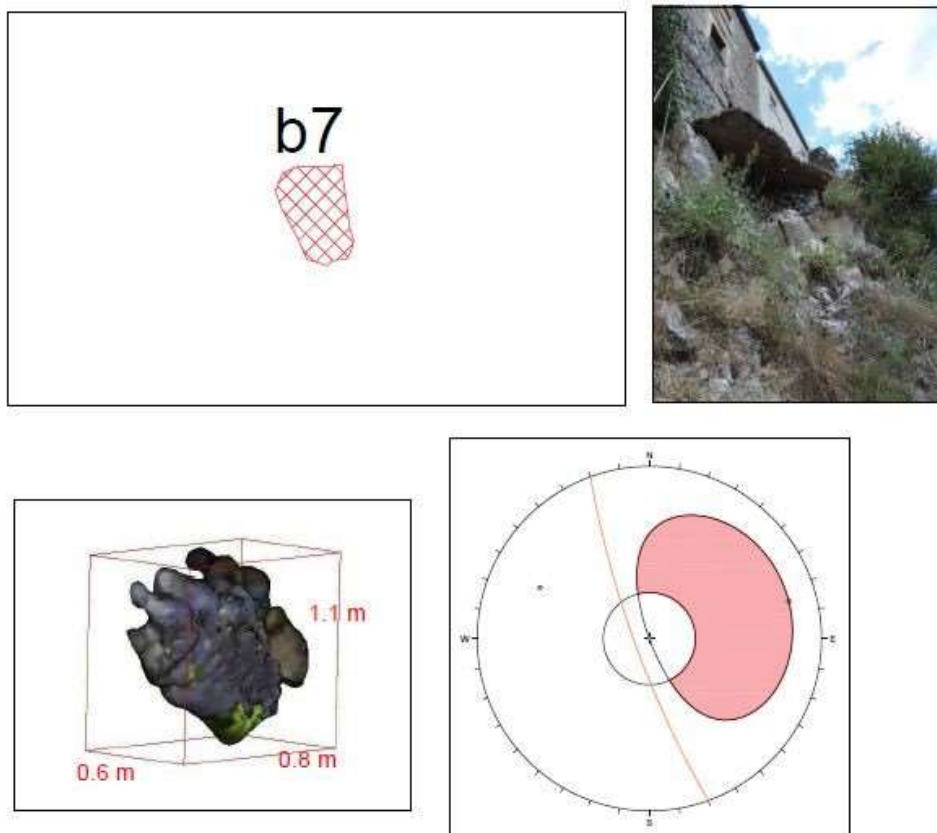
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte che ne determinano l'isolamento; possibile scivolamento a cuneo.

Blocco B6 – 0.5 mc



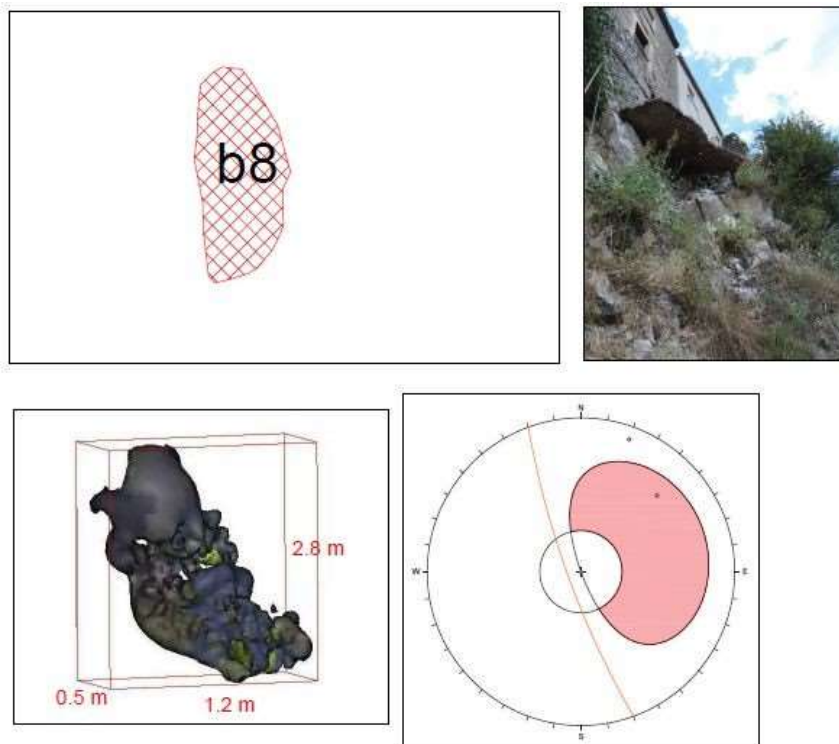
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte che ne determinano l'isolamento; possibile scivolamento a cuneo.

Blocco B7 – 0.5 mc



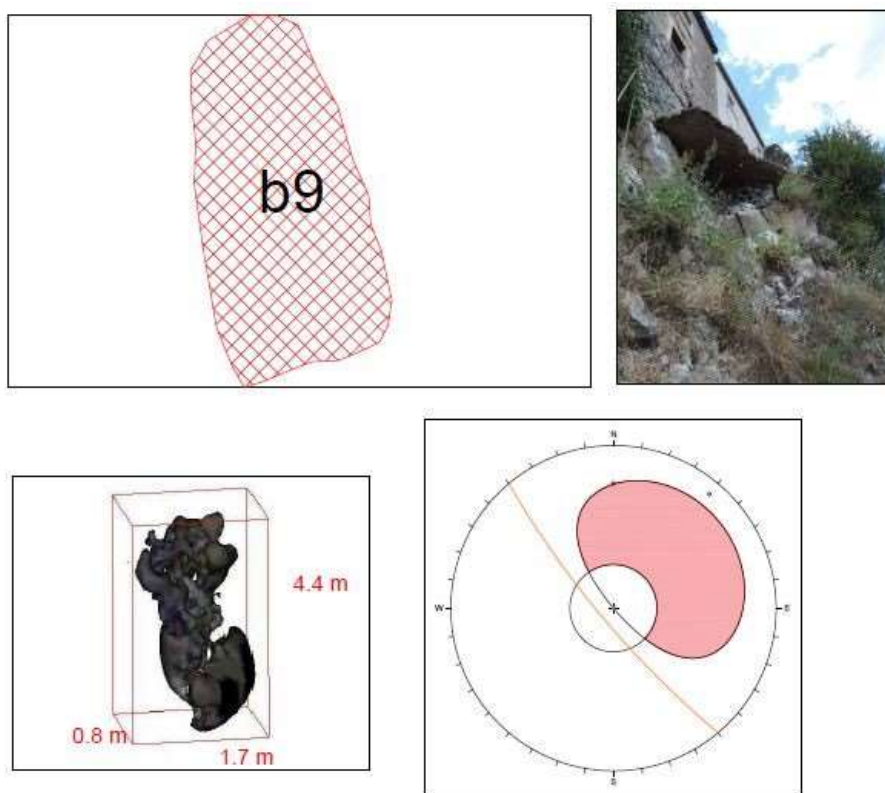
Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

Blocco B8 – 1.6 mc



Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

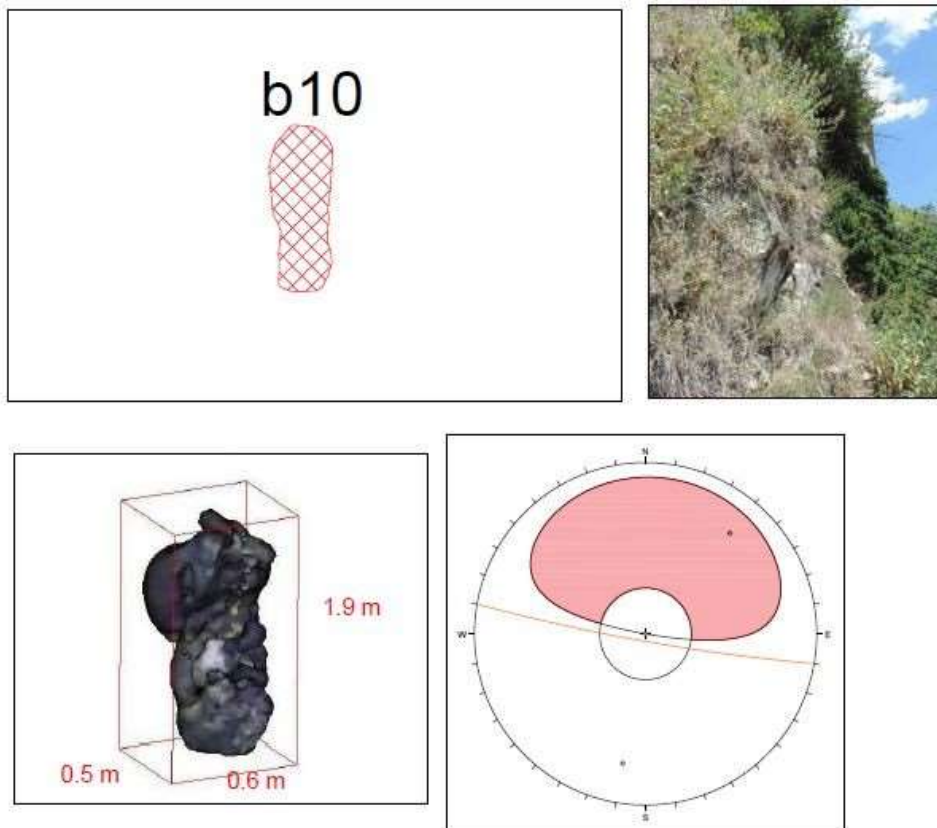
Blocco B9 – 5.9 mc



Descrizione del cinematismo:

Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

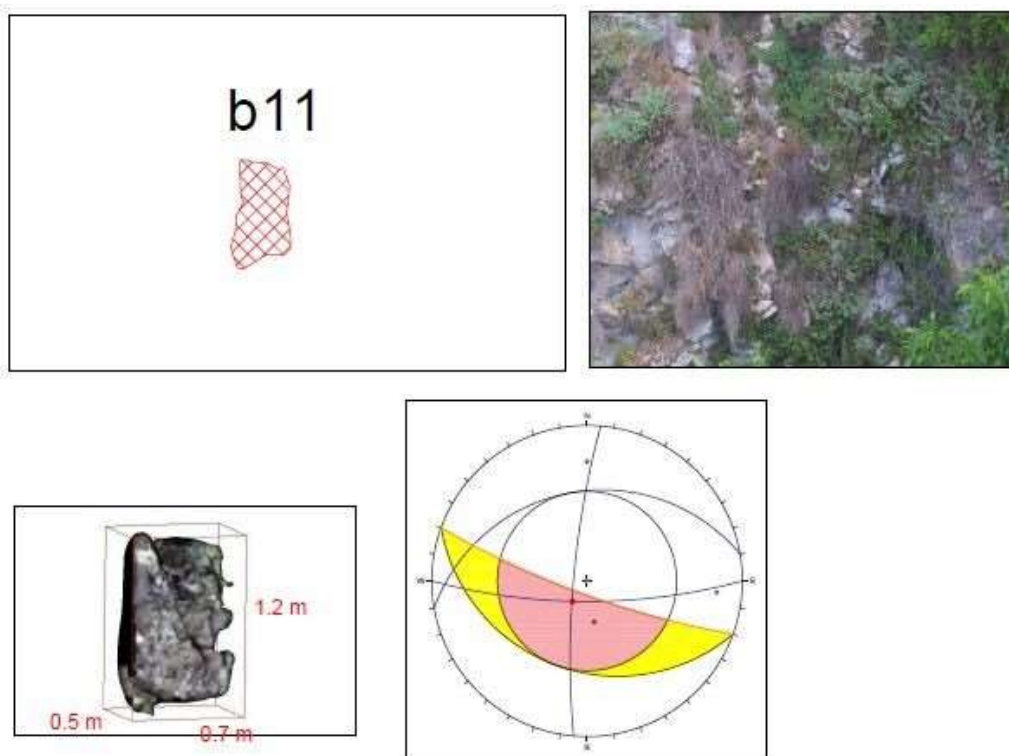
Blocco B10 – 0.6 mc



Descrizione del cinematismo:

Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte e al piede; possibile scivolamento planare.

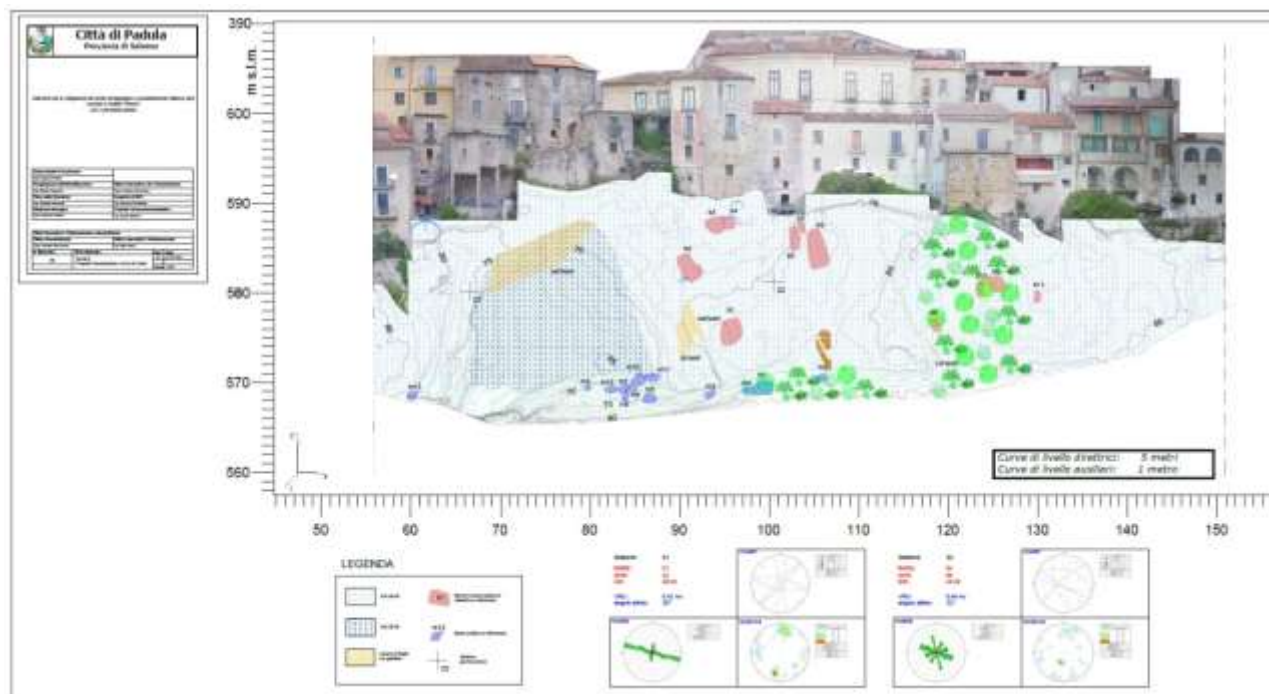
Blocco B11 – 0.4 mc



Descrizione del cinematismo: Blocco isolato lateralmente da fratture sub-parallele al fronte che ne determinano l'isolamento; possibile scivolamento a cuneo.

Carta prospetto geostrutturale (Tavola 6 – elaborato 9)

La carta in oggetto riporta alcuni degli elementi individuati nella tavola precedente e riporta i risultati del rilievo geomeccanico e della qualità dell'ammasso roccioso nella forma del valore di RMRb di Beniaowski e SMR di Romana, calcolato per le due stazioni geomeccaniche eseguite in parete, e nella classificazione completa di tutto il costone roccioso sulla base del GSI di Hoek, calcolato per la porzione interessata dal rilievo geomeccanico, stimato con tabelle di riferimento per le restanti parti del costone roccioso.



Carta prospettica geostrutturale con risultati della classificazione geomeccanica

Qualità dell'ammasso roccioso

I risultati della classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso sono riassunti nella tabella successiva, con indicazione dell'indice RMRb (Beniaowski, 1989), l'indice SMR (Romana, 1985), da cui si ricava la classe e il GSI (Hoek e Marinos 2000):

Staz.	RMRb	SMR	Classe	Descrizione	Stabilizzazione	GSI
S1	51	42	III	Mediocre	Sistematica	40-45
S2	54	60	II	Buona	Occasionale	40-45

Nella tabella successiva sono riportati i parametri indicati dal rilevatore (i parametri calcolati con diverse formulazioni sono comunque indicati per ogni singola stazione):

Staz.	Modulo deform. (GPa)	Coesione (kPa)	Angolo attrito (°)	Resistenza compr. (MPa)	RQD	JRC	VRU (m ³)
S1	2	255	30	65	53	4	0.42
S2	9	274	32	59	58	6	0.46

Il Volume Roccioso Unitario (VRU), calcolato a seguito del clustering e all'individuazione delle famiglie principali, risulta essere compreso tra 0,4 m³.

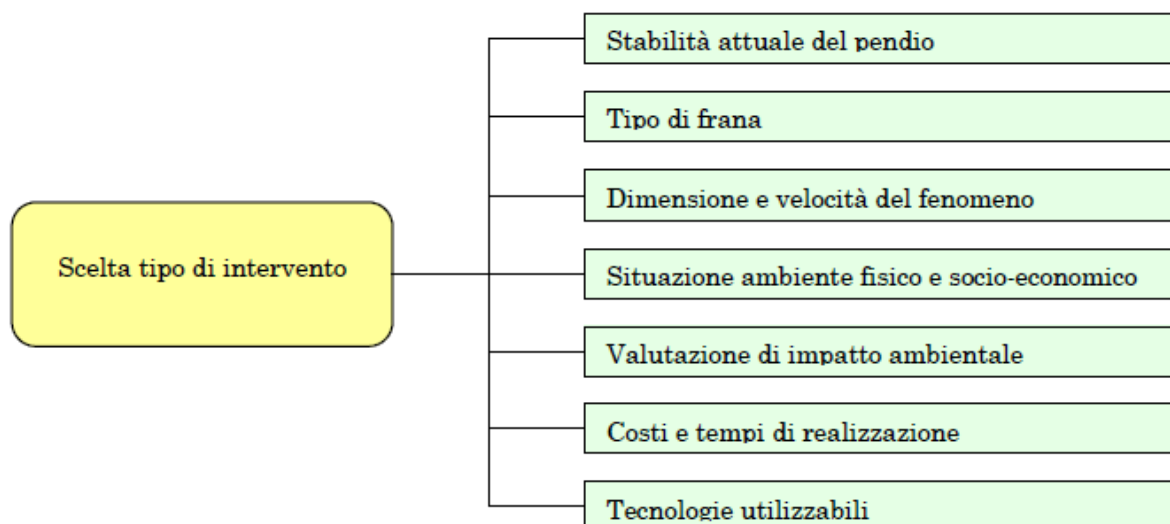
Sulle stazioni geomeccaniche sono stati eseguiti una serie di test al fine di individuare i potenziali cinematismi che possono verificarsi lungo le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso. L'analisi ha riguardato i principali cinematismi di rottura in roccia (scivolamento planare, ribaltamento e rottura a cuneo) che stanno alla base del calcolo dell'indice SMR. Chiaramente, dato che questi test dipendono fortemente dall'esposizione del fronte, variazioni di esposizione del fronte possono determinare significativi cambiamenti dei risultati.

Il software utilizzato per l'analisi ha permesso di ricavare per ogni cinematismo e per ogni stazione geomeccanica, un valore di criticità espresso come percentuale che ogni frattura o intersezione di fratture ricada nell'area di instabilità. Tale criticità viene riepilogata nella tabella successiva.

Cinematismo	Criticità (%)	
	S1	S2
Scivolamento planare (limite 30°)	7,89 %	15,15 %
Scivolamento planare (senza limite)	26,32 %	30,30 %
Ribaltamento flessurale	7,89 %	09,09 %
Ribaltamento diretto e obliquo (piani che possono rappresentare piano di scivolamento)	13,66 %	19,92 %
	7,89 %	18,18 %
Scivolamento a cuneo	22,22 %	27,01 %

7. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA

La scelta del tipo ed il dimensionamento dell'intervento di stabilizzazione più adatto e conveniente per un dato pendio è condizionata da numerosi fattori, di seguito analizzati singolarmente:



Fattori che condizionano la scelta degli interventi di stabilizzazione

Dal punto di vista delle condizioni di stabilità attuali, gli interventi di stabilizzazione dei versanti sono necessari nelle zone in cui il movimento franoso è già in atto, opportuni nelle aree potenzialmente instabili.

Nel caso delle frane attive, si ha se non altro il vantaggio che la definizione della geometria del problema e del cinematismo del movimento risulta relativamente semplice. In questo caso, una dettagliata indagine geognostica ed un accurato monitoraggio consentono di definire in modo adeguato i dati in ingresso fondamentali come la localizzazione delle superfici di scorrimento critiche e la resistenza al taglio mobilitata lungo di esse (tramite back analysis).

I pendii con instabilità incipiente o con un insufficiente livello di sicurezza presuppongono, invece, una diagnosi prima della rottura. In questo caso, anche in presenza di un'indagine geognostica ed un monitoraggio preventivo, vi è una maggiore incertezza nella definizione dei parametri che governano il fenomeno, con particolare riferimento alla forma e alla profondità della potenziale superficie di rottura ed alla scelta dei parametri di resistenza in corrispondenza della stessa. Ne consegue una maggiore difficoltà concettuale nell'approccio progettuale e una minore precisione dei risultati ottenibili con modelli convenzionali (Troncone, 2004).

Per la definizione del tipo di frana si fa riferimento al sistema di classificazione proposto da Varnes nel 1958 e successivamente revisionato dallo stesso Autore nel 1978. In condizioni sismiche si fa riferimento invece alla classificazione proposta da Keefer e Wilson.

Le dimensioni della frana condizionano la possibilità di intervenire e l'efficacia degli interventi di stabilizzazione. Nel caso delle grandi frane (volumi $> 10^6 \text{ m}^3$) l'intervento può risultare impossibile sia da un punto di vista tecnico sia da quello economico per il fatto che le azioni messe in gioco dai meccanismi sono molto maggiori di quelle che possono essere sopportate dalle opere di ingegneria, o per il fatto che il costo di queste opere è molto elevato in rapporto ai benefici che esse possono produrre.

Non solo le grandi frane, ma anche le colate rapide (di detrito o di fango) spesso impongono scelte radicalmente diverse, cioè la "canalizzazione" del moto piuttosto che la stabilizzazione del versante. Nel

caso delle frane in atto, la velocità del moto può impedire l'esecuzione di interventi di stabilizzazione. Infatti, anche se la velocità di spostamento non è elevata, la situazione del pendio varia continuamente nel tempo, e le opere di stabilizzazione possono essere dismesse mentre sono ancora in costruzione. Sulla base della velocità di spostamento, Varnes (1978) divide le frane in 7 gruppi (Tab. seguente): da quelle estremamente lente ($v \leq 0.06$ m/anno) a quelle estremamente veloci ($v > 3$ m/s).

<i>Velocità</i>		<i>Definizione</i>
<i>(unità variabile)</i>	<i>(cm/mese)</i>	
> 3 m/s	> 10⁹	Estremamente rapido
0.3 m/min ÷ 3 m/s	10⁶ ÷ 10⁹	Molto rapido
1.5 m/giorno ÷ 0.3 m/min	4500 ÷ 10⁶	Rapido
1.5 m/mese ÷ 1.5 m/giorno	150 ÷ 4500	Moderato
1.5 m/anno ÷ 1.5 m/mese	13 ÷ 150	Lento
0.006 m/anno ÷ 1.5 m/anno	0.05 ÷ 13	Molto lento
< 0.006 m/anno	< 0.05	Estremamente lento

Figura 1 - Categorie di velocità dei movimenti franosi secondo Varnes (1978)

Hungr (1981), riconosciuto che il potenziale di danno di una frana, per una data area investita, dipende dalla velocità della frana, ha proposto una scala di “dannosità” (Tab. seguente), analoga alle scale di intensità dei terremoti, basata sulla velocità.

<i>Classe di danno</i>	<i>Effetti</i>
1	Nessun tipo di provvedimento è possibile
2	Velocità tanto elevata da non consentire la fuga a tutte le persone. Perdita di vite umane.
3	La fuga delle persone è possibile. Distruzione di strutture e impianti fissi.
4	Nel corpo della frana o nelle adiacenze possono mantenersi strutture temporanee o poco sensibili agli spostamenti, le altre vanno demolite
5	Interventi di stabilizzazione eseguibili anche durante la fase di movimento.
6	Le strutture permanenti sono conservate

Figura 2 - Classi di dannosità delle frane secondo Hungr (1981)

Nelle classi 1 e 2 sono comprese “valanghe”, frane di roccia o di materiali detritici e colate. Le classi 5 e 6 comprendono invece movimenti lenti o lentissimi relativi a terreni a comportamento plastico. Su basi puramente empiriche è apparso possibile accoppiare la scala di dannosità con indicazioni sulla fattibilità ed efficacia di interventi di stabilizzazione. Per velocità molto basse (< 10 m/anno – classi 5 e 6) la convenienza e l'efficacia di interventi appaiono molto dubbie. In questo caso, infatti, i manufatti che insistono sulla zona in frana, spesso non subiscono danni così gravi da pregiudicarne la funzionalità o tanto meno la sicurezza. In questi casi può essere opportuno limitarsi ad intervenire sui manufatti, rendendoli atti a subire senza danno movimenti assoluti e differenziali.

Se le velocità della frana sono maggiori di qualche metro/ora (classi 1÷3), nel periodo di tempo in cui la frana è in moto sono possibili solo gli interventi d'urgenza necessari per garantire la pubblica incolumità e per tentare di contenere i danni. È ovviamente possibile e necessario intervenire per evitare che la frana avvenga e, dopo l'evento, per sistemare la zona franata.

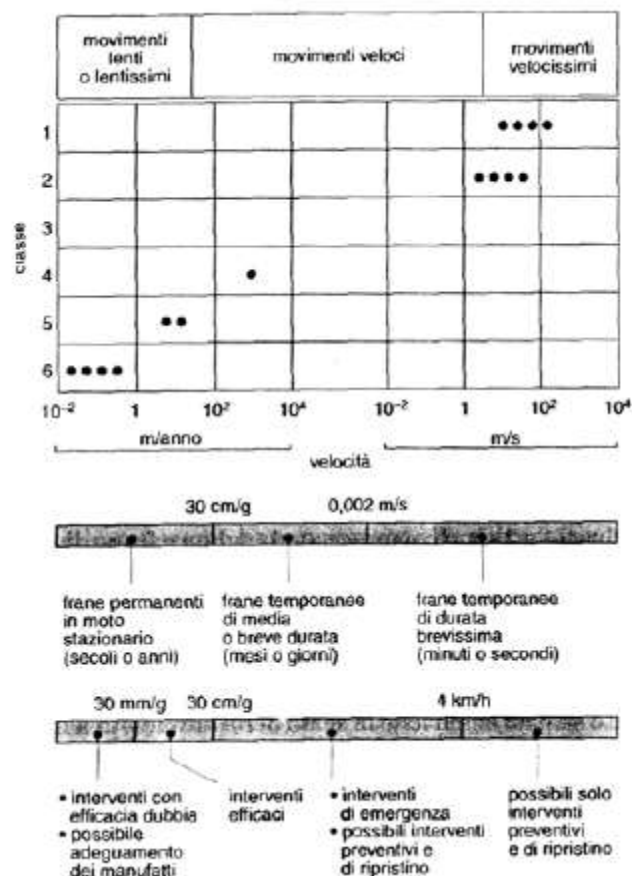


Figura 3 - Scala di dannosità delle frane (Hungr, 1981) con indicazione del tipo e dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione (Colombo & Colleselli, 1996)

TIPOLOGIE DI INTERVENTO PER LA STABILIZZAZIONE DEI PENDII/COSTONI IN ROCCIA

La stabilizzazione e messa in sicurezza di versanti in roccia può essere conseguita basandosi su varie tipologie di approcci tecnico-progettuali:

- operando sulle pareti stesse per stabilizzare con interventi attivi gli elementi lapidei in condizioni di precario equilibrio;
- intercettando o deviando i massi che si siano mobilizzati e che rotolino verso valle con interventi di protezione passiva;
- ricorrendo a specifici monitoraggi;
- ricorrendo in casi più gravi allo spostamento dell'opera da preservare.

In pratica, si utilizzano due grandi famiglie di tecniche:

- ➔ **interventi di difesa attiva:** in questa classe sono presenti tutte le opere che impediscono il distacco degli elementi lapidei del versante, mantenendoli in posto sulla pa-rete o aumentandone il coefficiente di sicurezza, e tutti gli interventi che prevedono l'asportazione di elementi instabili mediante abbattimento;
- ➔ **interventi di protezione passiva:** essi hanno lo scopo di intercettare, deviare o ferma-re blocchi già in movimento.

Sono opere limitate a quelle situazioni dove si ravvisa un grave rischio e sono finalizzate o ad eliminare il fenomeno di dissesto o quantomeno a contrastarne gli effetti dannosi. Gli interventi adottabili per la mitigazione del rischio da frane da crollo comprendono:

1. interventi **attivi** di grado diverso in termini di impegno tecnico ed economico crescente e di crescente impatto ambientale (disgaggio periodico e decespugliamento delle pareti rocciose; rivestimento delle pareti con reti metalliche rinforzate con funi; chiodature e bullonature delle pareti; interventi locali di sottomurazioni e ancoraggio dei blocchi instabili; strutture reticolari in C.A., tirantate);
2. combinazione di limitazioni d'uso del territorio e di interventi di protezione con opere di **tipo passivo** per tutte quelle situazioni in cui la parete instabile si trova a notevole distanza (altimetrica e planimetrica dall'oggetto da proteggere); le opere di protezione passiva si differenziano anch'esse in termini di impiego tecnico-economico e di impatto ambientale (reti deformabili, ad elevato assorbimento d'energia; barriere elastiche e rigide; valli e rilevati; rilevati in terra rinforzata); motivi di impatto estetico-ambientale consigliano di non ricorrere, se non in casi eccezionali, all'impiego di muri in C.A..

In questa accezione, i concetti **attivo** e **passivo** sono utilizzabili nella pianificazione territoriale degli interventi, ma non a descrivere il comportamento fisico dell'intervento.

Dal punto di vista **geotecnico** possiamo definire "**attivo**" qualsiasi intervento che modifica la risultante delle forze agenti nel terreno. ***L'intervento attivo agisce prima che il terreno manifesti deformazioni; esso è progettato per contrastare da subito le forze destabilizzanti.***

Al contrario, gli interventi "**passivi**" agiscono solo dopo che sono avvenute le deformazioni che preludono il collasso. Gli interventi passivi sono quindi attivati dalla deformazione che accompagna il crollo. Essi quindi agiscono sostanzialmente incrementando le forze stabilizzanti.

8. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA REALIZZARE

L'obiettivo cardine che il progetto si pone è quello di mitigare il rischio idrogeologico incombente sulle aree oggetto d'intervento, ponendo in essere interventi di ingegneria geotecnica di **“difesa attiva”**. L'implementazione degli stessi è da ritenersi indispensabile affinché sia tutelata l'incolumità di persone e/o cose, nonché fondamentale per la salvaguardia del territorio, presupposto, quest'ultimo, imprescindibile per la piena utilizzazione delle potenzialità di sviluppo che esso racchiude.

L'instabilità del territorio costituisce, infatti, un fattore di rischio grave per la comunità e crea condizionamenti per la crescita socio-economica della collettività interessata. L'esigenza di intervenire nel campo della **“geotecnica applicata alla difesa del suolo”**, è di primaria importanza, in quanto si inquadra nel contesto di ridurre il più possibile il rischio idrogeologico e l'impatto ambientale.

Alla luce di quanto detto, in questa fase sono stati individuati e proporzionati una serie di interventi di **difesa idrogeologica** finalizzati al consolidamento del costone roccioso in oggetto:

- **ispezione puntuale del costone roccioso** operando in cordata con tecniche alpinistiche, con l'asportazione della vegetazione (**scerbatura**) e degli elementi lapidei removibili instabili, di piccole dimensioni in procinto di crollo (**disgaggio**);
- **rafforzamento corticale** della fascia di roccia fratturata con teli di rete armati e rinforzati, ancorate alla roccia integra mediante barre di acciaio opportunamente protette dalla corrosione;
- **imbracatura degli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili**, di volumetria rilevante (speroni rocciosi), mediante funi di acciaio, opportunamente protette dalla corrosione, Φ 20 mm ancorate a barre di acciaio di tipo Dywidag Φ 26,5 mm.
- Al fine di stabilizzare tale settore di costone roccioso (scavernamento), mitigando, così, il potenziale pericolo di collasso del tetto dello scavernamento, sul quale gravano anche i sovraccarichi indotti dai fabbricati ubicati in sommità, nel presente progetto si è prevista la **realizzazione di una sottomurazione in c.a.** con quale si ricostruirà l'originaria morfologia dello scavernamento e si creerà un pilastro a sostegno del tetto dello scavernamento.

In sintesi, le soluzioni tecniche previste produrranno un intervento di sostanziale sistemazione, riqualificazione ambientale e messa in sicurezza del costone roccioso teso a perseguire i seguenti obiettivi:

- mitigare il rischio idrogeologico e garantire maggiore sicurezza alla popolazione residente;
- migliorare un luogo di potenziale sviluppo socio-economico, in modo da innalzare il grado di vivibilità ed il livello di qualità della vita;
- riqualificare e salvaguardare l'aspetto ambientale utilizzando, tecniche di **“ingegneria geotecnica per la difesa del suolo”**.

8.1 DISGAGGIO

Gli interventi di disgaggio, dovranno essere preceduti da un'ispezione puntuale del costone roccioso, operando in cordata, con tecniche alpinistiche, con l'asportazione della vegetazione (*scerbatura*) e degli elementi lapidei di piccole dimensioni in procinto di crollo.

Particolare attenzione deve essere posta ai massi instabili di volume inferiore al metro cubo che dovranno essere allontanati dalla pendice.

Tali lavorazioni, oltre a diminuire la necessità di manutenzioni nei primi periodi post intervento, hanno valenza di sicurezza per gli operatori che dovranno porre in essere le lavorazioni di seguito indicate.

È stato previsto un disgaggio di tipo **meccanico**, ove possibile, oppure la frantumazione mediante **prodotti espansivi chimici**, ovvero a mezzo di agenti di demolizione non esplosivi, che hanno la proprietà di disgregare in tutta sicurezza la roccia senza produrre rumore, vibrazioni, lancio di detriti.

È stato previsto il Disgaggio di blocchi lapidei potenzialmente instabili indicati nella tavola degli interventi.

PULIZIA DI PARETE con il taglio di piante e di tutta la vegetazione infestante, l'eliminazione di masse instabili, il rilevamento puntuale dello stato di suddivisione delle masse rocciose, compresi l'attrezzatura completa da roccia (caschi, funi, moschettoni, carrucole e imbracature), l'uso di motosega e di utensili da taglio e scavo, l'uso di piccoli utensili demolitori, il carico e trasporto all'interno del cantiere di quanto tagliato, demolito ed abbattuto.



DISGAGGIO di pendici montane mediante l'intervento da eseguirsi con l'ausilio di personale specializzato (rocciatori), comportante l'abbattimento dei volumi di roccia in condizione di equilibrio precario con l'ausilio di leve e, dove necessario, di attrezzature idrauliche ad alta pressione quali martinetti ed allargatori, compresi l'onere per il lavoro eseguito a qualunque quota, l'eventuale impiego di attrezzature idrauliche ad alta pressione, la posa di un'opportuna segnaletica per impedire l'accesso alle zone interessate dai volumi abbattuti, la pulizia della sede stradale, nonché il trasporto a discarica del materiale di risulta, da calcolarsi per ogni mq. di superficie effettivamente disgaggiata.

FRANTUMAZIONE da eseguirsi a qualsiasi altezza dal suolo, anche operando in cordata con tecniche alpinistiche, di volumi di roccia di dimensioni superiori a 0,30 mc mediante miscela chimica espansiva versata a gravità in perforazioni eseguite con attrezzature a rotopercussione, variamente inclinate, di diametro non inferiore a 38 mm e lunghezza pari a circa l'80% dello spessore del masso, disposte ai vertici di una maglia regolare di lato non superiore a 0,25 m. L'operazione dovrà essere ripetuta qualora dopo il 1° ciclo di perforazioni, si ottengano uno o più frammenti di volume superiore a 0,05 mc. Le operazioni di perforazione dovranno essere precedute dalla messa in sicurezza del masso, con imbracatura provvisoria con rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale del tipo 8x10 cm, tessuta con fili di acciaio a forte zincatura con diametro di 2,7 mm.



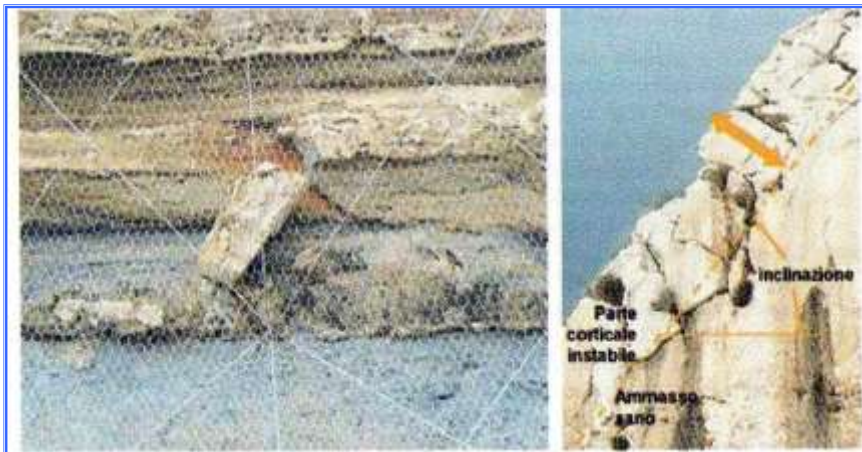
8.2 RAFFORZAMENTO CORTICALE

Il **rafforzamento corticale** è un sistema complesso costituito da ancoraggi, pannelli in fune metallica, funi e reti metalliche (vedi fig.1).

Ciascuna componente sottoposta ai carichi rappresentati dalla spinta dell'ammasso roccioso assume un comportamento tenso-deformativo legato alle proprie caratteristiche meccaniche.

Complessivamente il sistema deve offrire la minima deformazione per un determinato carico. In altri termini, il sistema deve essere in grado di assorbire il carico massimo possibile per una determinata deformazione.

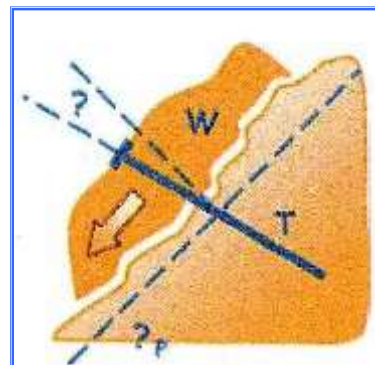
Il ruolo fondamentale del rafforzamento è assunto dagli ancoraggi che, impedendo o



limitando i movimenti reciproci tra i blocchi, conferiscono una maggiore **“rigidità”** al sistema, rallentandone il progressivo rilassamento, ciò richiede che vi sia proporzione tra lo spessore del **“dissesto corticale”** e le dimensioni degli ancoraggi utilizzati i quali dovranno essere disposti secondo una maglia di densità (espressa come n° di ancoraggi / mq) tale da garantire che la massima porzione di ammasso disarticolato che potrebbe gravare su ciascuno ancoraggio non superi il carico ammissibile dell'ancoraggio stesso; **la lunghezza delle barre deve essere sufficiente per garantire che le sollecitazioni di trazione e taglio siano scaricate sull'ammasso roccioso sano.**

Il tipo di ancoraggio maggiormente diffuso nelle tecniche di rafforzamento corticale assume il termine di **“chiodo”** il quale è costituito da una barra completamente connessa alla roccia ed immersa in malta cementizia o resina polimerica; inoltre la parte esterna può essere attrezzata da una piastra di ripartizione fissata con dado o golfare.

Analizzando lo schema delle forze che agiscono su un piano di scivolamento di un blocco di roccia (vedi fig.3), è possibile osservare che la discontinuità deve essere caratterizzata da rugosità ed ondulazione, inoltre la resistenza al taglio del giunto deve essere dominata dall'attrito e non dalla coesione.



Tali presupposti sono giustificati dal tipo di comportamento del chiodo e del giunto della roccia interessato dal movimento: infatti il chiodo essendo un elemento di rinforzo passivo sviluppa la sua funzione soltanto quando il blocco di roccia vincendo in parte la resistenza attrittiva del giunto, tende a muoversi producendo la **dilatanza della discontinuità** e portando in tensione l'anima metallica; il vincolo offerto dal chiodo incrementa gli sforzi normali sul giunto con conseguente incremento della resistenza al taglio.

Un altro contributo stabilizzante offerto dal chiodo, è garantito dalla resistenza al taglio dell'anima metallica che attraversa il giunto. Il maggiore effetto stabilizzante che un chiodo può trasmettere alla roccia lo si ottiene dal migliore compromesso tra il contributo offerto dall'incremento degli sforzi normali e quello offerto dalla resistenza al taglio. Per quanto descritto sopra il comportamento del chiodo è strettamente vincolato al tipo di roccia e alle sue caratteristiche deformative; inoltre il comportamento

passivo dell'elemento non produce nessuna forza sull'ammasso roccioso ma interagisce con esso sfruttando le caratteristiche di resistenza a taglio del giunto.

L'effetto consolidante fornito dal chiodo, si sviluppa soltanto quando il blocco inizia a muoversi portando in tensione la barra metallica la quale crea un aumento della pressione sul giunto con il conseguente incremento delle forze stabilizzanti e non la riduzione delle forze destabilizzanti.

In un sistema di rafforzamento corticale la rete non ha funzioni di consolidamento ma assolve la funzione di contenere i massi, che si trovano nella maglia di ancoraggi e di trasmettere la loro spinta sugli ancoraggi circostanti. Dalla scomposizione delle forze che agiscono sulla rete (vedi fig.2) è chiaro che l'azione di contrasto dovrà essere tanto maggiore quanto maggiore è il volume di roccia spingente sul rivestimento; è necessario pertanto incrementare la rigidità del sistema rete più ancoraggi.

Nella realtà quotidiana, le spinte generate sulle reti di rivestimento non superano quasi mai la resistenza

ultima a rottura delle stesse, ma quasi sempre si verificano deformazioni tali dell'ammasso roccioso inaccettabili e di una grandezza tale da comportare il distacco del blocco con il conseguente arretramento del dissesto all'interno della scarpata.

Definita una deformazione limite per un rivestimento, la “**rigidezza deformativa**” di un pannello per un'azione normale al proprio piano, si può definire come il rapporto tra la forza necessaria per ottenere quella deformazione limite e la deformazione stessa. In altre parole per limitare i movimenti della massa rocciosa assume un ruolo fondamentale la capacità del rivestimento corticale di esplicare un'elevata azione resistente con la minima deformazione. In questo modo i blocchi di roccia potenzialmente instabili, trovano un valido elemento di contrasto che limita i movimenti degli stessi e permette di mantenere un elevato grado di incastro tra gli elementi che costituiscono la parte corticale dell'ammasso roccioso. **Un altro aspetto importante per l'efficacia di un rafforzamento corticale riguarda la perfetta aderenza del rivestimento alla scarpata rocciosa.**

Laschi e movimenti liberi delle reti sugli ancoraggi limitano l'efficacia dell'intervento in quanto offrono, ai blocchi di roccia, un certo grado di libertà prima di essere contrastati dalla resistenza e dalla rigidità del rivestimento.

Risulta, pertanto, a parere di chi scrive, indispensabile eseguire una perfetta posa in opera dei materiali avendo cura di approssimare nel miglior modo possibile la morfologia della scarpata.

DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI PROTEZIONE CORTICALE PROGETTATO

A seguito dei calcoli e delle considerazioni effettuate nelle pagine precedenti, emerge che per mettere in sicurezza la scarpata, sarà necessario prevedere un intervento di rafforzamento corticale con le proprietà che vengono qui di seguito riassunte.

Intervento di rafforzamento corticale realizzato mediante chiodature con maglia 3,0x3,0 m con barre in acciaio barre a filettatura continua tipo Dywidag diam. 26,5 mm aventi lunghezza minima pari a 3,0 m al fine di consolidare le pareti rocciose e la stesa di un rivestimento flessibile ad alta resistenza e ad elevata durabilità (geocomposito), costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10.

Il geocomposito sarà tessuto con trafilato di acciaio avente un diametro pari a 2.70/3.70 mm (diam. int./est.), conforme a UNI EN 10223-3, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A e successivamente rivestito in PVC in conformità a UNI EN 10245-2. La rete metallica, in rotoli di larghezza pari a 3.0 m, è tessuta con l'inserimento, direttamente in produzione, di funi di acciaio con anima metallica con grado non inferiore a 1770 N/mm²



(UNI EN 12385-2) aventi un diametro pari a 6/8 mm (diam. int./est.) (UNI EN 12385-4), galvanizzate con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A e successivamente rivestite in PVC

La protezione anticorrosiva della rete sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227) per un tempo di esposizione minimo di 6000 ore e tale da garantire una vita utile del prodotto non inferiore a 120 anni in un ambiente di categoria C5 (ISO 9223). Le funi sono inserite longitudinalmente lungo i bordi del telo di rete e all'interno delle doppie torsioni con una spaziatura nominale pari a 30 cm.

Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale nominale non inferiore a 150 kN/m, con una deformazione massima non superiore a 8%. La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 170 kN, quando testata in accordo a UNI 11437.

Il geocomposito metallico sarà fissato alla sommità ed al piede della parete rocciosa alla predisposta struttura di contenimento (ancoraggi e funi da compensare a parte), mediante l'applicazione di morsetti con una protezione anticorrosiva tale da non presentare tracce di ruggine rossa, a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227), su una superficie maggiore del 5% per un tempo di esposizione minimo di 600 ore. Gli ancoraggi saranno dotati di speciale piastra di ripartizione in acciaio S235JR (EN 10025-2) di dimensioni 250x250x8 mm, zincate a caldo in accordo a UNI EN ISO 1461 (da computarsi a parte). I teli di rete dovranno essere legati tra loro ogni 15-20 cm mediante false maglie in filo di acciaio inox ad alta resistenza (1500 N/mm²) con un diametro minimo di 4.0 mm.

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere, l'Appaltatore dovrà consegnare alla D.L. la relativa Dichiarazione di Prestazione (DoP) rilasciata in originale, in cui specifica il nome del prodotto, la Ditta produttrice, le quantità fornite e la destinazione. La conformità dei prodotti dovrà essere certificata da un organismo notificato ai sensi del CPR 305/2011, terzo ed indipendente, tramite Certificato di Costanza delle Prestazioni.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001 da un organismo terzo indipendente.



8.3 IMBRACATURA DEGLI ELEMENTI LAPIDEI

Tale intervento di difesa attiva servirà a stabilizzare gli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili di volumetria maggiore che non possono essere stabilizzati mediante l'intervento corticale.

L'imbracatura verrà realizzata mediante funi di acciaio, opportunamente protette dalla corrosione, aventi diametro $\Phi 20$ mm ancorate a barre di acciaio Dywidag $\Phi 26,5$ mm della lunghezza di mt 4 e riguarderà i blocchi B01, B02, B03, B05, B08 e B09.

ANCORAGGIO FUNI MEDIANTE TIRANTI PASSIVI

Gli ancoraggi, o tiranti, sono elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione, in virtù di un'adeguata connessione al terreno. Con riferimento allo schema riportato in Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537, gli elementi caratterizzanti un ancoraggio sono:

- testata: indica l'insieme degli elementi atti a trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo a quest'ultimo la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera.

L'elemento strutturale, al quale è affidato il compito di trasmettere la forza di trazione, può essere costituito da barre, fili o trefoli.

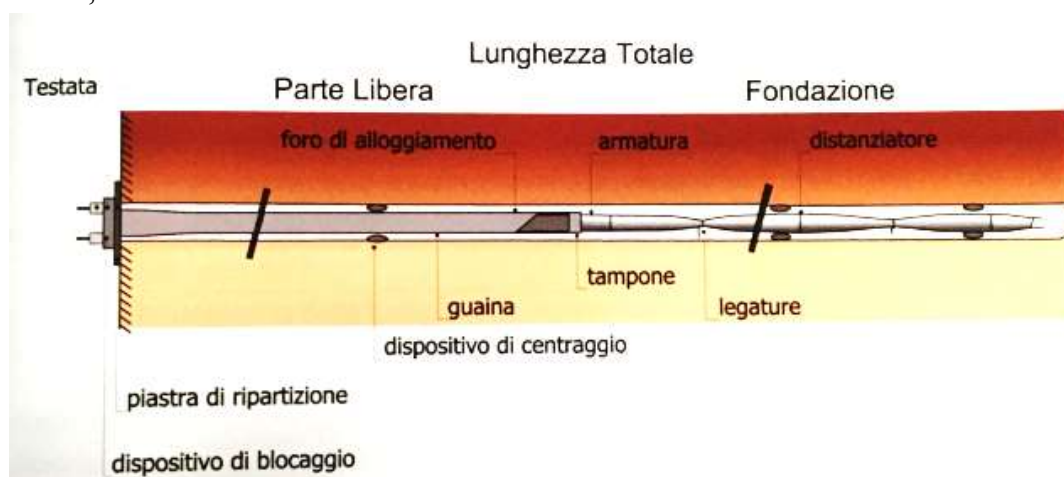


Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537

Nella parte libera, questi elementi sono protetti da una guaina, che può risultare unica per tutti gli elementi, singola per ciascun elemento o composta, ossia una guaina per ogni elemento, più una guaina per l'insieme di tutti gli elementi. La stessa fondazione può essere realizzata con o senza guaina. Il dispositivo di bloccaggio in testata può risultare unico per tutti gli elementi di armatura o può essere multiplo.

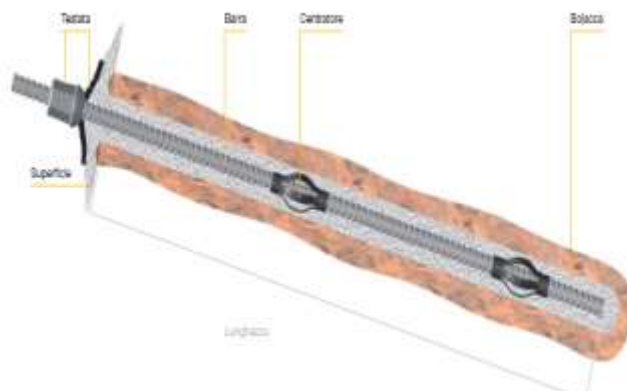
In base alla tensione iniziale applicata, si distingue tra: *tiranti attivi*, come possono essere i tiranti presollecitati, se la forza di tesatura iniziale è superiore a quella di utilizzazione, e parzialmente presollecitati se la tesatura iniziale non supera il valore di utilizzazione; *tiranti passivi*, se nell'armatura del tirante non viene indotta alcuna forza di tesatura.

Un'importante distinzione viene, inoltre, operata in base alla durata in esercizio dei tiranti. Se essi vengono impiegati con funzione permanente è necessario adottare tutti gli accorgimenti atti a garantire la durabilità e l'efficienza, predisponendo un piano di monitoraggio con possibilità di successivi interventi o eventuale sostituzione.

Aderenza e capacità portante dei chiodi devono essere verificate da prove di idoneità. In caso di roccia fessurata o terreno estremamente permeabile si può ricorrere ad una perforazione rivestita.

Gli ancoraggi delle funi di ancoraggio verranno realizzati mediante barre di acciaio Dywidag alloggiati in perfori di diametro 60 mm.

Le barre sono centrate nei fori mediante distanziatori. Quindi la perforazione è iniettata con boiaccia di cemento partendo dal fondo a risalire per l'intera lunghezza. La boiaccia crea un ancoraggio per aderenza colla barra a filettatura continua e colle pareti del foro.



Dati tecnici

Bulloni da roccia DYWIDAG in acciaio da precompressione

Diametro nominale \varnothing [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
15	900/1.100	177	159	195	1,20		
26,5	950/1.050	552	525	580	4,48	7,4	
32	950/1.050	804	760	845	6,53	9,8	△ △

○ Germania: Z-20.1-106 Sistema chiodi DYWIDAG
 X Austria: BMVIT-327.120/0022-II/ST 2/ GEW[®] Plus chiodi
 △ Germania: Z-20.1-17 DYWIDAG Tiranti permanenti a barre

Di seguito si riporta in tabella il numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato.

Tabella 1 - numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato

Masso	Numero funi da utilizzare	Numero tiranti	Lunghezza ancoraggio tiranti
B01	3	6	4 mt
B02	2	4	4 mt
B03	1	2	4 mt
B05	1	2	4 mt
B08	2	4	4 mt
B09	4	8	4 mt

8.4 REALIZZAZIONE DI UNA SOTTOMURAZIONE IN C.A. IN CORRISPONDENZA DEL SETTORE DI COSTONE ROCCIOSO COSTITUITO DA UNO SCAVERNAMENTO IMPOSTATO SU ALLINEAMENTI STRUTTURALI

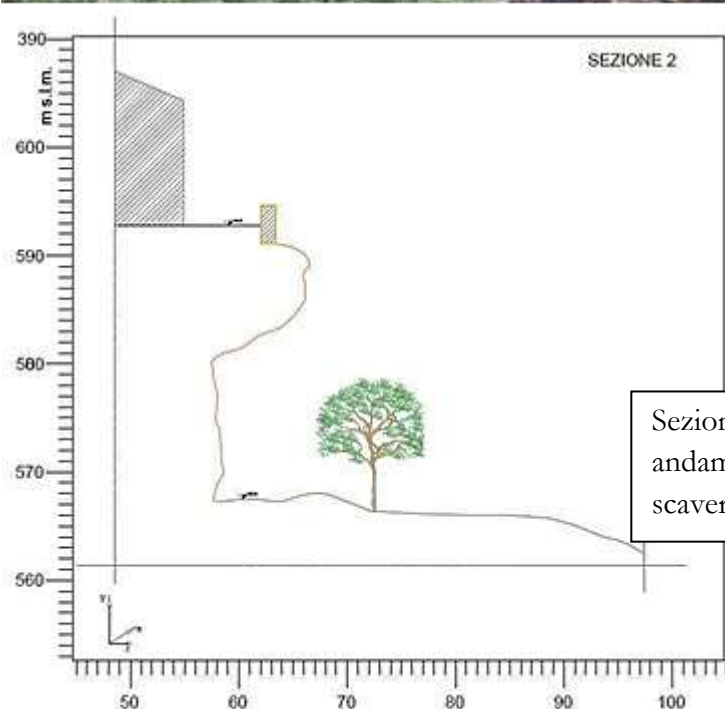
Il costone è caratterizzato dalla presenza di uno scavernamento impostato su allineamenti strutturali tra cui la faglia illustrata nella foto successiva. La morfologia dello scavernamento rende aggettante il costone nella porzione interessata e rende difficoltoso un intervento di mitigazione. Lo scavernamento rientra nel settore di versante a pendenza sub-verticale con elevato grado di fratturazione.



Liscione di faglia con giacitura



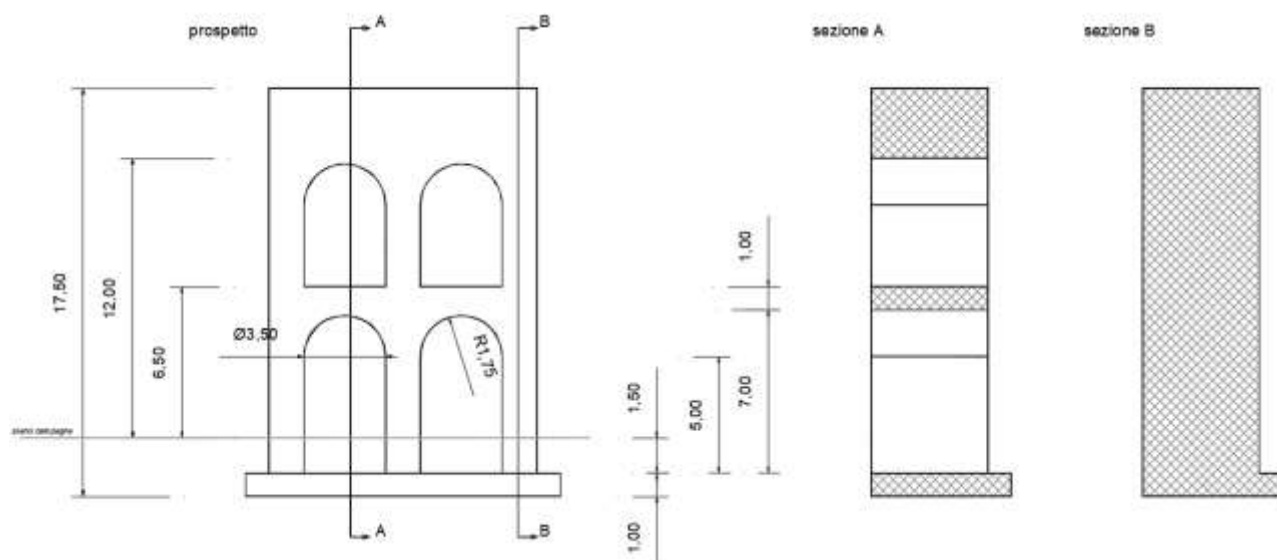
Porzione di costone caratterizzato dalla presenza dello scavernamento; visibile in sommità il liscione di faglia su cui si imposta lo scavernamento



Sezione morfologica con andamento dello scavernamento

Al fine di stabilizzare tale settore di costone roccioso (scavernamento), mitigando, così, il potenziale pericolo di collasso del tetto dello scavernamento, sul quale gravano anche i sovraccarichi indotti dai fabbricati ubicati in sommità, nel presente progetto si è prevista la realizzazione di una sottomurazione in c.a. con quale si ricostruirà l'originaria morfologia dello scavernamento e si creerà un pilastro a sostegno del tetto dello scavernamento.

Nella figura seguente si mostrano il prospetto e le sezioni trasversali della sottomurazione progettata.



Resta inteso comunque che, presentando la porzione di costone roccioso scavato una morfologia fortemente irregolare, l'opera in c.a. a farsi (sottomurazione) dovrà essere adattata in cantiere in relazione alla conformazione morfologica dell'anfratto.

9. CONCLUSIONI

Si ritiene opportuno evidenziare che con gli interventi progettati e descritti nei capitoli precedenti sopra descritti, compatibilmente con le somme a disposizione dell'Amministrazione Comunale, si potrà ridurre sensibilmente il pericolo/rischio idrogeologico per l'area oggetto di studio. Tuttavia, non si può ritenere “nulla” la condizione di rischio, sia per la potenzialità di situazioni di pericolo “*imprevedibili*” (in quanto al momento “*non visibili*”), sia per la naturale evoluzione dei versanti che può, nel tempo, rendere in equilibrio instabile singoli elementi lapidei e/o aree estese attualmente in condizioni di equilibrio. Del resto, in nessun settore dell'ingegneria, ma anche nella semplice vita quotidiana, si può considerare “*nulla*” la condizione di pericolo.

Nel caso specifico un ulteriore strumento per controllare le residue condizioni di pericolo consiste nella “prevenzione” attraverso:

1. il monitoraggio delle aree in esame;
2. la manutenzione delle opere di difesa idrogeologica da realizzare.

Va altresì considerato che le valutazioni sin qui espresse sono condizionate a quanto rilevato in situ ad oggi, per cui al fine di confermarle va verificata la permanenza di tali condizioni. In particolare si fa riferimento ad eventi che possano modificare il già precario equilibrio del settore di costone roccioso studiato.

Infine, si può asserire che gli interventi a farsi risultano fattibili da un punto di vista ambientale e compatibili con le prescrizioni dei piani territoriali ed urbanistici vigenti, nonché con i vincoli presenti sul territorio.