

**S.S. 45bis - Gardesana Occidentale**

Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. MI92

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**PROGETTISTA:**

*Dott. Ing. Antonio Scalamandrè  
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063*

**IL GEOLOGO**

*Dott. Geol. Serena Majetta  
Ordine Geol. di Roma n. 928*

**IL RESPONSABILE DEL S.I.A.**

*Dott. Ing. Laura Troiani  
Ordine Ing. di Roma n. 31890*

**COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*Geom. Fabio Quondam*

**VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

*Dott. Ing. Giancarlo Luongo*

PROTOCOLLO

DATA

**STUDI GENERALI**

**Geotecnica**

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00GE00GETRE04A

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

D P M I 0 0 9 2    D    1 8

CODICE  
ELAB.

T 0 0 G E 0 0 G E T R E 0 4

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

Gen 2020

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1 BARRIERE PARAMASSI.....	5
3.2 CHIODATURE PER RETE PARAMASSI.....	5
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	7
4.1 RETE METALLICA CON BARRE DI ANCORAGGIO E RETICOLO DI CONTENIMENTO IN FUNE.....	10
4.2 BARRIERE PARAMASSI.....	13
5. CENSIMENTO DELLE OPERE DI PROTEZIONE ESISTENTI.....	16
5.1 CENSIMENTO ALTAIR (GIUGNO 2009).....	16
5.2 RILIEVI SVOLTI PER IL PROGETTO DEFINITIVO.....	31
6. SIMULAZIONI TRAIETTOGRAFICHE.....	38
6.1 INTRODUZIONE.....	38
6.2 AREE SORGENTE DI POTENZIALE INSTABILITÀ.....	38
6.3 SIMULAZIONI 3D.....	39
6.4 SIMULAZIONI 2D.....	44
6.5 ALTEZZA DEI RIMBALZI, ENERGIA CINETICA E DISPOSIZIONE NUOVE OPERE.....	56
7. DIMENSIONAMENTO DELLE BARRIERE PARAMASSI.....	68
7.1 CRITERI DI CALCOLO.....	68
7.2 ANALISI DI DIMENSIONAMENTO.....	71
8. FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI.....	73
8.1 CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO.....	73
8.2 APPROCCIO NORMATIVO.....	74
8.3 CARICHI DI PROGETTO.....	75
8.4 VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE.....	76
8.4.1 Verifica al carico limite laterale.....	77

---

8.4.2	Verifica di resistenza della sezione e di scorrimento all'interfaccia .....	77
8.4.3	Verifica di instabilità dell'equilibrio elastico .....	77
8.4.4	Verifica a taglio .....	78
<b>8.5</b>	<b>VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE.....</b>	<b>80</b>
8.5.1	Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato .....	80
8.5.2	Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno .....	80
8.5.3	Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune.....	80
<b>8.6</b>	<b>VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE.....</b>	<b>80</b>
8.6.1	Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato .....	81
8.6.2	Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno .....	81
8.6.3	Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune.....	81
	<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....</b>	<b>82</b>

## 1. PREMESSA

Il presente documento riguarda le opere di protezione da caduta massi che verranno realizzate nell'ambito del *Progetto Definitivo* della *Variante alla S.S.45 bis "Gardesana occidentale"* tra il km 86+567 ed il km 88+800 nei comuni di Gargnano e Tignale in provincia di Brescia.

Le opere paramassi sono previste in due distinte aree esposte al rischio caduta massi:

- area prossima all'imbocco sud della nuova galleria Muslone;
- area ricadente nel tratto fra gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi.

L'intervento di consolidamento risulterà dalla combinazione di tecnologie di difesa attiva e passiva, intendendo di porre in atto sistemi di stabilizzazione capaci di prevenire l'innescò di fenomeni di instabilità agendo direttamente sul fronte roccioso nel caso attivo, di controllarne lo sviluppo a seguito del verificarsi del dissesto nel caso passivo, in entrambi casi finalizzati alla protezione e alla fruizione sostenibile delle aree di valle.

Nello specifico, gli interventi di mitigazione del rischio di caduta massi in oggetto sono riconducibili a due diverse tipologie:

- applicazione su parete rocciosa di reti metalliche in aderenza, rinforzate con funi e opportunamente chiodate con armature in barre di acciaio (intervento di consolidamento di tipo attivo);
- barriere paramassi ad elevato assorbimento di energia, dislocate nei pendii a valle dei costoni lapidei (opere di difesa passiva).

Detti consolidamenti avvengono in aree in cui già in passato sono state installate opere paramassi di vario genere, alcune delle quali ormai tecnicamente superate o fuori uso.

L'individuazione delle aree e delle opere che presentano problematiche è avvenuta sulla scorta di sopralluoghi, del censimento delle opere esistenti con associata compilazione di una scheda di valutazione del grado di obsolescenza, di rilievi laser scanner terrestre e fotogrammetrici da drone, di analisi geostrutturali, cinematiche e traiettografiche 2-D e 3-D di caduta massi.

Sulla base di tale quadro conoscitivo, sono state individuate le principali criticità relative sia allo stato di conservazione delle opere di protezione esistenti, sia alla presenza di porzioni rocciose potenzialmente instabili.

Rispetto agli scenari di danneggiamento delle opere esistenti e della zonazione del rischio sono state formulate con corrispondenza biunivoca le ipotesi progettuali di risanamento.

Sono stati previsti vari livelli di intervento, dal mantenimento delle opere esistenti alla loro sostituzione/integrazione con opere ex novo.

Lo scopo della presente relazione è quello di illustrare il percorso logico attraverso il quale si è pervenuti alla definizione degli interventi, di dare evidenza delle scelte progettuali operate e delle verifiche che ne oggettivano la validità.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- DM 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- CIRCOLARE 21.01.2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni
- ETAG 027 “Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits” (Linee Guida per il Benessere Tecnico Europeo di kit di protezione contro la caduta di massi)
- UNI EN 10219 “Profilati cavi formati a freddo di acciai non legati e a grano fine per strutture saldate”;
- UNI EN 10025-2 “Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali – Condizioni tecniche di fornitura”;
- UNI EN ISO 1461 “Rivestimenti di zincatura per l’immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazione e metodi di prova”;
- UNI EN 12385 “Funi di acciaio – Sicurezza”;
- UNI EN 10264-2 “Filo di acciaio per funi - Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi per applicazioni generali”;
- UNI EN 10223-3 “Fili e prodotti trafilati di acciaio per recinzioni - Reti di acciaio a maglie esagonali per impieghi industriali”;
- UNI EN 10244-2 “Fili e prodotti trafilati di acciaio – Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio - Rivestimenti di zinco o leghe di zinco.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Barriere paramassi

##### Acciaio per barre tipo B450C

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio		$f_{tks} = 5400$ daN/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio		$f_{yks} = 4500$ daN/cm <sup>2</sup>
coefficiente di sicurezza		$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo dell'acciaio	$= f_{yk} / \gamma_s =$	$f_{yds} = 3913$ daN/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_s =$	$f_{vds} = 2259$ daN/cm <sup>2</sup>
modulo elastico dell'acciaio		$E = 2,06 \cdot 10^6$ daN/cm <sup>2</sup>

##### Acciaio per profilati, piastre del tipo S275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio		$f_{tka} = 4300$ daN/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio		$f_{yka} = 2750$ daN/cm <sup>2</sup>
coefficiente di sicurezza		$\gamma_M = 1,05$
resistenza di calcolo dell'acciai	$= f_{yka} / \gamma_M =$	$f_{yda} = 2619$ daN/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo di taglio acciaio	$= f_{yka} / \sqrt{3} \gamma_M =$	$f_{vda} = 1512$ daN/cm <sup>2</sup>
modulo elastico dell'acciaio		$E = 2,06 \cdot 10^6$ daN/cm <sup>2</sup>

##### Acciaio per ancoraggi in fune spiroidale (classe 1770 N/mm<sup>2</sup> - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$	$T_{\Phi 16} = 238,0$ kN
---	--------------------------

##### Ancoraggio in acciaio spiroidale (classe 1770 N/mm<sup>2</sup> - UNI EN 12385/10)

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16$	$A_{\Phi 16} = 400,0$ kN
---	--------------------------

##### Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30) o superiore.

confezionata con cemento tipo 325 o sup, eventuale utilizzo di additivi antiritiro e/o fluidificanti ecc... secondo indicazioni D.L., metodo iniezione di calcolo IGU

rapporto acqua cemento	$a/c = 0,50 \div 0,60$
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} = 300,0$ daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza monoassiale per carichi di breve durata	$f_{ck} = 249,0$ daN/cm <sup>2</sup> = 0,83 · R <sub>ck</sub>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_m = 1,50$
Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141,1$ daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 40,3$ daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} = 26,9$ daN/cm <sup>2</sup>

#### 3.2 Chiodature per rete paramassi

##### Acciaio per chiodature

Tipo: B 450 C (ex Fe B 44k controllato)

Tensione caratteristica di rottura a trazione:  $f_{tk} \geq 550 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile per combinazioni SLE:  $\sigma_{adm} = 360 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo ( $\gamma_s = 1.15$ ):  $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

#### **Acciaio per carpenteria metallica (piastre di ancoraggio)**

Tipo: S 275 (ex Fe 430)

Tensione caratteristica di rottura a trazione:  $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile per combinazioni SLE:  $\sigma_{adm} = 220 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo ( $\gamma_s = 1.15$ ):  $f_{yd} = 275 / 1.15 = 239 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

#### **Malta di iniezione**

Rapporto massimo acqua / cemento:  $A/C \leq 0.50$

Resistenza cubica caratteristica (t=7 gg):  $f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Additivo antiritiro

## 4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere di mitigazione del rischio di caduta massi sono previste in due distinte aree riconosciute come critiche rispetto a tale problematica:

- area prossima all'imbocco sud della nuova galleria Muslone;
- area ricadente nel tratto fra gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi.

Le seguenti immagini illustrano le aree di intervento.

### LEGENDA

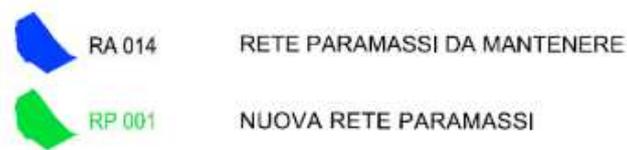


Figura 4.1 – Legenda opere paramassi: zona imbocco sud della nuova galleria Muslone.

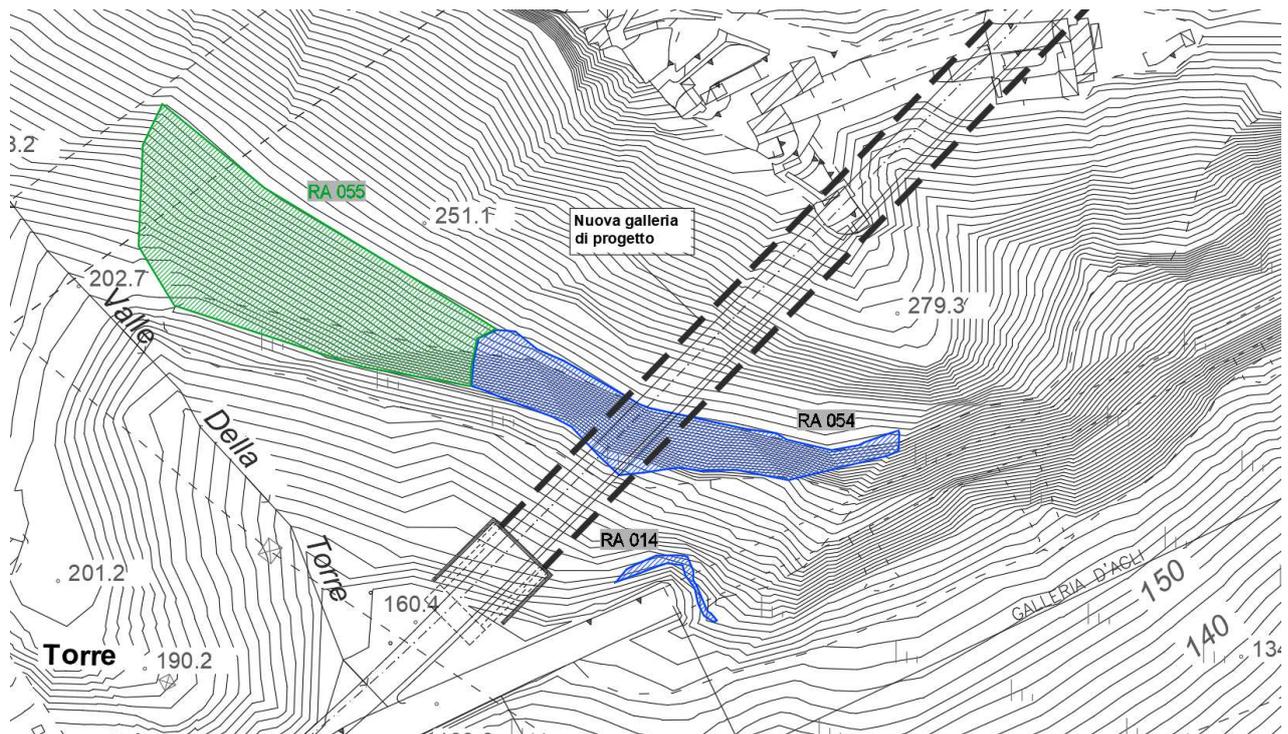


Figura 4.2 – Opere paramassi: zona imbocco sud della nuova galleria Muslone.



La combinazione delle due categorie favorisce una progettazione sinergica che tenga conto della loro complementarietà, fornisce una soluzione integrata al problema dell'instabilità dei costoni rocciosi e offre la massima flessibilità in fase di progettazione e realizzazione.

Come evidente dalle planimetrie e dalle rispettive legende, sono previsti **vari livelli di intervento, dal mantenimento delle opere esistenti alla loro sostituzione/integrazione con opere ex novo**, nel caso in cui esse presentino danneggiamenti, debiti manutentivi, carenze costruttive. Nel caso di nuove installazioni, la legenda di Figura 4.3 riporta anche la classe energetica delle barriere, il loro sviluppo planimetrico e l'altezza nominale fuori terra.

L'individuazione delle aree e delle opere che presentano problematiche è avvenuta sulla scorta di sopralluoghi, del censimento delle opere esistenti con associata compilazione di una scheda di valutazione del grado di obsolescenza, di rilievi laser scanner terrestre e fotogrammetrici da drone, di analisi geostrutturali, cinematiche e traiettografiche di caduta massi (cfr. §§5 e 6).

Nei pressi della **zona all'imbocco sud della galleria Muslone** (Figura 4.2), le reti esistenti RA\_014 e RA\_054 non hanno evidenziato anomalie di rilievo, risultando dunque idonee al mantenimento. L'intensa fratturazione della parete ha suggerito inoltre l'implementazione dell'intervento "esteso" con la nuova rete RA\_055.

Particolare attenzione merita il versante roccioso sotteso dal **tratto all'aperto fra le gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi** (Figura 4.4), caratterizzato da un avanzato stato di fratturazione. A testimonianza della delicatezza del contesto, tale settore di pendio già in passato è stato più volte sede di interventi, costituiti da vari allineamenti di barriere e da varie porzioni di rete addossata al pendio.

In tale zona le opere hanno per lo più mostrato un elevato grado di obsolescenza, rendendone necessaria la sostituzione. Come messo in evidenza da Figura 4.4, le uniche opere paramassi ancora idonee all'impiego risultano le reti RA\_015, RA\_052 e RA\_053, e la barriera BP\_026.

Per tutte le altre barriere è prevista la demolizione del manufatto esistente e la ricostruzione in posizione immediatamente attigua della nuova struttura.

La sostituzione della rete RA\_016, obsoleta e degradata, appartiene alla famiglia degli interventi di consolidamento attivi "puntuali", tramite imbragatura di una porzione localizzata dell'ammasso roccioso mediante rete, reticolo di funi e chiodature in barra.

In tal caso, la presenza di volumi rocciosi in equilibrio precario aggettanti sulla viabilità impone che nella fase preliminare all'esecuzione dei lavori si predispongano tutti gli accorgimenti atti alla messa in sicurezza della sede stradale (eventuale barriera provvisoria di protezione, segnaletica, eventuale chiusura al traffico o traffico alternato nell'area antistante, ecc.).

L'intervento di sostituzione sarà preceduto dall'ispezione dei fronti rocciosi, a cura di rocciatori, nell'ambito della quale verrà effettuato il disgaggio e la scerbatura (ripulitura dell'eventuale vegetazione infestante).

Il disgaggio dovrà essere limitato esclusivamente ai massi in procinto di crollo di piccole dimensioni e la cui asportazione non innesca fenomeni di instabilità nella roccia retrostante. La disgregazione avverrà con mezzi meccanici, ove possibile, oppure tramite frantumazione mediante prodotti espansivi chimici colati in dei fori realizzati ad hoc, sfruttando la fasciatura ed il contenimento temporanei realizzati dalla rete esistente.

In fase preparatoria, oltre alla rimozione dei volumi instabili, si dovrà procedere alla regolarizzazione della scarpata rocciosa, compensandone il profilo fino all'ottenimento di una sagoma sufficientemente regolare. Anche in tal caso la stabilità degli elementi lapidei è assicurata temporaneamente dall'attuale rete metallica.

Tagli parziali e creazione di aperture nella rete esistente per consentire la sostituzione progressiva saranno consentiti per fronti di ampiezza limitata e solo in garanzia di assenza di volumi rocciosi in condizioni di moto incipiente, ove attuabile anche mettendo in opera il nuovo intervento prima della dismissione della rete esistente.

Di seguito si forniscono le caratteristiche specifiche degli interventi descritti in precedenza, rimandando per ulteriori dettagli ai grafici allegati al progetto.

#### 4.1 Rete metallica con barre di ancoraggio e reticolo di contenimento in fune

Gli interventi di messa in sicurezza con rete metallica prevedono la realizzazione di una diffusa maglia di rinforzo costituita da chiodatura con barre di ancoraggio passive di diametro  $d_e = 26\text{mm}$ , in acciaio B450C ( $f_{ptk} = 540\text{MPa}$ ), piene e a filettatura continua, disposte su maglia a quinconce ad interasse 3.0 m (h) x 3.0m (v), di lunghezza compresa fra 2.0m (ancoraggi d'attacco sommitali e basali) e 3.0m (ancoraggi intermedi), alloggiare e intasate con malta cementizia C25/30 su tutta la lunghezza all'interno di perfori di diametro  $\phi = 100\text{mm}$ .

Il rivestimento viene eseguito in teli di rete a doppia torsione con maglia tipo 8x10, e filo del diametro pari a 3.0mm, zincato, necessario per evitare fenomeni di instabilizzazione di detrito tra 2 chiodi adiacenti, e dalla formazione del reticolo di funi in acciaio, del diametro  $\phi = 12\text{mm}$ , disposte longitudinalmente e diagonalmente tra le varie file di ancoraggi, in modo che il sistema risulti il meno deformabile ed il più robusto possibile.

Le seguenti immagini illustrano gli schemi tipologici di intervento.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

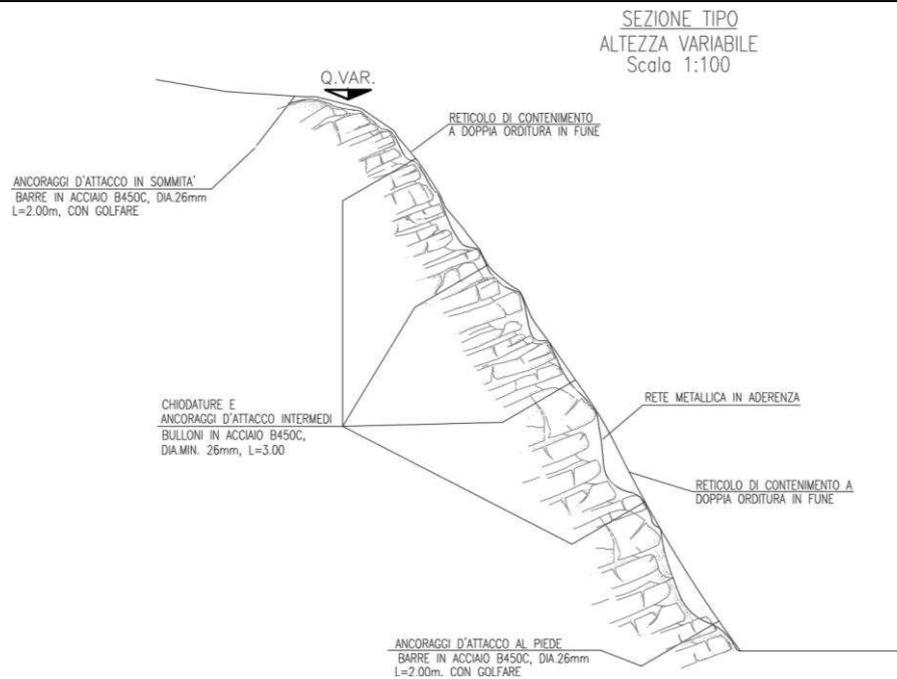


Figura 4.5 - Rete paramassi: sezione tipologica.

PRIMA FASE

CHIODATURA DEL VERSANTE CON BULLONI  $\varnothing 26$  MAGLIA  $3 \times 3$  m  $L=3.00 \div 9.00$  E FORMAZIONE DEGLI ANCORAGGI D'ATTACCO IN SOMMITA' ED AL PIEDE DELLA PENDICE, DISTESA E GIUNZIONE DEI TELI DI RETE

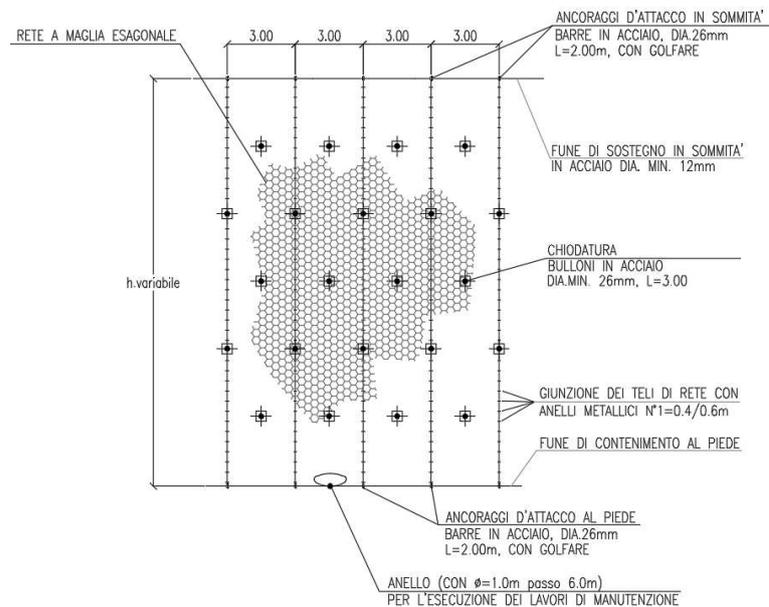


Figura 4.6 - Reti paramassi: rete e chiodi di ancoraggio.

SECONDA FASE  
FORMAZIONE DEL RETICOLO DI CONTENIMENTO  
A DOPPIA ORDITURA IN FUNE

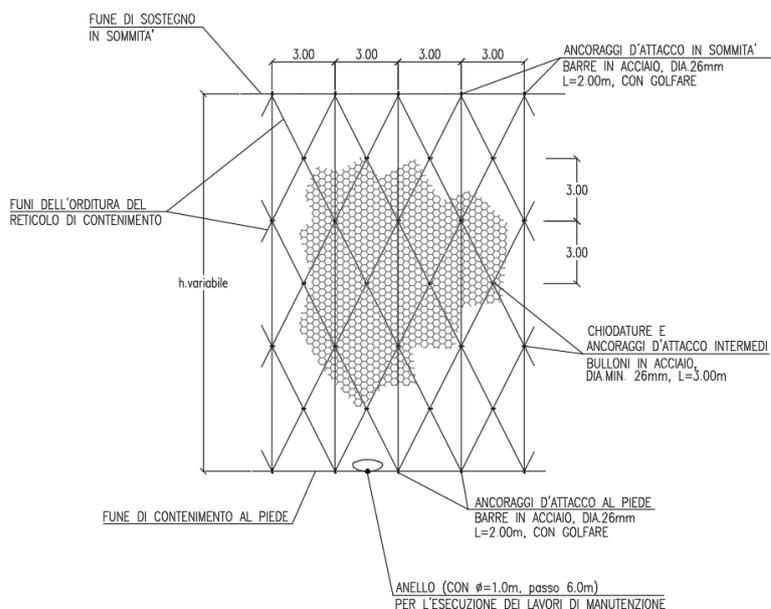


Figura 4.7 - Reti paramassi: funi del reticolo di contenimento.

PARTICOLARE BULLONE  
SEZIONE TRASVERSALE  
Scala 1:5

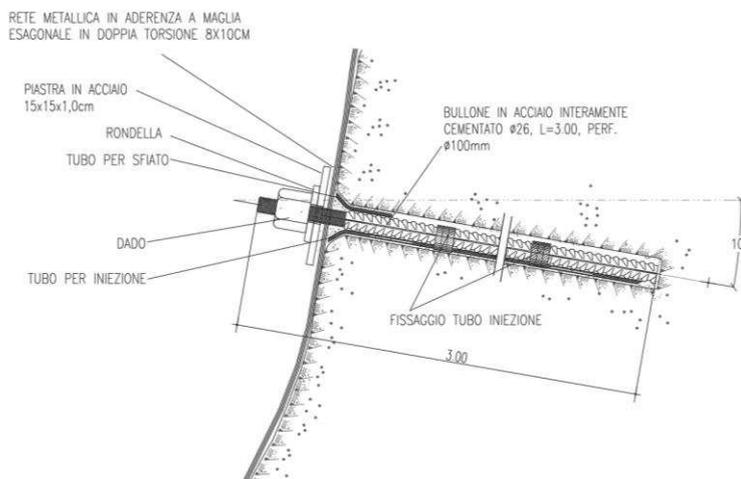


Figura 4.8 - Reti paramassi: chiodi di ancoraggio.

La previsione operativa è quella di ricorrere per l'installazione a tecniche alpinistiche di progressione su corda, a cura di rocciatori specializzati.

La fasizzazione prevede in prima battuta il posizionamento dell'operatore per l'esecuzione dei

perfori dei chiodi. Segue la messa in posto dei chiodi di ancoraggio e la sigillatura con malta cementizia iniettata a pressione. Segue esecuzione della fune di monte, legata alle barre di estremità, risvoltata intorno agli ancoraggi stessi, messa in tensione e serrata con dei morsetti in acciaio.

Segue installazione del rivestimento in rete: la rete viene srotolata lungo il pendio dopo averla fissata facendola svoltare attorno alla fune di monte. Si procede con la legatura dei rotoli di rete tramite punti metallici (graffette o lap link) o mediante fune o filo in acciaio. Vengono posizionate le piastre in acciaio sugli ancoraggi di monte e serrate con dado apposito.

Si opera il posizionamento dei cavi trasversalmente alla direzione di massima pendenza ed il risvolto del rivestimento intorno al cavo di base. Contestualmente si opera la disposizione dei cavi di rinforzo a "zig-zag" lungo il pendio, con orditura romboidale. I cavi vengono fatti passare lateralmente agli ancoraggi, vengono serrati con opportuni morsetti e messi in tensione. Infine si realizza il posizionamento delle piastre in acciaio sugli ancoraggi intermedi e al piede e serraggio con dado apposito. Le piastre servono a far rimanere il rivestimento aderente al terreno.

#### **4.2 Barriere paramassi**

Le barriere paramassi ad assorbimento di energia dovranno essere fornite marcati CE in accordo con ETAG 027 e prodotti in regime di qualità ISO 9001.

Esse dovranno avere le seguenti caratteristiche tecnico-prestazionali:

- classe energetica con assorbimento energetico  $\geq$  MEL 1000 kJ (barriera in grado di resistere all'urto di un corpo roccioso animato da una energia cinetica massima di 1000 kJ, classe 3 in accordo a ETAG 027);
- altezza nominale fuori terra 3.5m;
- categoria non inferiore a CAT A di cui al punto 2.4.3.2. della ETAG 027 (altezza residua  $\geq$  70% altezza nominale dopo impatto alla massima energia).

La certificazione deve contenere esito di prove in vera grandezza "crash test", effettuate da laboratorio indipendente accreditato presso EOTA e che esegua le prove in conformità alla Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo ETAG 027.

Lo schermo di intercettazione principale è costituito da pannelli di rete ad anelli con filo di acciaio  $\varnothing 3.00$  mm (classe di resistenza  $\geq 1380$  MPa) zincato (UNI EN 10244-2, Classe A). Alla rete principale viene sovrapposta una rete secondaria a maglia esagonale, di dimensione max cm 8 x 10 a doppia torsione, con filo  $\varnothing 2.20$  mm (UNI EN 10223-3) zincato (UNI EN 10244-2, Classe A).

I montanti sono costituiti da elementi tubolari  $\varnothing 114.3$  mm, spessore 5 mm, in acciaio S235JRH (EN 10219-1).

Le piastre di base sono previste in acciaio S235JR di dimensioni 250x500 mm e spessore 10 mm (EN 10025).

Le funi in acciaio hanno diametro  $\varnothing 16$  mm e  $\varnothing 18$  mm (6X19+AM) (UNI EN 12385-4) e classe di resistenza acciaio 1770 MPa.

Non sono presenti controventi di valle.

I freni (dissipatori di energia) garantiscono prestazioni elevate e costanti nel tempo perché lavorano per deformazione e non per attrito. Sono costituiti da elementi tubolari in alluminio  $\varnothing 30$  mm con lunghezza pari a 1000 mm e spessore 1,5 mm, entro cui scorrono le funi in acciaio.

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante  $n_b = 2$  barre in acciaio B450C aventi diametro  $\Phi 24$  inserite in perforazioni di diametro minimo  $D = 70$  mm ciascuno, in modo da formare 2 micropali cementati di lunghezza pari a 2,0 m.

Gli ancoraggi laterali e di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale  $\Phi 16$  inseriti in perforazioni del diametro minimo pari a  $D = 90$  mm e lunghezza  $L = 3,0$  m. La cementazione dei fori di alloggiamento verrà eseguita a gravità con boiaccia acqua/cemento additivata con antiritiro, pompando la miscela dal fondo del foro fino a rifiuto.

Di seguito vengono illustrati gli schemi tipologici di intervento, che ne dettagliano le principali caratteristiche tecniche.

#### **VISTA LATERALE DELLA BARRIERA**

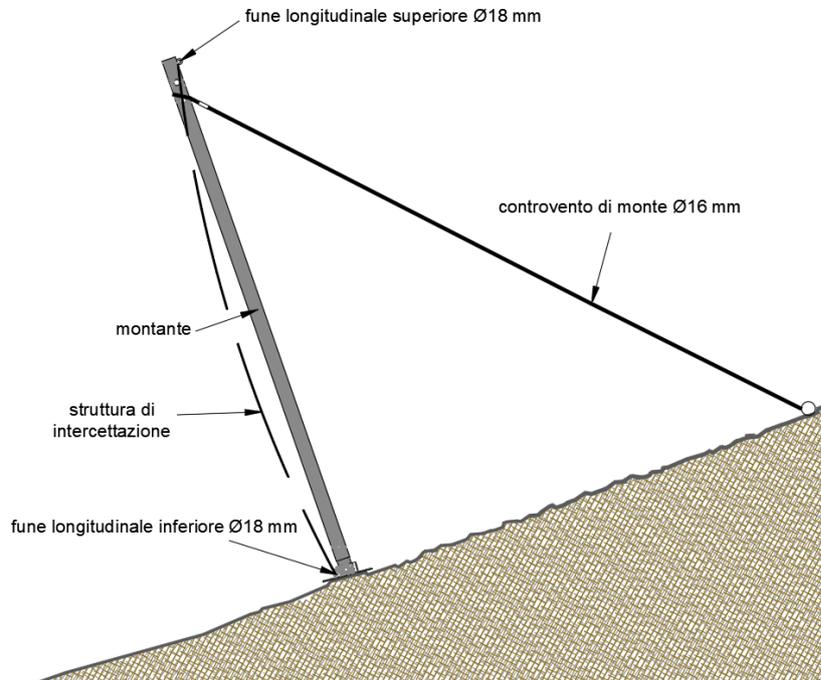
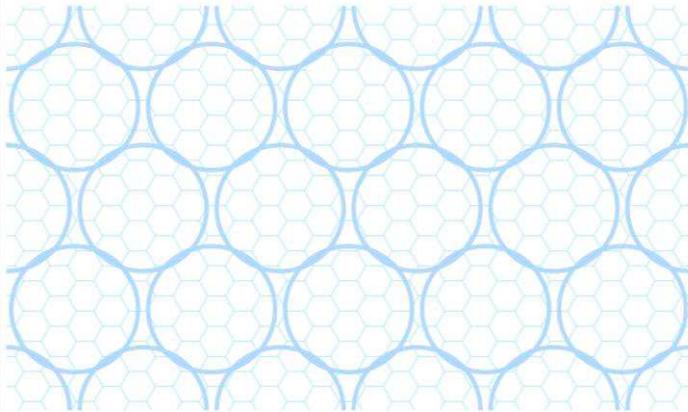


Figura 4.9 – Barriere paramassi: sezione tipologica.

**DETTAGLIO DELLA RETE PRINCIPALE E DELLA RETE SECONDARIA**



Pannello di rete in fune di acciaio  
conformata ad anelli  
aventi  $\varnothing$  350 mm circa

rivestito con rete metallica a doppia  
torsione a maglia esagonale tipo 8x10  
costituita da filo  $\varnothing$  2,2 mm

RETE SECONDARIA  
Dettaglio

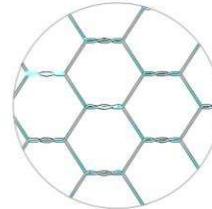


Figura 4.10 - Barriere paramassi: dettaglio struttura di intercettazione.

**SCHEMA DELLA POSIZIONE DELLE FONDAZIONI PER PIASTRE DI BASE**

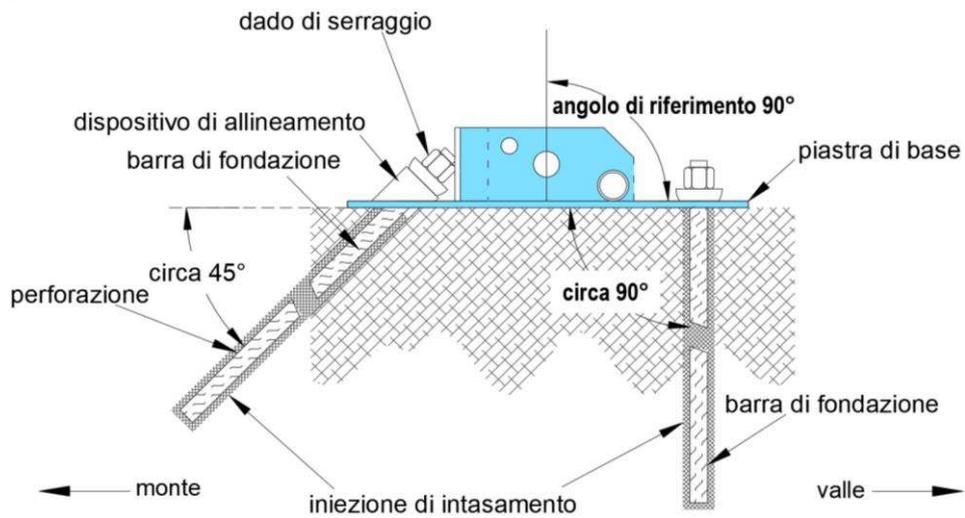


Figura 4.11 - Barriere paramassi: fondazione.

## 5.CENSIMENTO DELLE OPERE DI PROTEZIONE ESISTENTI

Una parte essenziale per pervenire alla definizione degli interventi è consistita nella verifica dello stato di consistenza del sito.

La verifica dello stato dell'arte è avvenuta in due momenti successivi, sia tramite il dossier "Censimento e verifica delle esistenti opere di protezione dal rischio di caduta massi, zonizzazione del rischio e previsione statistica degli eventi di crolli lapidei dal km 66+100 al km 106+848", redatto nel Giugno 2009, sia attraverso i rilievi svolti contestualmente alla redazione del Progetto Definitivo.

### 5.1 Censimento ALTAIR (giugno 2009)

Il dossier del 2009, eseguito da ALTAIR s.a.s. in collaborazione con il dott. Geol. Michele Conti il dott. Geol. Antonio Conti e il dott. Geol. Giannone Vincenzo su incarico dell'ANAS SpA - Compartimento della Viabilità per la Lombardia, ha per oggetto il censimento, la verifica delle opere di protezione e la zonazione della pericolosità su una tratta notevolmente più vasta di quella di interesse ai fini del presente ambito progettuale, dal km 66+100 al km 106+848.

Tale lavoro nel seguito viene sintetizzato limitatamente agli aspetti relativi al censimento delle opere di protezione esistenti e al solo tratto stradale di attuale pertinenza progettuale, esteso tra il km 86+567 ed il km 88+800.

Il censimento è consistito in particolare nei sopralluoghi congiunti con alcuni tecnici delle Amministrazioni ricadenti nel territorio considerato, nei rilievi tecnici e fotografici sulle strutture esistenti, nella compilazione, infine, delle schede tecniche di valutazione del grado di obsolescenza di ciascuna opera.

L'area indagata interessa le pareti rocciose che direttamente o indirettamente insistono sui tratti non coperti da gallerie della S.S. 45 bis.

A difesa della tratta stradale presa in esame nel corso degli anni sono state installate strutture ed eseguiti interventi di varia natura a cura degli Enti competenti (Regione, Provincia, Comuni, Anas, Comunità Montana). La tecnologia del settore negli ultimi tre decenni ha subito grandi cambiamenti, di conseguenza nel territorio di interesse sono state rilevate strutture di vario genere, alcune delle quali ormai tecnicamente superate o fuori uso.

Per riuscire ad effettuare una raccolta dati completa ed esaustiva si è ritenuto opportuno predisporre una scheda-modello contenente le principali informazioni per le barriere paramassi e per le reti in aderenza.

Le schede riportano i dati identificativi generali (Opera n., tipologia struttura ed ubicazione), le caratteristiche tecniche rilevate e le caratteristiche prestazionali presunte, nonché tutti quegli elementi ritenuti necessari per valutare in modo semplice ma proficuo il grado di obsolescenza della struttura (debito manutentivo - carenze stato di efficienza).

Per la numerazione di ciascuna opera censita è stato definito un codice alfanumerico composto da 4 parti, ognuna delle quali riporta gli elementi fondamentali per un'identificazione univoca: tipologia dell'opera, n. progressivo, classe prestazionale stimata (solo per le barriere paramassi), chilometrica definita secondo i riferimenti ANAS.

L'opera nella fattispecie può essere rappresentata con le lettere BP (barriere paramassi) o RA (rete in aderenza).

Nelle schede delle barriere paramassi sono raccolte informazioni relative alle seguenti parti strutturali: struttura di sostegno, struttura di intercettazione, struttura di collegamento, sistema frenante, struttura di fondazione e caratteristiche prestazionali ipotizzate.

Le schede relative alle reti in aderenza contengono i dati inerenti le caratteristiche delle reti di protezione e del rafforzamento corticale.

Per valutare il grado di obsolescenza è stata definita una semplice metodologia basata sulla determinazione del valore numerico di alcuni parametri che influiscono in modo significativo sullo stato generale dell'opera.

Questo metodo per la valutazione del grado di obsolescenza tiene conto di quattro fattori, a ciascuno dei quali è assegnato un punteggio variabile da 0 a 3, secondo lo schema seguente.

<b>GRIGLIA VALUTAZIONE GRADO DI OBSOLESCENZA</b>				
<b>MONTAGGIO</b>				
Non corretto	Parziali difetti	Moderati difetti	Corretto	
3	2	1	0	
<b>STATO DI DEGRADO</b>				
Totale	Parziale	Moderato	Assente	
3	2	1	0	
<b>DEFORMAZIONI</b>				
Totale	Parziali	Moderate	Assenti	
3	2	1	0	
<b>VARCHI</b>				
Totale	Parziali	Moderati	Assenti	
3	2	1	0	

- A) Condizioni di montaggio
- B) Stato di degrado
- C) Deformazioni
- D) Varchi

Figura 5.1 – Griglia di valutazione del grado di obsolescenza.

Il grado di obsolescenza, valutato come la media aritmetica dei quattro indici numerici, può essere compreso tra 0 e 1 e corrisponde a cinque fasce possibili, secondo lo schema grafico seguente.

### GRADO DI OBSOLESCENZA

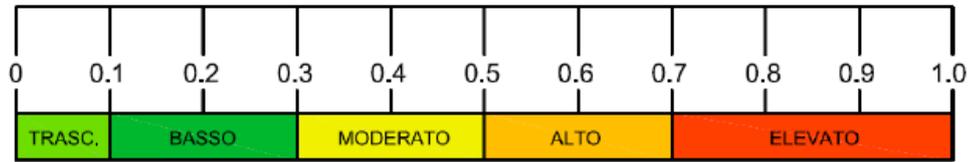


Figura 5.2 – Legenda grado di obsolescenza.

Il grado di obsolescenza è di fondamentale importanza nell'ambito della pianificazione degli interventi di manutenzione e/o di ripristino-rifacimento delle opere che presentano problematiche. A tal proposito si è ritenuto opportuno assegnare il grado "elevato" anche quando solo uno dei 4 fattori considerati (condizioni di montaggio, stato di degrado, deformazioni, varchi) comporti un intervento immediato (valore indice parziale = 3).

Nel prospetto seguente si riportano le indicazioni per l'analisi dello stato di manutenzione/efficienza di ciascuna opera.

Grado di obsolescenza	Valutazione della necessità di intervento e dell'urgenza di riparazione (Priorità)	Conseguenze per l'efficienza e il funzionamento delle strutture	Esempi
Trascurabile	Nessuna	Nessun pregiudizio	Regolare
Basso	Bassa	Nessun pregiudizio	Lievi irregolarità (es. barriere paramassi: ossidazione funi – morsetti ecc.); (es. reti in aderenza: ossidazione funi, morsetti)
Moderato	Media	Nessun pregiudizio (problematiche non gravi a breve termine ma non trascurabili)	Moderate irregolarità (es. barriere paramassi: ossidazione montanti, funi – morsetti, frizioni; mancanza di protezioni delle frizioni; moderate deformazioni e/o piccoli varchi; piccoli accumuli di materiale ecc.) (es. reti in aderenza: presenza di moderate deformazioni e/o piccoli varchi; rete non aderente; piccoli accumuli di materiale ecc.)
Alto - Elevato	Alta	Pregiudizio forte (funzionalità non garantita)	Gravi irregolarità (es. barriere paramassi: errori di montaggio; montanti piegati o non adeguatamente ancorati, frizioni utilizzate; reti sganciate o non adeguatamente fissate; accumuli di grandi quantità di materiale) (es. reti in aderenza: reti molto danneggiate; assenza di reticolo di contenimento e/o di barre di ancoraggio; presenza di notevoli accumuli di materiale ecc.)

Figura 5.3 – Tabella priorità intervento vs grado di obsolescenza.

In definitiva, si è optato per la sostituzione di tutte le opere caratterizzate da un grado di obsolescenza > 0.3.

Durante la campagna di raccolta dati ci si è trovati ad affrontare notevoli difficoltà dovute alle condizioni morfologiche dei luoghi in cui sono collocate le strutture (morfologia accidentata con versanti ripidi), alla fitta e rigogliosa vegetazione, nonché alla scarsa presenza di sentieri che possano favorire l'accesso in modo adeguato e sicuro.

Notevoli difficoltà sono state riscontrate anche nella fase di raccolta dei dati in quanto nella quasi totalità dei casi non è stato possibile disporre delle schede tecniche dei fornitori, dell'impresa esecutrice o del committente. I dati sono stati pertanto ricavati mediante osservazioni dirette, necessarie anche per stimare le caratteristiche tecniche dell'opera.

In taluni casi, tali soggezioni hanno di fatto impedito il rilievo delle opere.

Durante i sopralluoghi non è stato possibile raggiungere alcune barriere a causa delle condizioni disagiate dei luoghi, talvolta prive anche di sentieri. In questi casi, considerato che non si è in possesso delle schede tecniche delle strutture, la definizione delle principali caratteristiche è stata fatta sulla base di osservazioni a distanza e/o tenendo conto delle informazioni reperite.

In Figura 5.5 e Figura 5.6 si riportano le planimetrie di ubicazione delle opere censite nel tratto di interesse e le relative schede di valutazione.

Le planimetrie contengono anche la perimetrazione preliminare delle aree a maggiore pericolosità secondo le direttive della Regione Lombardia. La delimitazione era stata effettuata attraverso analisi di caduta massi di tipo probabilistico, giungendo a definire 5 classi a pericolosità omogenea, da H1 (pericolosità molto bassa) a H5 (pericolosità molto alta).

Il censimento ha condotto all'individuazione di n.2 aree esposte al rischio caduta massi:

- area prossima all'imbocco sud della nuova galleria;
- area ricadente nel tratto fra gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi.

Osservando la documentazione cartografica per la zona all'imbocco sud della galleria Muslone (Figura 5.5) è possibile notare che tale area è caratterizzata da pericolosità medio-bassa, con probabilità di arrivi di massi da monte piuttosto contenute.

Per la rete RA\_014 è stato valutato un grado di obsolescenza pari a 0.2, rendendola idonea al mantenimento.

Per i suddetti problemi di accessibilità, il censimento non ha potuto raggiungere la rete paramassi RA\_054, scontornata in blu in Figura 5.5. In base all'ispezione a distanza, la rete in questione non ha evidenziato anomalie di rilievo ed è, dunque, da mantenersi in opera.

Particolarmente pericolosa è la zona tra le due gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi (Figura 5.6), più volte sede di interventi ANAS, per la presenza di una parete a monte sub verticale molto estesa e con stato di fratturazione avanzato.

La strada è protetta nel breve tratto scoperto, oltre che da una galleria artificiale paramassi, da vari allineamenti di barriere e da due porzioni di rete addossata al pendio.

**Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi**

Come emerge dalle schede tecniche, in tale zona le opere hanno per lo più mostrato un elevato grado di obsolescenza, rendendone necessaria la sostituzione; le uniche opere paramassi conservabili risultano la rete RA\_015 e la barriera BP\_026, contraddistinte da un grado di obsolescenza  $\leq 0.3$ .

Anche in tale area sono presenti opere inaccessibili, per le quali è stato possibile procedere solo con l'ispezione visiva a distanza (barriera BP\_218, rete RA\_053, settore di monte della rete RA\_015).

La barriera BP\_218 risulta obsoleta e degradata, mentre la rete RA\_053 e il settore di monte della rete RA\_015 risultano ancora idonei all'impiego.

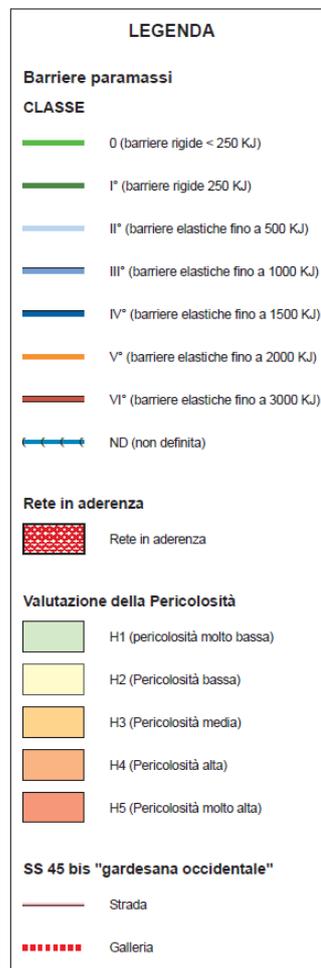


Figura 5.4 – Legenda planimetria.

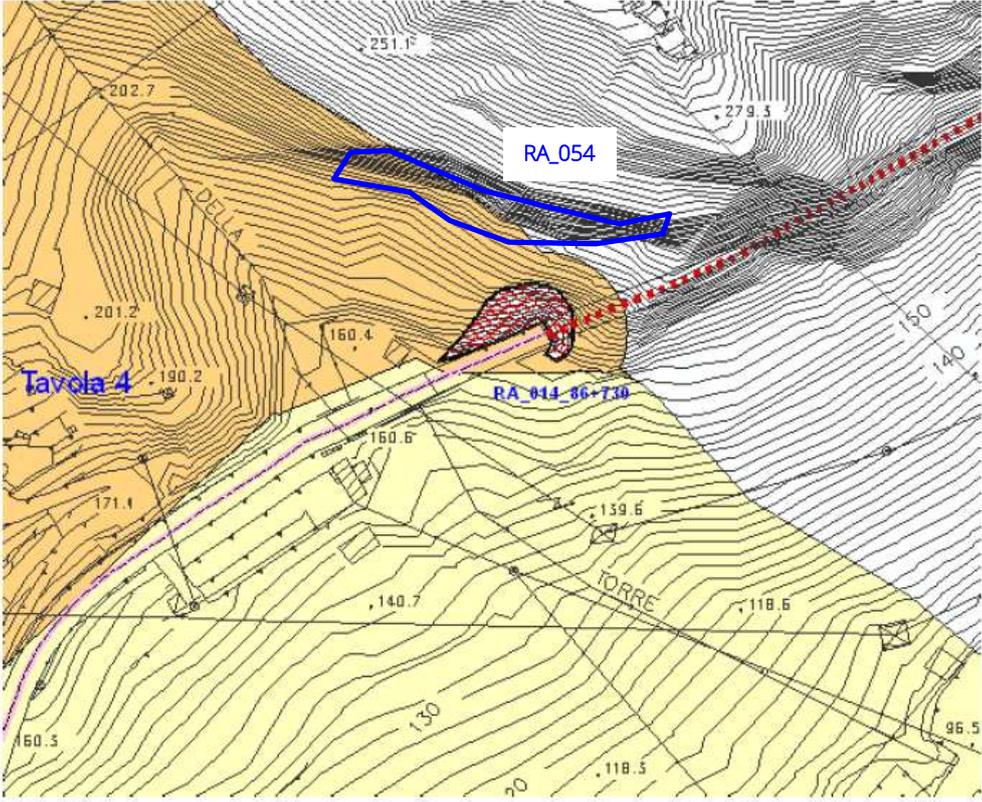
AREA "GARGNANO"	SCHEDA S2/TAV4
	
DESCRIZIONE E COMMENTI	
<p>La tratta della SS 45 bis considerata in questa scheda si estende dalla chilometrica 86+550 alla chilometrica 86+750 per un totale di circa 200 m.</p> <p>L'area è caratterizzata da pericolosità media con frequenze di distacchi bassi.</p> <p>La rete addossata diminuisce in modo considerevole i distacchi, anche se dalle porzioni di monte possono arrivare fino alla sede stradale, visto peraltro che non sono presenti barriere paramassi.</p>	

Figura 5.5 - Opere paramassi zona imbocco sud Galleria Muslone.

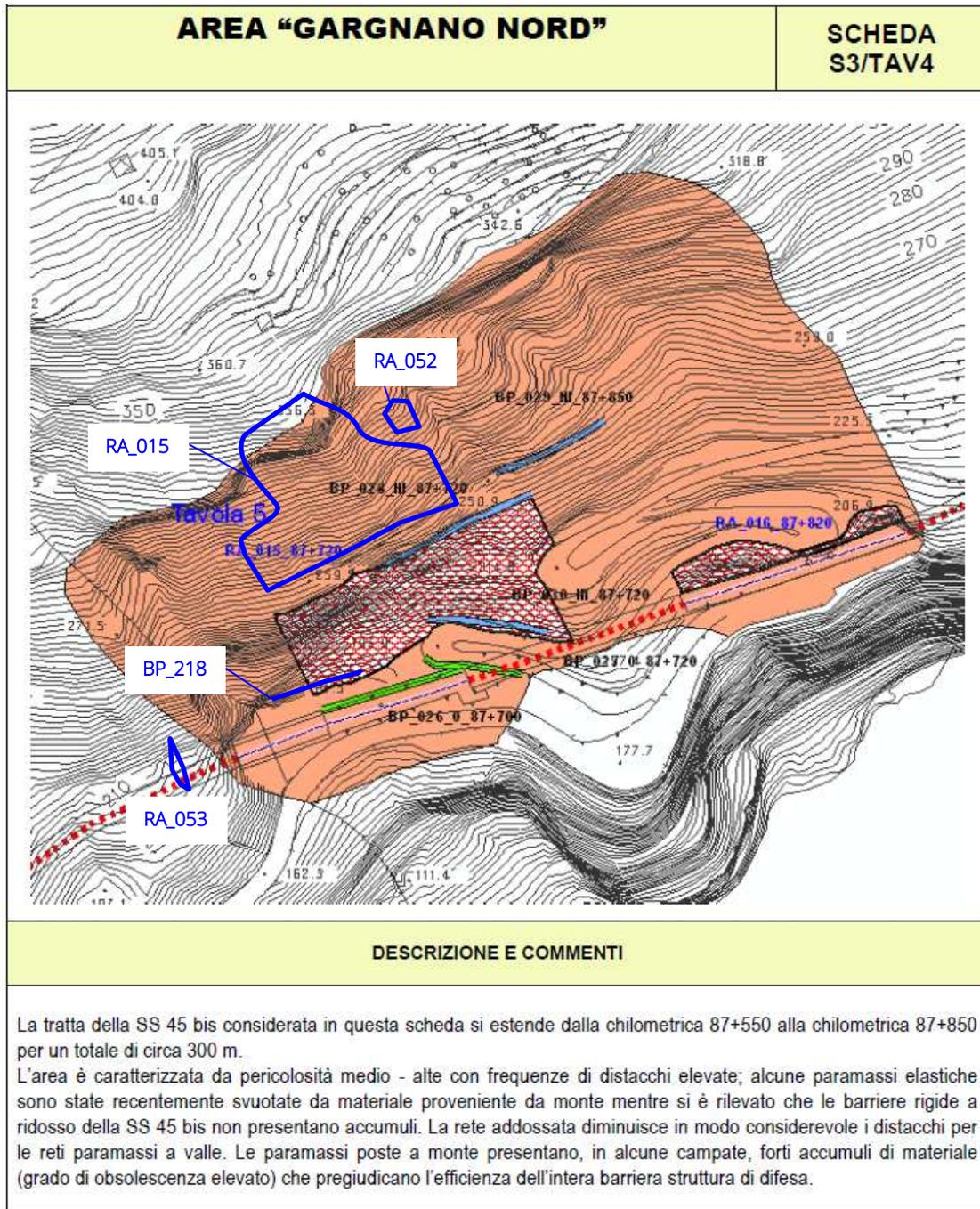


Figura 5.6 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Acì e dei Ciclopi.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° RA_014_86+730		Rete in aderenza	
Ubicazione		Comune - Località	Gargnano – imbocco Sud galleria d'agli
		Altitudine (m s.l.m.)	- - -
		Chilometriche (ANAS)	86+730
			
Rete di protezione	Tipo di rete	Rete metallica a doppia torsione $\phi$ 3,0 mm con maglia esagonale 8 x 10 cm	
	Cuciture tra pannelli	Filo di ferro zincato	
	Sostegno in sommità e al piede	Funi d'acciaio zincato $\phi$ 16 mm	
	Ancoraggi d'attacco	Barre $\phi$ 26 mm con interasse 2,5+3 m	
Rafforzamento corticale	Reticolo di contenimento	Nella parte bassa (Figura A) il reticolo di contenimento è costituito da funi $\phi$ 12 mm in trefolo di acciaio zincato con orditura romboidale, passanti all'interno dei golfari in corrispondenza degli incroci e da funi delle stesse caratteristiche verticali. Nella porzione alta il reticolo di contenimento è costituito da funi $\phi$ 12 mm in trefolo di acciaio zincato ad andamento sub-parallelo (non è presente il reticolo romboidale), pertanto la rete di protezione non è adente al terreno.	
	Ancoraggi d'attacco	Barre $\phi$ 26 mm	
	Maglia ancoraggi (orizz. / verticale)	2,5 m / 2,5 m	
	Sistemi di bloccaggio funi	Morsetti a cavallotto in fusione zincata	
Condizioni generali	Montaggio	Parziali difetti: rete localmente non aderente alla parete	2
	Stato di degrado	Nullo	0
	Deformazioni	Assenti	0
	Varchi	Assenti	0
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo – Carenze stato di efficienza)</b>			<b>0,2</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idonea	
Note:			

Figura 5.7 - Opere paramassi zona imbocco sud Galleria Musione: scheda di valutazione opera paramassi RA\_014.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° RA_015_87+720		Rete in aderenza	
Ubicazione		Comune - Località	Gargnano - tra galleria d'Aqli e galleria Euteria
		Altitudine (m s.l.m.)	- - -
		Chilometriche (ANAS)	87+720
			
Rete di protezione	Tipo di rete	Rete metallica a doppia torsione $\phi = 3,0$ mm con maglia esagonale 8 x 10 cm	
	Cuciture tra pannelli	Filo di ferro zincato	
	Sostegno in sommità e al piede	Funi d'acciaio zincato $\phi 16$ mm	
	Ancoraggi d'attacco	Barre $\phi 26$ mm con interasse 2,5 ÷ 3 m	
Rafforzamento corticale	Reticolo di contenimento	Reticolo di funi costituito da un'orditura romboidale in fune metallica $\phi 12$ mm in trefolo di acciaio zincato, passanti all'interno dei golfari	
	Ancoraggi d'attacco	Barre $\phi 26$ mm	
	Maglia ancoraggi (orizz. / verticale)	2,5 m / 2,5 m	
	Sistemi di bloccaggio funi	Morsetti a cavallotto in fusione zincata	
Condizioni generali	Montaggio	Corretto	0
	Stato di degrado	Moderato: morsetti e rete localmente ossidati	1
	Deformazioni	Assenti	0
	Varchi	Assenti	0
GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo - Carenze stato di efficienza)			0,1
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
Note:			

Figura 5.8 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Aqli e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi RA\_015.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° RA_016_87+820		Rete in aderenza	
Ubicazione		Comune - Località	Gargnano -- tra galleria Eutenia e galleria dei Ciclopi
		Altitudine (m s.l.m.)	- - -
		Chilometriche (ANAS)	87+820
			
Rete di protezione	Tipo di rete	Rete metallica a doppia torsione $\phi = 3,0$ mm con maglia esagonale 8 x 10 cm	
	Cuciture tra pannelli	Filo di ferro zincato	
	Sostegno in sommità e al piede	Funi d'acciaio zincato $\phi$ 16 mm	
	Interasse ancoraggi	2,5÷3 m	
Rafforzamento corticale	Reticolo di contenimento	Si distinguono tre settori: Settore A) Reticolo di funi di contenimento costituito da un'orditura romboidale in fune metallica $\phi$ 12 mm in trefolo di acciaio zincato; Settore B) non si rilevano funi di contenimento; Settore C) funi di contenimento costituito in fune metallica $\phi$ 12 mm in trefolo di acciaio zincato, parallele tra di loro (manca orditura romboidale).	
	Ancoraggi d'attacco	La rete e le funi – dove presenti – sono fissate con semplici tirafondi	
	Maglia ancoraggi (orizz. / verticale)	2,5 m / 2,5 m	
	Sistemi di bloccaggio funi	Morsetti a cavalletto in fusione zincata	
Condizioni generali	Montaggio	Non corretto: ancoraggio del reticolo di contenimento con tirafondi. Occorre riposizionare, integrare e fissare il reticolo di contenimento con barre adeguatamente dimensionate	3
	Stato di degrado	Totale: morsetti molto ossidati ed obsoleti	3
	Deformazioni	Moderate	1
	Varchi	Assenti	0
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo – Carenze stato di efficienza)</b>			<b>1</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
Note:			

Figura 5.9 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Acì e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi RA\_016.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° BP_026_0_87+700		Barriera Paramassi	
Ubicazione	Comune - Località	Gargnano – tra galleria d'Agli e galleria Eutenia	
	Altitudine (m s.l.m.)	180	
	Chilometriche (ANAS)	87+700	
			
Struttura di sostegno	Campante n.	10, interasse 4 m	
	Montanti	H 3,5 m, profilo HEB 160	
Struttura di intercettazione	Rete principale	Funi longitudinali $\phi$ 16 mm bloccate con n. 3 morsetti deka, interasse 25 cm	
	Rete sussidiaria	Rete a doppia torsione $\phi$ 3 mm a maglia esagonale 80x100 mm	
Struttura di collegamento	Fissaggio del pannello	Filo di ferro	
	Controventi di monte	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi laterali	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi di valle	Assenti	
Sistema frenante	Assente		
Struttura di fondazione	Barre		
Caratteristiche prestazionali ipotizzate	< 250 KJ		
Condizioni generali	Montaggio	Parzialmente corretto: troppo vicina alla parete rocciosa	2
	Stato di degrado	Parziale: Montanti parzialmente ossidati	2
	Deformazioni	Assenti	0
	Varchi	Assenti	0
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo – Carenze stato di efficienza)</b>			<b>0,3</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo ma l'energia di dissipazione è troppo bassa	
<b>Note: protezione alla corrosione mediante verniciatura e zincatura</b>			

Figura 5.10 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'AcI e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi BP\_026.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° BP_027_0_87+720		Barriera Paramassi	
Ubicazione		Comune - Località	Gargnano - tra galleria d'Agli e galleria Euteria
		Altitudine (m s.l.m.)	190
		Chilometriche (ANAS)	87+720
			
Struttura di sostegno	Campante n.	7, interasse 4 m	
	Montanti	H 3,5 m, profilo HEB 160	
Struttura di intercettazione	Rete principale	Funi longitudinali $\phi$ 16 mm bloccate con n. 3 morsetti deka, interasse 25 cm	
	Rete sussidiaria	Rete a doppia torsione $\phi$ 3 mm a maglia esagonale 80x100 mm	
Struttura di collegamento	Fissaggio del	Filo di ferro	
	Controventi di	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi di	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
Sistema frenante	Assente		
Struttura di fondazione	Plinto con piastra e n. 4 barre $\phi$ 26 mm		
Caratteristiche prestazionali ipotizzate	< 250 KJ		
Condizioni generali	Montaggio	Corretto	0
	Stato di degrado	Parziale	2
	Deformazioni	Parziali: rottura rete ausiliaria in corrispondenza della 1 campata lato monte	2
	Varchi	Parziali: taglio rete in corrispondenza della 4 campata lato monte	2
GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo - Carenze stato di efficienza)			0,5
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
Note: protezione alla corrosione mediante verniciatura e zincatura			

Figura 5.11 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Acili e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi BP\_027.

Opera n° BP_028_III_87+720		Barriera Paramassi	
Ubicazione		Comune - Località	Gargnano - tra galleria d'Agli e galleria Eutenia
		Altitudine (m s.l.m.)	250
		Chilometriche (ANAS)	87+720
			
Struttura di sostegno	Campante n.	8, interasse 6 m	
	Montanti	Puntoni di sostegno tubolari $\phi$ 180 mm	
Struttura di intercettazione	Rete principale	Pannello di rete intrecciata $\phi$ 10 mm con maglia quadrata di lato 250 mm	
	Rete sussidiaria	Rete a doppia torsione $\phi$ 3 mm a maglia esagonale 80x100 mm	
Struttura di collegamento	Fissaggio del pannello	Fune sommitale $\phi$ 16 mm e filo di ferro	
	Controventi di monte	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi laterali	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
	Controventi di valle	Presenti (Fune in acciaio $\phi$ 16 mm)	
Sistema frenante	Sistema di assorbimento di energia formato da dissipatori con protezione scatolare		
Struttura di fondazione	Plinto		
Caratteristiche prestazionali ipotizzate	1000 KJ		
Condizioni generali	Montaggio	Corretto	0
	Stato di degrado	Totale: funzionalità compromessa a causa dei consistenti accumuli di materiale	3
	Deformazioni	Totali: si rileva una elevata quantità di materiale di accumulo	3
	Varchi	Parziali: rottura rete in corrispondenza degli accumuli di materiale	2
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo - Carenze stato di efficienza)</b>			<b>1</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
<b>Note: protezione alla corrosione mediante zincatura</b>			

Figura 5.12 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Acili e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi BP\_028.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° BP_029_III_87+850		Barriera Paramassi	
Ubicazione	Comune - Località	Gargnano – tra galleria d'Agli e galleria Eutenia	
	Altitudine (m s.l.m.)	260	
	Chilometriche (ANAS)	87+850	
Foto non disponibile			
Struttura di sostegno	Campante n.	6, interasse 6 m	
	Montanti	Puntoni di sostegno tubolari $\phi$ 180 mm	
Struttura di intercettazione	Rete principale	Pannello di rete intrecciata $\phi$ 10 mm con maglia quadrata di lato 250 mm	
	Rete sussidiaria	Rete a doppia torsione a maglia esagonale 80x100 mm	
Struttura di collegamento	Fissaggio del pannello	Fune perimetrale $\phi$ 16 mm	
	Controventi di monte	Presenti	
	Controventi laterali	Presenti	
	Controventi di valle	Presenti	
Systema frenante	Systema di assorbimento di energia formato da dissipatori con protezione scatolare		
Struttura di fondazione	Plinto		
Caratteristiche prestazionali ipotizzate	1000 KJ		
Condizioni generali	Montaggio	Corretto	0
	Stato di degrado	Parziale: montanti e morsetti molto ossidati; sistema frenante molto degradato. Nel complesso la struttura è da ritenere obsoleta	2
	Deformazioni	Parziali: presenza di materiale di accumulo	2
	Varchi	Parziali	2
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo – Carenze stato di efficienza)</b>			<b>0,5</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
<b>Note: protezione alla corrosione mediante zincatura</b>			

Figura 5.13 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'AcI e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi BP\_029.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Opera n° BP_030_III_87+720		Barriera Paramassi	
Ubicazione	Comune - Località	Gargnano – tra galleria d'Agli e galleria Eutenia	
	Altitudine (m s.l.m.)	200	
	Chilometriche (ANAS)	87+720	
			
Struttura di sostegno	Campante n.	6, interasse 6 m	
	Montanti	Puntoni di sostegno tubolari $\phi$ 180 mm	
Struttura di intercettazione	Rete principale	Pannello di rete intrecciata $\phi$ 10 mm con maglia quadrata di lato 250 mm	
	Rete sussidiaria	Rete a doppia torsione $\phi$ 3,0 mm a maglia esagonale 80x100 mm	
Struttura di collegamento	Fissaggio del pannello	Fune perimetrale $\phi$ 16 mm e filo di ferro	
	Controventi di monte	Presenti	
	Controventi laterali	Presenti	
	Controventi di valle	Presenti	
Systema frenante	Systema di assorbimento di energia formato da dissipatori con protezione scatolare		
Struttura di fondazione	Plinto		
Caratteristiche prestazionali ipotizzate	1000 KJ		
Condizioni generali	Montaggio	Corretto	0
	Stato di degrado	Parziale: montanti e morsetti molto ossidati; sistema frenante molto degradato. Nel complesso la struttura è da ritenere obsoleta	2
	Deformazioni	Parziale: presenza di materiale di accumulo nelle prime 3 campate lato monte	2
	Varchi	Parziali	2
<b>GRADO DI OBSOLESCENZA (Debito manutentivo – Carenze stato di efficienza)</b>			<b>0,5</b>
Posizionamento rispetto allo scopo		Idoneo	
<b>Note: protezione alla corrosione mediante verniciatura e zincatura</b>			

Figura 5.14 - Opere paramassi zona fra gallerie esistenti D'Agli e dei Ciclopi: scheda di valutazione opera paramassi BP\_030.

## 5.2 Rilievi svolti per il Progetto Definitivo

I rilievi svolti contestualmente alla redazione del Progetto Definitivo hanno assunto particolare valenza sia nell'identificare eventuali nuove aree a rischio, sia nel definire il livello prestazionale attuale delle opere paramassi, al fine di individuare eventuali dinamiche di caduta delle prestazioni rispetto al quadro acquisito nel 2009.

I rilievi, eseguiti nei mesi di aprile e maggio 2019 da Imageo Srl per conto di ANAS S.p.A. Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori - Coordinamento Progettazione, sono stati effettuati sulle pareti rocciose tra i km 86+000 e 89+000 della SS45bis, interessando anche in tal caso aree esterne a quelle di stretta pertinenza progettuale.

Limitatamente alle zone ricadenti all'interno del presente ambito progettuale, gli esiti dei rilievi integrativi hanno escluso sin da subito l'eventualità di ulteriori aree a rischio in aggiunta a quelle riconosciute nel 2009, rendendo lecito concentrare le indagini di dettaglio nei settori già identificati in passato.

Il controllo è avvenuto sia attraverso sopralluoghi a carattere ricognitivo, sia tramite rilievi laser scanner terrestre e fotogrammetrici da drone, che, assieme, hanno consentito di definire visivamente le caratteristiche evolutive delle prestazioni delle opere, nonché di arricchire le informazioni in aree scarsamente documentate.

Le aree rilevate sono state denominate 1A, 2A, 3A, 4A, di fatto coincidenti con le zone ispezionate nel 2009: le aree 1A e 2A sono prossime all'imbocco sud della galleria Muslone, mentre le aree 3A e 4A ricadono nel tratto fra gallerie esistenti D'Acli e dei Ciclopi.



Figura 5.15 - Ubicazione delle aree di rilievo.

I rilievi eseguiti hanno consentito la rivalutazione aggiornata dei corpi d'opera presenti, della consistenza dei fenomeni di dissesto e, conseguentemente, dell'entità degli interventi da intraprendere. Parallelamente, l'elevata risoluzione spaziale della nuvola di punti ottenuta ha permesso una descrizione il più possibile oggettiva delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso e la conseguente elaborazione di mappe di distribuzione di alcuni parametri geomeccanici fondamentali, guidando l'individuazione delle situazioni più critiche alle quali dedicare studi mirati di approfondimento.

Di seguito vengono illustrate le ortoimmagini ottenute da drone, in cui vengono evidenziate le opere paramassi.

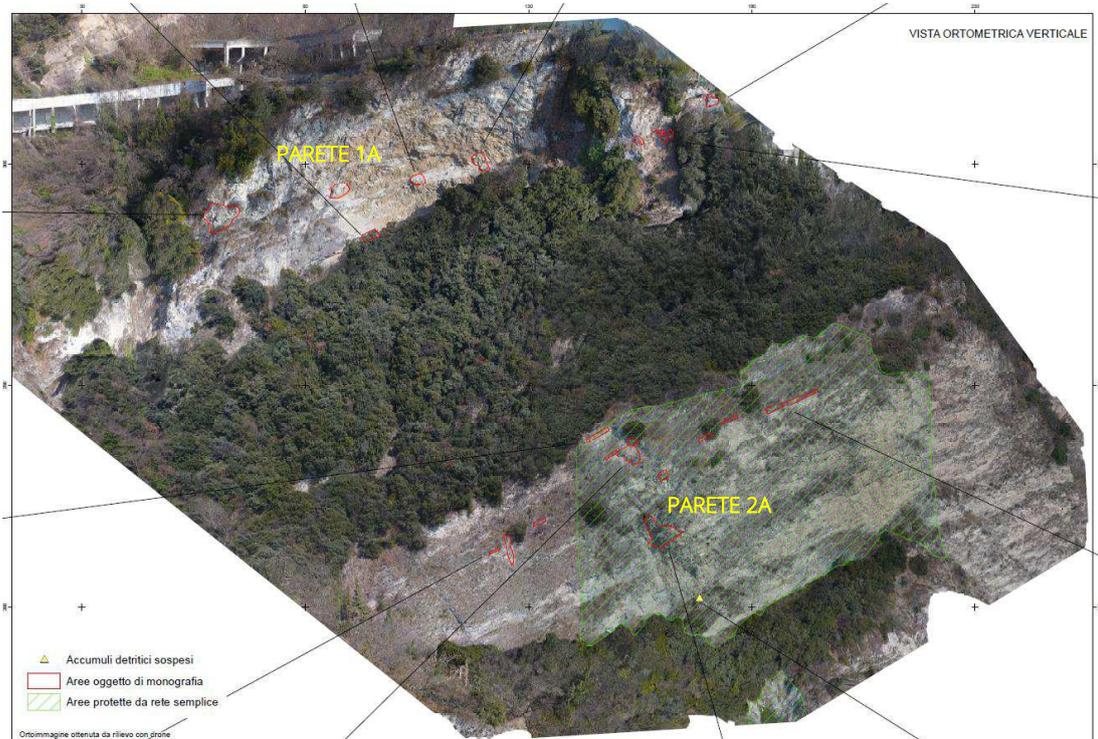


Figura 5.16 – Parete 1A e 2A: vista ortometrica verticale.

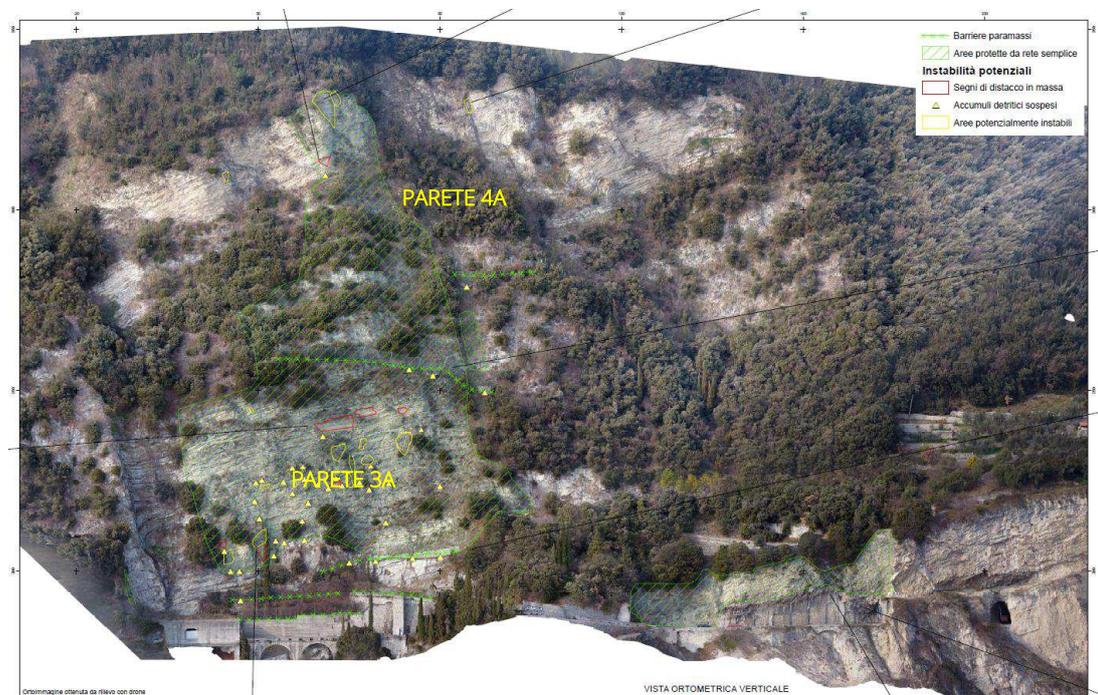


Figura 5.17 - Parete 3A e 4A: vista ortometrica verticale.

La parte relativa alla discussione delle risultanze di tali rilievi viene qui affrontata sinteticamente e più nel dettaglio negli elaborati geologici, in cui sono riportati tutti i dettagli di acquisizione ed elaborazione geostrutturale.

In questa sede preme innanzitutto rimarcare che detti rilievi hanno confermato il quadro delineato dal censimento del 2009, non evidenziando ulteriori significative riduzioni nel tempo dei livelli di sicurezza e funzionalità, in ultima analisi confermando le ipotesi di mantenimento/sostituzione/integrazione delle opere analizzate in precedenza.

La parete 1A (Figura 5.16), impostata nella formazione della Maiolica, è il settore in cui le deformazioni dovute ai sovrascorrimenti intraformazionali sembrano avere agito più intensamente, a tal punto che è difficile riconoscere l'assetto della stratificazione calcarea. La fratturazione e la deformazione è talmente intensa, che non si riescono ad individuare dei sistematismi nei piani di discontinuità capaci di generare crolli in massa di materiale. Si tratta sempre di materiale caratterizzato da *volume roccioso unitario* VRU inferiore ai  $0.1 \text{ m}^3$ .

Questo settore di parete non presenta attualmente barriere paramassi a valle nè reti di protezione in aderenza.

La parete 2A (Figura 5.16), appartenente alla Formazione di Concesio, presenta una blanda ondulazione della stratificazione. Le analisi sulle spaziature dei lineamenti più persistenti hanno evidenziato la presenza di materiale intensamente fratturato, caratterizzato da VRU che solo in un limitato numero di casi arriva a  $0.04 \text{ m}^3$ , ed episodicamente a circa  $0.15 \text{ m}^3$ .

Questo settore di parete presenta in gran parte reti di protezione in aderenza, al cui interno sembra essere "intrappolato", poco detrito, segno che probabilmente non è stata soggetta a frequenti e/o recenti crolli.

In Figura 5.18 si può osservare uno dei blocchi più voluminosi individuati alla base della parete 2A dai rilievi effettuati con il drone. Il blocco è lastriforme e corrisponde ad una porzione di strato calcareo compatto. Il suo spessore non è facilmente misurabile, ma ipotizzando un suo spessore attorno ai 15 cm, il suo volume complessivo dovrebbe essere inferiore ai  $0.05 \text{ m}^3$ , coerentemente con quanto desunto dalle elaborazioni di mappatura del VRU condotte sulla parete 2A.

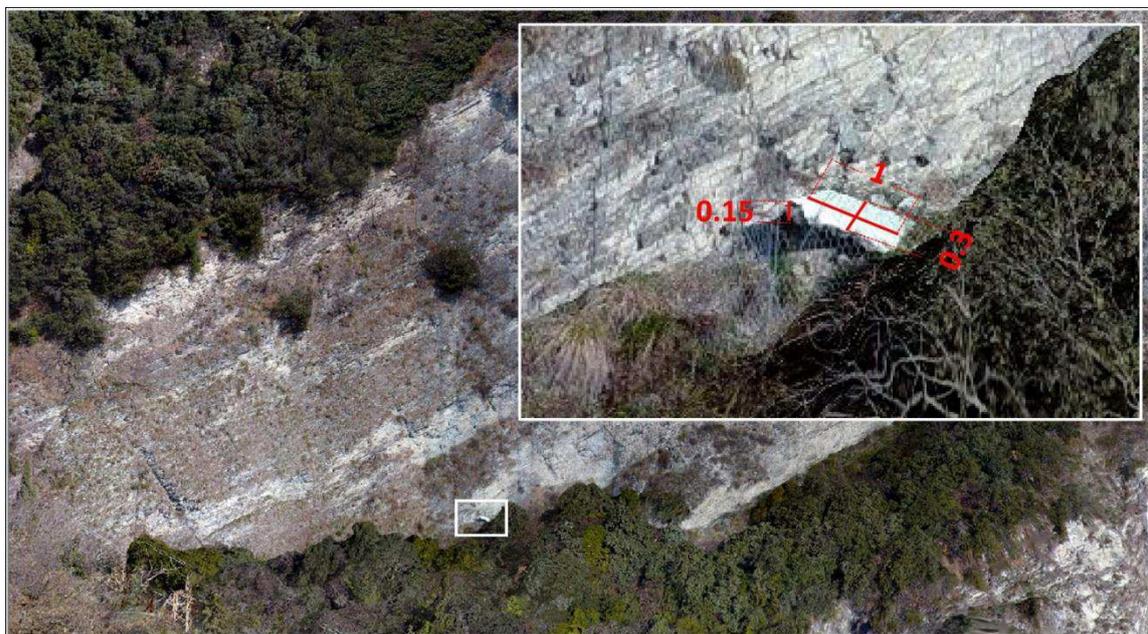


Figura 5.18 – Esempio di blocco crollato alla base della Parete 2A.

La parete 3A, nel settore più settentrionale (in basso a destra nell'immagine di Figura 5.17), risulta impostata dal Medolo e presenta alla base dell'affioramento una serie di piani di sovrascorrimento, evidenziati da livelli marnosi decimetrici fortemente destrutturati. Oltre il tetto roccioso compatto, probabilmente anch'esso impostato lungo uno di questi sovrascorrimenti, i livelli marnosi alternati agli strati calcarei tipici del Medolo sembrano molto rari.

L'affioramento aggettante sulla strada è in gran parte protetto da una rete in aderenza (RA\_016). Tuttavia, i tiranti che tendono la rete alla base talvolta non aderiscono adeguatamente alla roccia. Queste criticità si hanno principalmente lungo le incisioni più pronunciate. Il materiale che potrebbe crollare a monte, si potrebbe quindi incanalare preferenzialmente lungo di esse, passando al di sotto delle reti e precipitando in strada.

Inoltre, appena sopra dell'imbocco della galleria dei Ciclopi, si segnala una zona cataclastica creatasi ad opera di faglie verticali, che localmente disarticolano l'ammasso con maggior intensità. In questo preciso settore, la rete non arriva alla base della parete, lasciando senza protezione queste porzioni di ammasso fortemente disarticolate. Esse sono caratterizzate da blocchi decimetrici la cui linea di caduta potrebbe facilmente intercettare la sede stradale. Ciò è avvalorato dalle elaborazioni sulle nuvole di punti, che evidenziano VRU massimi sino a circa  $0.03 \text{ m}^3$ .

La Parete 3A, nel settore più meridionale (in basso a sinistra nell'immagine di Figura 5.17), è costituita alla base dal Medolo, passante in corrispondenza di un'intensa fascia di deformazione alla Formazione di Concesio. In questa fascia di sovrascorrimento si registrano i valori di VRU più elevati di tutto lo studio, superando, anche se raramente i  $0.6 \text{ m}^3$ .

Oltre a ciò, nelle zone porzioni più elevate della Parete 3A Sud sono state cartografate zone di distacco ritenuti recenti dalla loro colorazione nettamente diversa della roccia circostante e dall'assenza di vegetazione arbustiva, invece abbondante al contorno. Dall'analisi di questi distacchi e degli accumuli detritici "intrappolati" nelle reti poche decine di metri a valle, lo studio svolto da Imageo conclude che i VRU coinvolti in media non superano i  $0.05 \text{ m}^3$ .

Anche nelle immagini di Figura 5.19 e Figura 5.20, si può constatare che gli accumuli presenti nella strada chiusa che attraversa la parete 3A sono generalmente costituiti da blocchi di dimensioni che variano da centimetriche a decimetriche, salvo qualche raro elemento compatto che raggiunge i  $0.04 \text{ m}^3$  in Figura 5.19,  $0.3 \text{ m}^3$  in Figura 5.20.

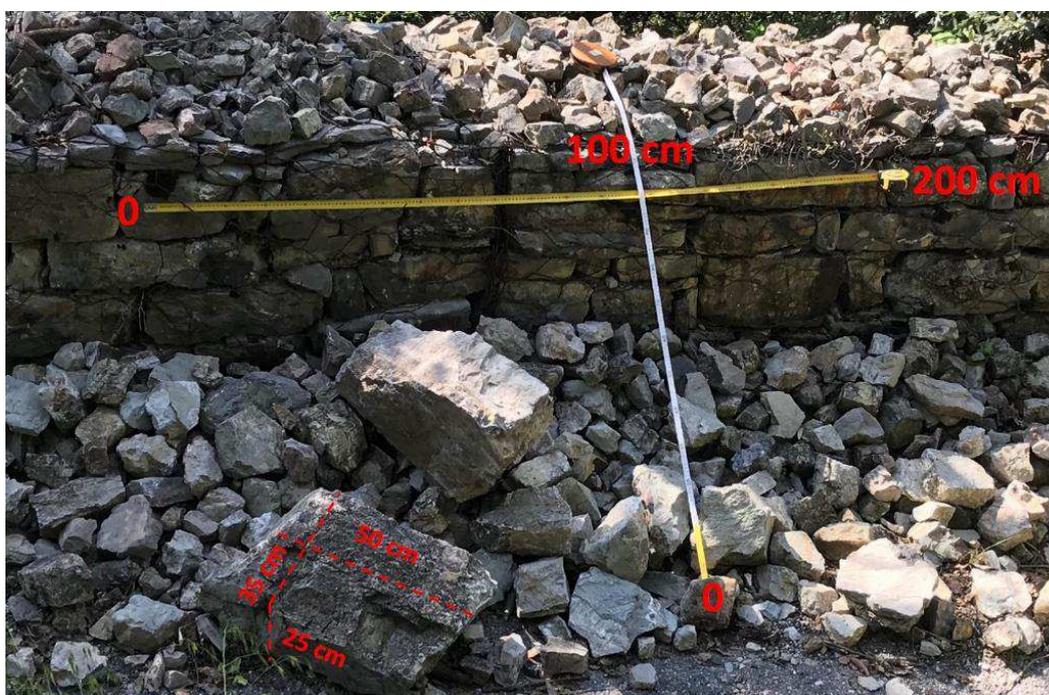


Figura 5.19 – Esempio 1/2 di accumuli di blocchi depositatisi sulla strada chiusa che attraversa la Parete 3A Sud.

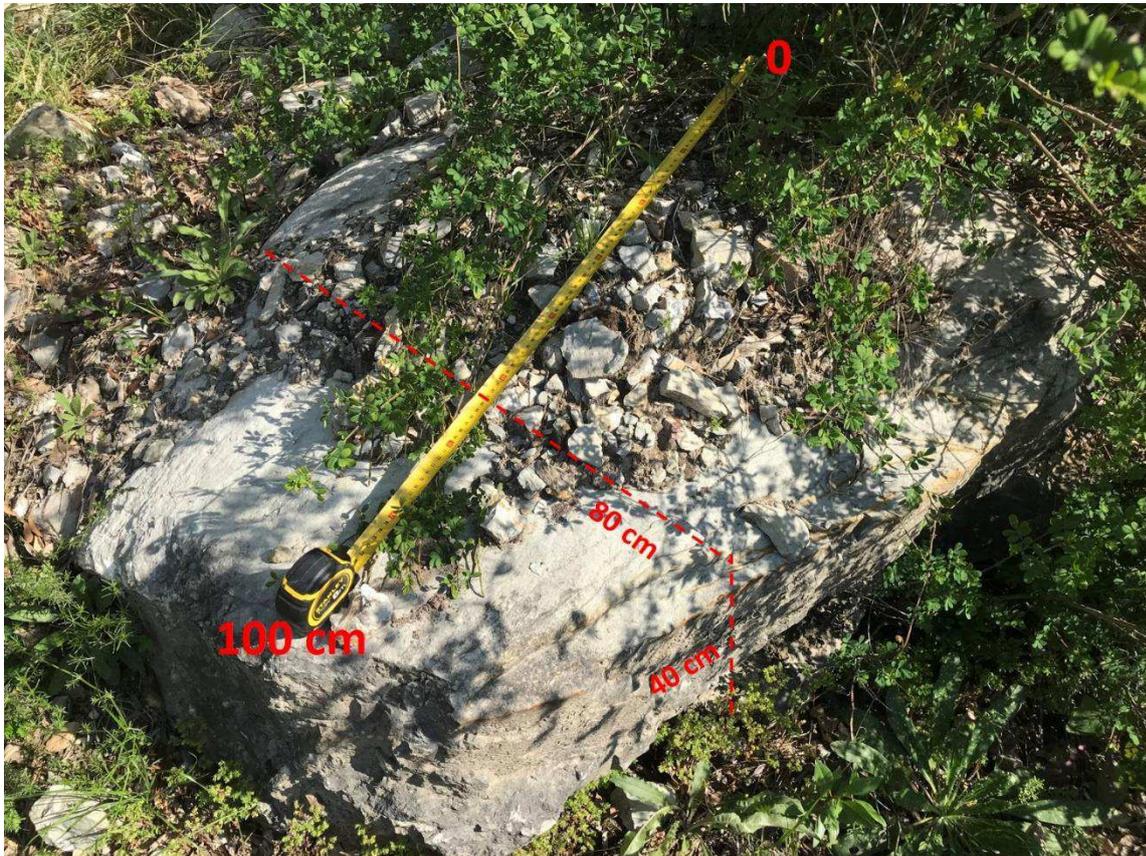


Figura 5.20 – Esempio 2/2 di blocco crollato sulla strada chiusa che attraversa la Parete 3A Sud.

La parete 3A Sud presenta sia reti di protezione in aderenza che varie barriere paramassi. Queste ultime necessitano per lo più di riprogettazione di nuovi interventi, in quanto in vari punti le barriere presentano danneggiamenti, caratteristiche tecniche obsolete e accumuli detritici "incastrati" al loro interno, talmente copiosi che la loro capacità di trattenere altro materiale risulta alquanto compromessa.

La parete 4A (Figura 5.17) appartiene alla Formazione di Concesio, con caratteri e sistematismi simili a quelli propri della Parete 3A Sud. I VRU coinvolti mediamente si attestano attorno ai  $0.04 \text{ m}^3$ , raggiungendo in un numero limitatissimo di casi gli  $0.5 \text{ m}^3$ .

Anche per quanto riguarda la Parete 4A, sono state cartografate zone di distacco ritenute recenti per le stesse motivazioni addotte per la Parete 3A Sud.

La parete 4A presenta attualmente alcune barriere paramassi e una limitata area protetta da reti di protezione in aderenza. Come per la Parete 3A Sud, si evidenzia l'elevata obsolescenza delle barriere paramassi.

## 6.SIMULAZIONI TRAIETTOGRAFICHE

### 6.1 INTRODUZIONE

Il capitolo descrive i criteri di svolgimento e i risultati delle simulazioni traiettografiche di caduta massi.

Le analisi sono state svolte sia in condizioni tridimensionali 3D che piane 2D.

Le simulazioni 3D sono servite principalmente in fase preliminare per identificare in planimetria i settori più critici, ovvero dove le traiettorie dei blocchi simulati hanno il maggior numero di transiti e vanno ad intercettare la sede stradale. Il principale vantaggio della simulazione 3D, infatti, è che permette di osservare un'area di studio molto estesa, come richiesto dal caso in oggetto.

Viceversa, le analisi 2D, a fronte di una maggior accuratezza, non sempre danno la garanzia di identificare le traiettorie più critiche, che solo occasionalmente coincidono con le linee massima pendenza.

La mappatura della probabilità di transito, che costituisce il principale risultato delle simulazioni 3D, è quindi risultata propedeutica a decidere dove tracciare i profili da simulare in 2D.

In tutte le elaborazioni, a scopo cautelativo, non è stato considerato il ruolo delle esistenti opere di protezione (analisi "free field" in condizioni di campo libero).

Tale ipotesi di lavoro, tuttavia, viene attentamente rivalutata ex post in funzione dei risultati restituiti dalle analisi traiettografiche.

Nel caso in cui le traiettorie interferiscano con il tracciato, dunque, vengono di volta in volta sviluppate specifiche considerazioni sul ruolo giocato dall'ipotesi di assenza delle opere paramassi esistenti, in ultima analisi sull'attendibilità dell'analisi "free field" stessa.

### 6.2 Aree sorgente di potenziale instabilità

Al fine di comprendere una buona casistica, l'identificazione delle "aree sorgente" di potenziali instabilità è avvenuta integrando i risultati delle varie analisi condotte direttamente in sito e delle elaborazioni dei dati laser scanner e fotogrammetrici.

Le potenziali zone di distacco sono illustrate in Figura 6.1 ed in planimetria negli elaborati geologici.

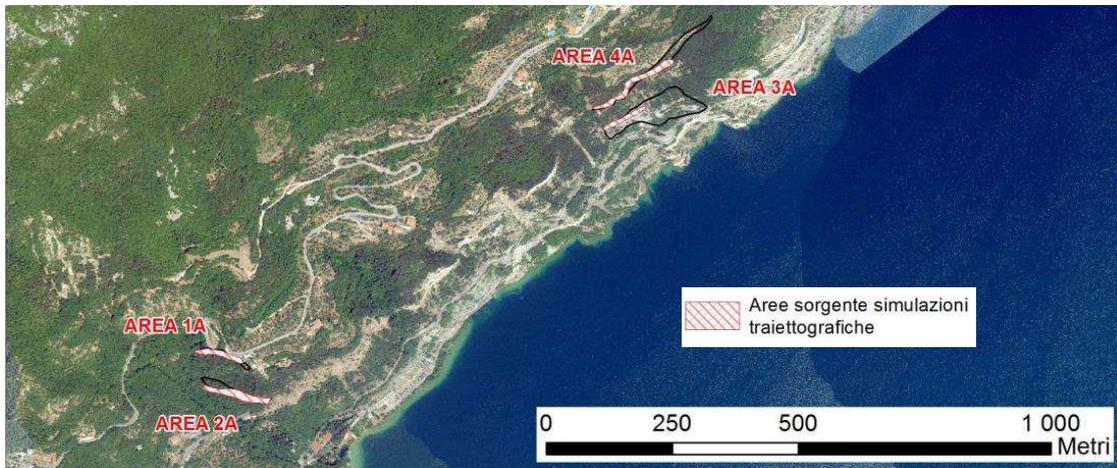


Figura 6.1 – Distribuzione delle potenziali “aree sorgente” su una vista ortometrica verticale.

### 6.3 Simulazioni 3D

Per l'esecuzione delle simulazioni traiettografiche 3D è stato utilizzato il modulo EcorisQ - Rockyfor3D ([www.ecorisq.org](http://www.ecorisq.org)).

L'approccio adottato combina algoritmi deterministici, per quanto riguarda la descrizione dei processi di caduta massi, con approcci stocastici, circa le incertezze connesse alla determinazione dei parametri, fatti variare entro un intervallo di valori plausibili.

I dati utilizzati in input sono i seguenti:

- Base topografica: DEM (Digital Elevation Model) con risoluzione a 5 metri edito dalla Provincia di Brescia.
- Numero di lanci: 1000 “lanci” per ogni cella di 5 metri di lato contenuta in ogni area sorgente.
- Volume di 0.05 mc per le aree 1-A e 2-A, 0.1 mc per le aree 3-A e 4-A, e forma dei blocchi allungata (sezione rettangolare con rapporto circa 3:4 fra altezza e base): stimati sulla base delle caratterizzazioni geomeccaniche contenute negli elaborati geologici, sintetizzati al §5.2.
- Densità del materiale: 2600 kg/mc.
- Variazione del materiale (“tipologia di suolo”) e delle sue caratteristiche di restituzione all'urto lungo la superficie topografica, avvenuta sulla base delle osservazioni eseguite in sito e cartografate sfruttando i rilievi laser e fotogrammetrici. Le varie tipologie di suolo vengono distinte all'interno di ciascun settore d'indagine. A titolo esemplificativo, la Figura 6.2 mostra le tipologie di suolo adottate per le aree 3A e 4A. Sono anche visibili le tracce di alcune delle simulazioni

traiettografiche 2D, trattate successivamente. Le diverse categorie di suolo opzionabili in Rockyfor3D, identificate dai numeri in grassetto, sono descritte in Tabella 6.1. Ad ogni categoria di suolo sono associati determinati coefficienti di restituzione all'urto normale ( $R_n$ ) e tangenziale ( $R_t$ ) ivi indicati.

- Scabrezza: espressa in termini probabilistici da tre classi di probabilità, chiamate  $rg_{70}$ ,  $rg_{20}$ ,  $rg_{10}$ . Queste classi descrivono la probabilità che un masso ha di incontrare un ostacolo di una certa altezza lungo il suo percorso. Ognuna di queste classi corrisponde all'altezza in metri di un ostacolo rappresentativo che un masso che cade incontra nel 70%, 20% e 10% dei casi, durante un rimbalzo nel poligono definito. Questo parametro è stato diversificato a seconda della "tipologia di suolo" lungo la superficie topografica, assumendo i valori proposti da Rockyfor3D ritenuti più adeguati per il caso in esame (Tabella 6.2).
- Vegetazione: si è scelto di non prendere in considerazione il suo contributo, in quanto costituita prevalentemente da piante di cui in questa fase non è possibile definire con esattezza il diametro dei fusti e pertanto definire la loro effettiva capacità di attutire e/o modificare le traiettorie dei blocchi.

In sintesi l'andamento delle simulazioni traiettografiche eseguite dipende sostanzialmente dalla morfologia (DEM), dai coefficiente di restituzione normale e tangenziale calcolati a partire dalla "tipologia del suolo" assegnata e dalla relativa classe di scabrezza.

Il risultato principale di queste simulazioni è consistito nella mappatura della probabilità di transito, procedura tramite cui si assegna ad ogni cella del DEM la percentuale dei blocchi rispetto al totale dei blocchi simulati che transitano su di essa.

I risultati delle simulazioni 3D sono rappresentati in Figura 6.3 e Figura 6.4 e commentati unitamente a quelle 2D nei prossimi paragrafi.

Le tracce dei profili sono colorate diversamente, in funzione della percentuale di arresto dei blocchi: 70% (grigio), 90% (rosso) e 100% (arancione).

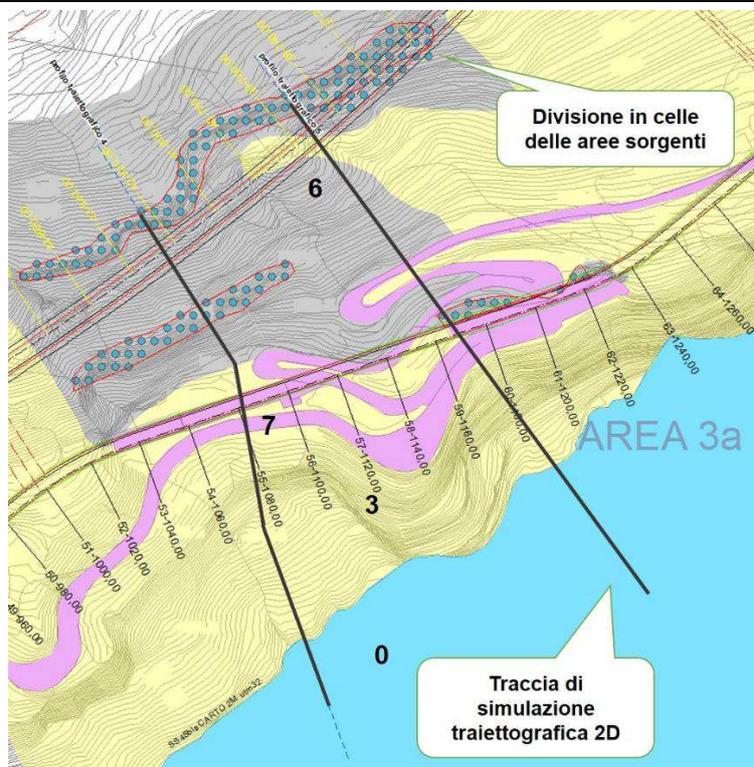


Figura 6.2 – Esempio di classificazione della “tipologia di suolo” nelle aree 3A e 4A e disposizione delle “aree sorgenti”.

Tipo di suolo	Descrizione generale del suolo	R <sub>n</sub> valori medi	R <sub>n</sub> 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 (Ø < ~10 cm); o suolo compatto medio con piccoli massi; o strade forestali	0,33	0,30 - 0,36
4	Detrito di versante (Ø > ~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

Tabella 6.1 – “Tipologie di suolo” e relativi coefficienti di restituzione all’urto normale (R<sub>n</sub>) e tangenziale (R<sub>t</sub>) utilizzati dal modulo EcorisQ – Rockyfor3D e non modificabili ([www.ecorisq.org](http://www.ecorisq.org)).

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Photo	rg70	rg20	rg10	Soiltype
	100	100	100	0
	0,03	0,05	0,05	3
	0,25	0,5	0,9	4
	0	0	0,05	6
	0	0	0	7

Tabella 6.2 – Classi di "scabrezza" in relazione alle "tipologie di suolo" scelte tra le opzioni concesse dal modulo EcorisQ – Rockyfor3D ([www.ecorisq.org](http://www.ecorisq.org)).



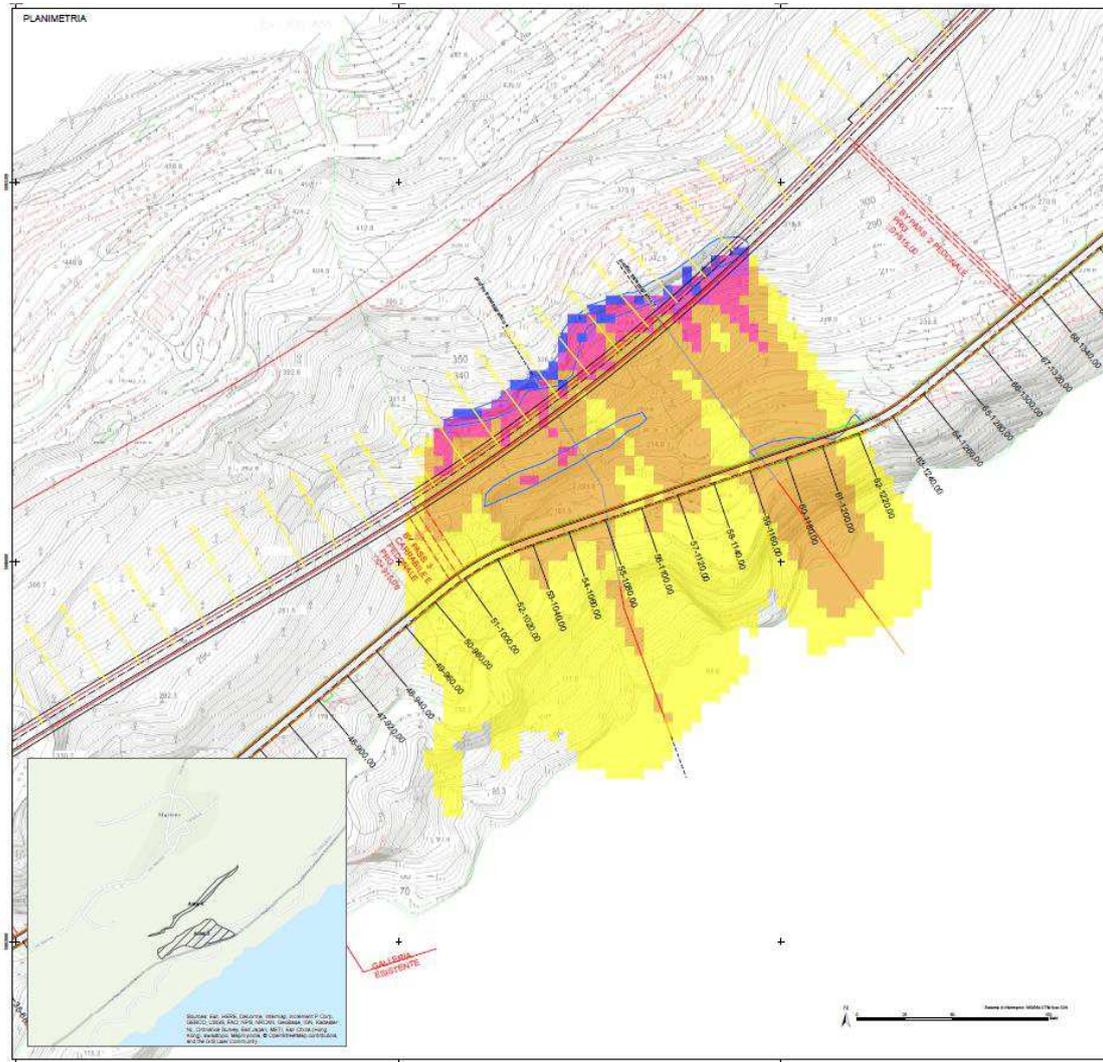


Figura 6.4 – Simulazioni traiettografiche 3D: Area 3A e 4A.

## 6.4 Simulazioni 2D

Per eseguire le simulazioni traiettografiche 2D è stato utilizzato il programma RocFall versione 5.017 ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)).

Il software assume che la traiettoria di caduta sia esclusivamente funzione del profilo topografico e dei coefficienti di restituzione e d'attrito al roto-scivolamento dei materiali, mentre risulti indipendente dalla massa del blocco. Quest'ultima è unicamente funzionale al calcolo dell'energia cinetica del corpo.

Fra i modelli di calcolo implementati in RocFall, si è deciso di adottare il metodo "lumped mass". In questo caso il metodo non considera la forma e la dimensione del blocco, ma considera la

massa concentrata in un punto. Si trascura inoltre la resistenza dell'aria e la traiettoria tiene conto del percorso più probabile del masso lungo il versante.

È necessario infine evidenziare che il modello di calcolo implementato in RocFall non contempla l'eventualità che dalla parete rocciosa in esame non avvenga il distacco di alcun blocco. La simulazione di caduta parte dal presupposto che dalla parete rocciosa si distacchino tutti i blocchi indicati dall'utente. Il software utilizzato, di conseguenza, non fornisce alcun tipo di indicazione sull'effettiva predisposizione del versante a fenomeni di crollo. Tale attività è stata svolta preliminarmente tramite la modellazione geomeccanica degli scenari cinematici prevalenti caratterizzanti ciascun dominio e le verifiche di stabilità secondo il metodo cinematico, analisi, queste, per le quali si rimanda ai contenuti degli elaborati geologici.

I dati in ingresso al modello sono elencati di seguito:

- Profili topografici del versante: nelle aree di interesse sono stati tracciati n.5 profili di riferimento. Il tracciato dei profili è stato deciso sia in funzione dell'ubicazione delle "aree sorgente" (cfr. §6.2), che sulla base dei risultati ottenuti dalle simulazione 3D (cfr. §6.3).
- "Aree sorgente" origine dei crolli simulati: identificate come nicchie di tipo lineare ("line seeder") in funzione della loro intersezione con ogni profilo. Questa impostazione permette ai blocchi simulati di variare casualmente all'interno della linea definita come potenziale sorgente.
- Numero di lanci: 1000 "lanci" per ogni "area sorgente" identificata sul profilo da una "line seeder".
- Parametri dei materiali con i quali il blocco viene a contatto (coefficienti di restituzione normale  $R_n$  e tangenziale  $R_t$ ): le variazioni del materiale lungo la superficie topografica rispecchiano per quanto possibile quelle adottate nelle simulazioni 3D. Ai vari materiali sono stati assegnati i coefficienti di restituzione all'urto derivati da un'attenta analisi dei vari valori bibliografici proposti da RocFall ed analizzati negli studi di Bruschi (2004). Si è cercato di tarare questi valori anche sulla base delle osservazioni morfologiche effettuate direttamente in sito, valutando le distanze dei blocchi rinvenuti rispetto alle potenziali aree sorgente. In definitiva, i valori così adottati risultano comunque generalmente maggiori rispetto ad altri proposti in letteratura per materiali simili. Pertanto l'approccio adottato è in definitiva cautelativo, stante l'impossibilità di ispezionare nel dettaglio la natura delle superfici topografiche, perché inaccessibili, perché occultate da vegetazione, ecc.. I parametri principali assegnati nelle simulazioni 2D ad ogni materiale a

seconda della sezione considerata sono visualizzabili nelle immagini da Figura 6.5 a Figura 6.9.

- Condizioni di moto iniziali: Per quanto riguarda i parametri di velocità in ingresso, si è tenuto conto della possibilità che i blocchi si distacchino anche a monte e transitino nel punto indicato come punto iniziale del moto. Sono quindi stati impostati i valori di 0.1 m/s, -0.1 m/s e 1 rad/s rispettivamente per le velocità iniziali orizzontali, verticali e rotazionali.
- Massa del blocco: come nel caso delle simulazioni tridimensionali, la scelta varia da settore a settore sulla base delle caratterizzazioni geomeccaniche (§5.2). Il blocco di progetto varia da 0.05 mc (settori 1-A e 2-A) a 0.1 mc (settori 3-A e 4-A), con una densità pari a 2600 kg/mc.

Si è quindi proceduto ad elaborare le simulazioni per i 5 profili selezionati, per la cui traccia planimetrica si rimanda a Figura 6.3 e Figura 6.4. Tali figure, inoltre, sintetizzano i risultati delle simulazioni 2D e 3D.

La Figura 6.3, che integra le elaborazioni nei settori 1-A e 2-A, mostra come lungo i profili S1 e S2 nessun blocco raggiunge la SS45bis. Tale asserto è ulteriormente evidenziato dagli zoom di Figura 6.10 e Figura 6.11. Le simulazioni svolte lungo il profilo S3 mostrano come in tal caso i blocchi investano la strada (Figura 6.12). In tal caso, tuttavia, in accordo con quanto specificato al §6.1, si deve tener conto del ruolo giocato dalle ipotesi di verifica: la presenza della rete paramassi esistente RA\_054, omessa nelle simulazioni, impedisce i distacchi. L'analisi traiettografica "free field" lungo il profilo S3 non fornisce, dunque, risultati realistici.

In Figura 6.4 sono integrate le elaborazioni delle simulazioni 2D e 3D dei settori 3-A e 4-A. Entrambe le elaborazioni evidenziano che una notevole percentuale di blocchi può potenzialmente investire ed oltrepassare la SS45bis (Figura 6.13 e Figura 6.14). In entrambi i casi un'elevata percentuale degli arresti si verifica a valle della SS45bis, sino a raggiungere il lago nel caso del profilo S5 (Figura 6.14).

Anche in tali casi, tuttavia, alla luce dei risultati ottenuti, vanno attentamente analizzate a ritroso le ipotesi di verifica.

Il profilo S4, infatti, interessa vari ordini di barriere paramassi, demoliti e ricostruiti ex novo, nonché l'estesa rete RA\_015, mantenuta in opera. Tenendo conto delle opere di protezione, non risultano traiettorie di caduta in grado di raggiungere il tracciato. A riprova di ciò, è stata svolta una specifica analisi in presenza delle barriere previste (la rete viene comunque non implementata).

Le immagini di Figura 6.15, Figura 6.16 e Figura 6.17 permettono di verificare di come le barriere intercettino tutte le possibili traiettorie assunte dai blocchi in caduta.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

Per il profilo S5 è invece importante tener conto delle ipotesi fatte circa l'assenza di vegetazione: l'immagine in Figura 6.18 evidenzia la presenza di un'area boscata, con vegetazione di alto fusto in grado di impedire distacchi/propagazioni dei blocchi lapidei.

Può concludersi, dunque, che anche in tal caso l'analisi traiettografica di campo libero fornisce risultati scarsamente in accordo con il reale stato dei luoghi.

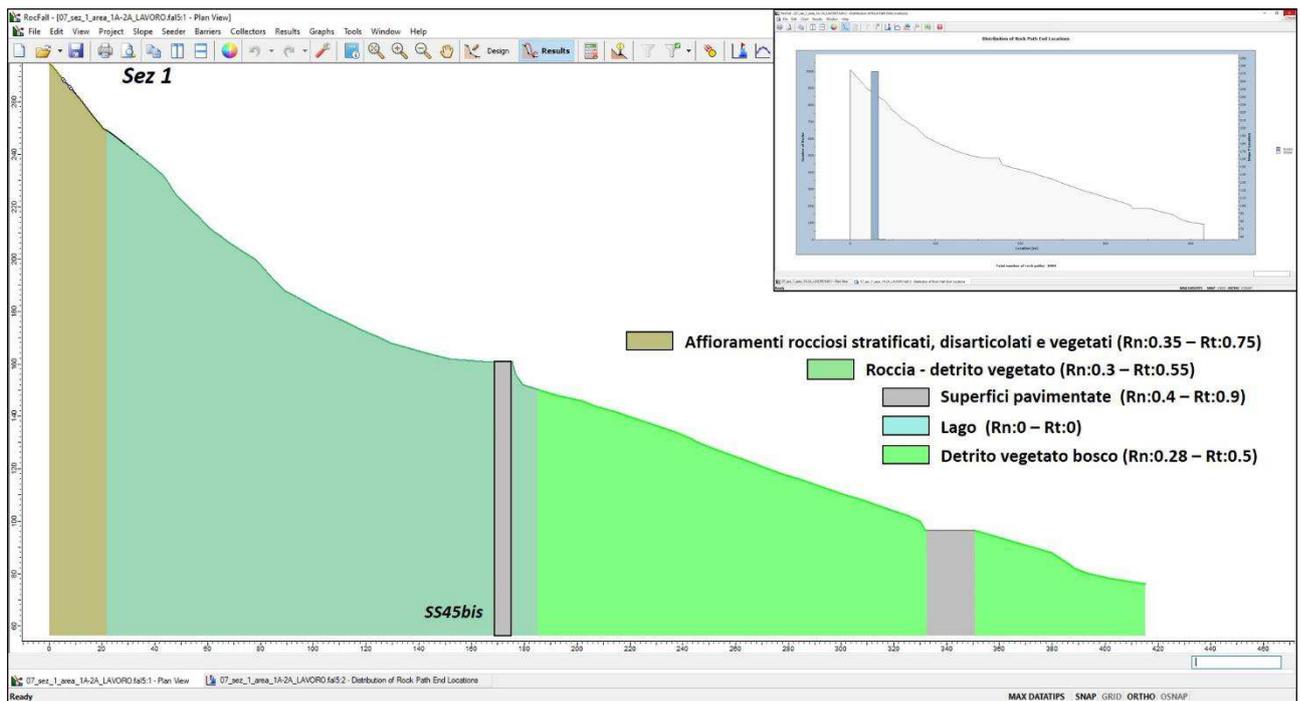


Figura 6.5 - Profilo S1 (Area 1A e 2A): distribuzione tipologie di suolo.

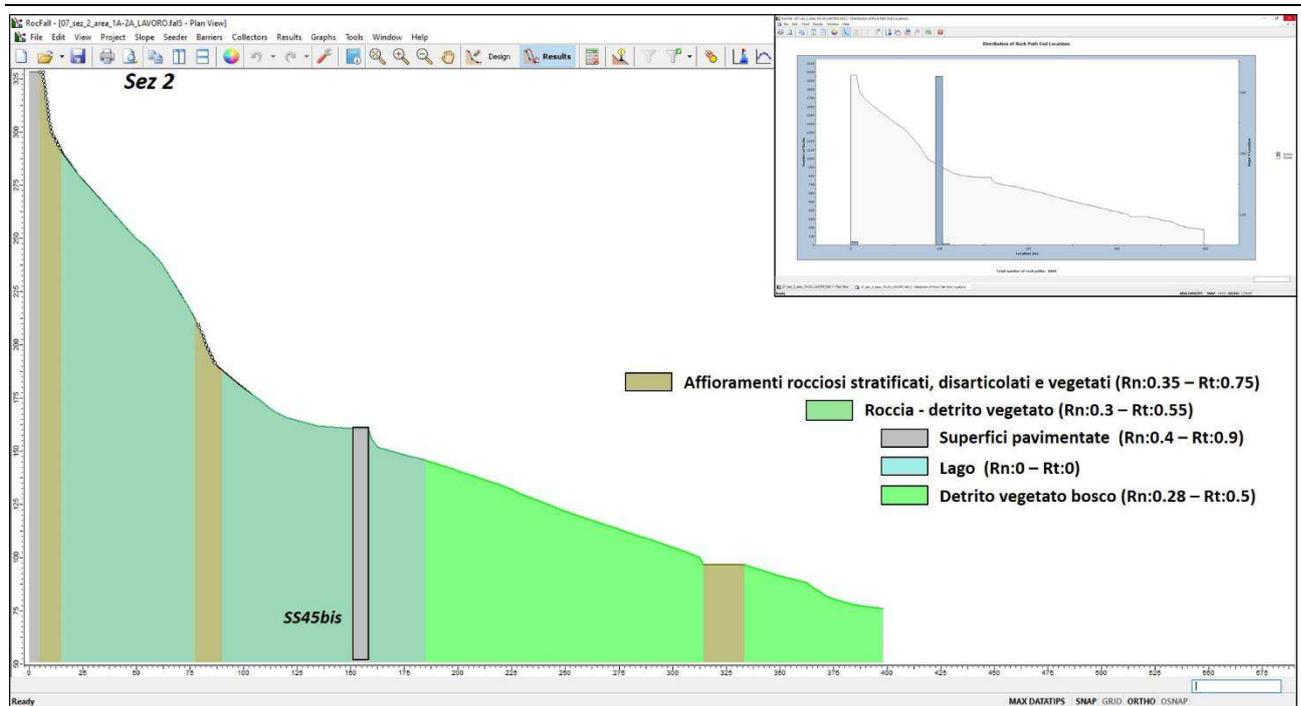


Figura 6.6 – Profilo S2 (Area 1A e 2A): distribuzione tipologie di suolo.

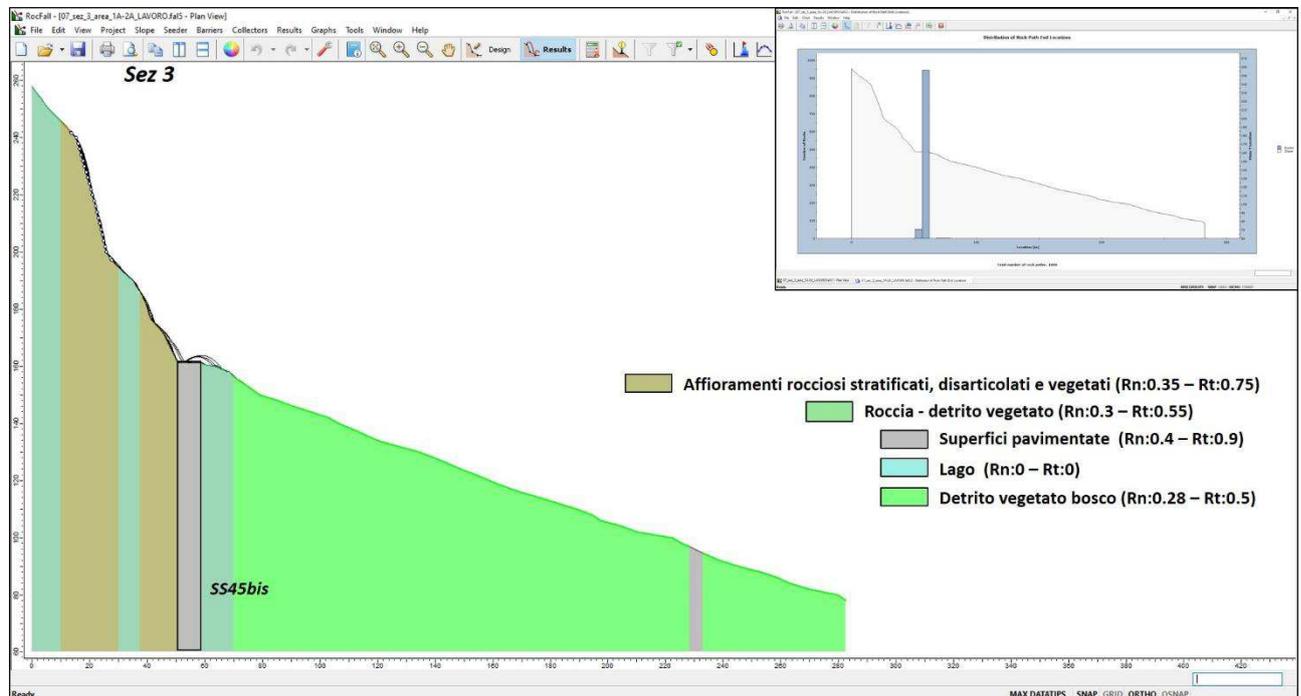


Figura 6.7 – Profilo S3 (Area 1A e 2A): distribuzione tipologie di suolo.

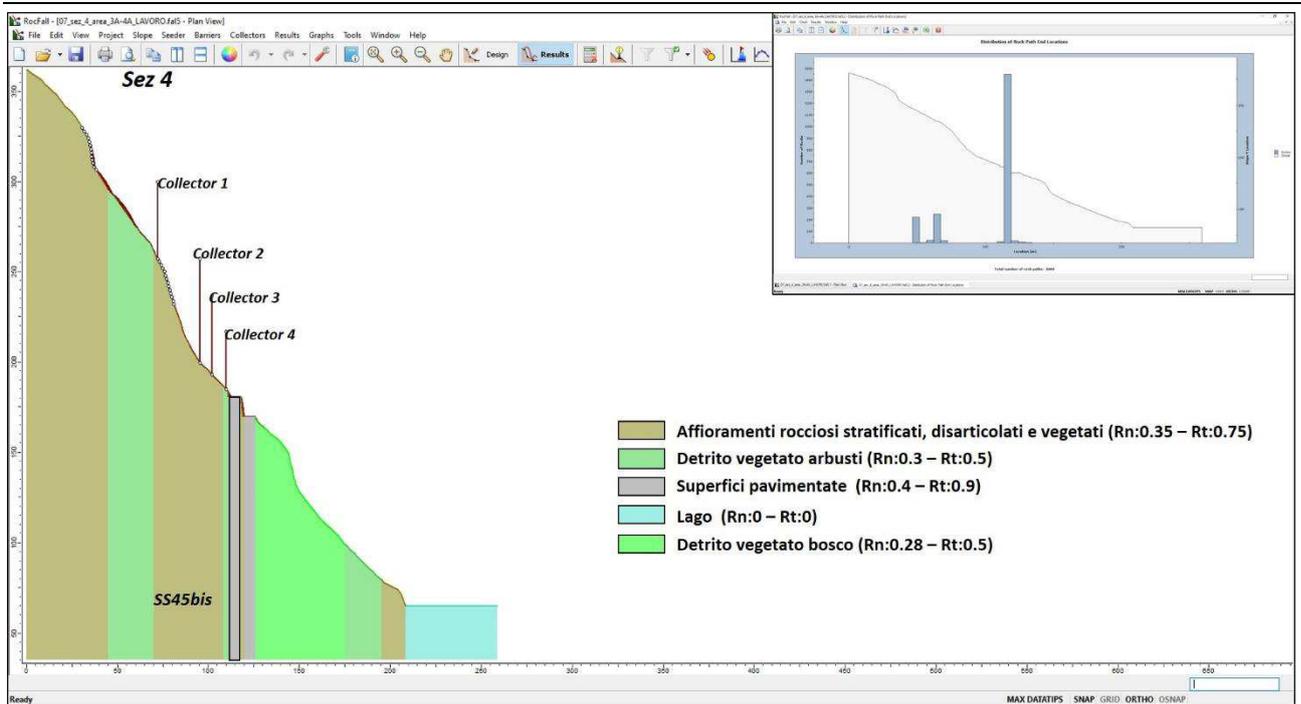


Figura 6.8 – Profilo S4 (Area 3A e 4A): distribuzione tipologie di suolo.

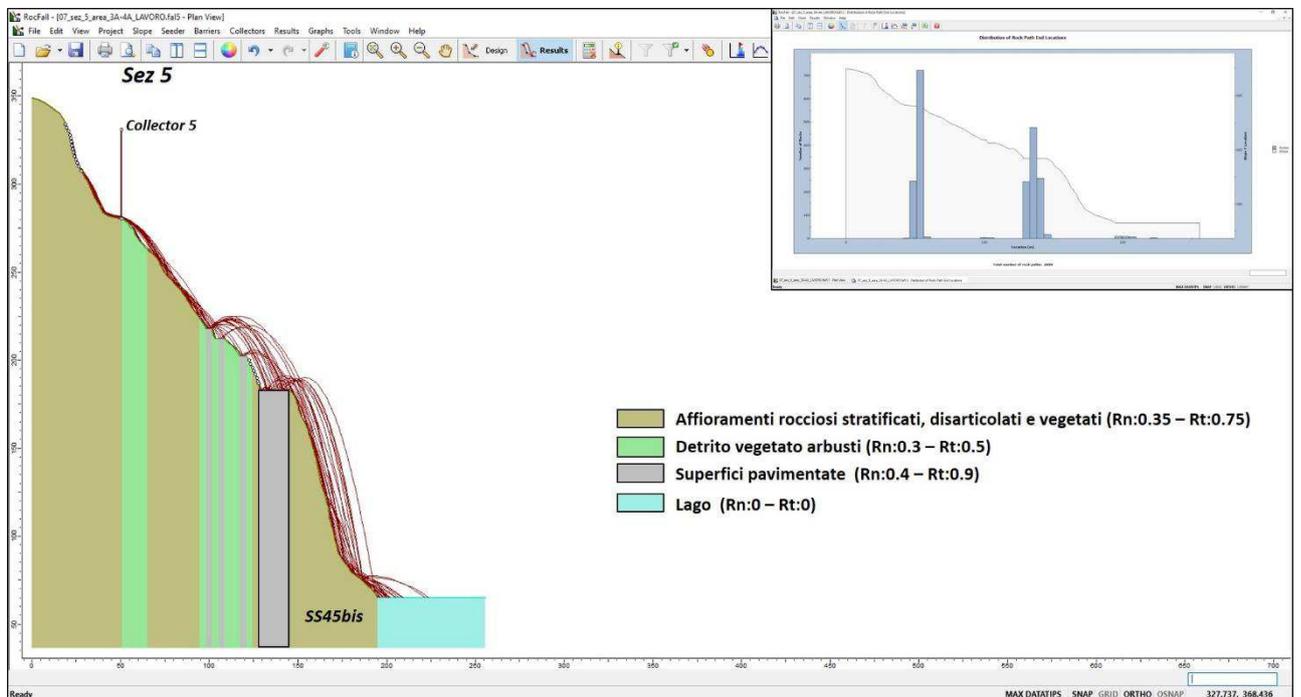


Figura 6.9 – Profilo S5 (Area 3A e 4A): distribuzione tipologie di suolo.

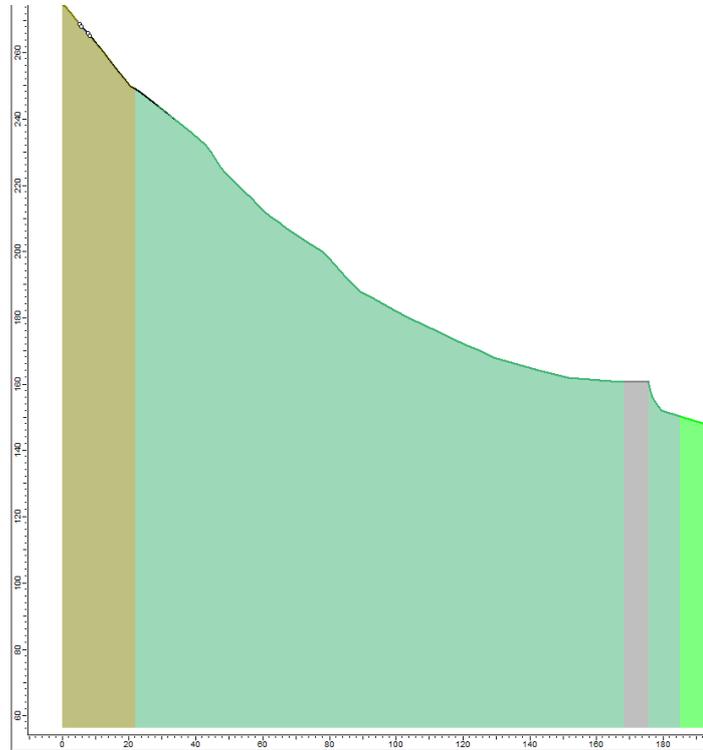


Figura 6.10 - Profilo S1 (Area 1A e 2A): zoom traiettorie dei blocchi.

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

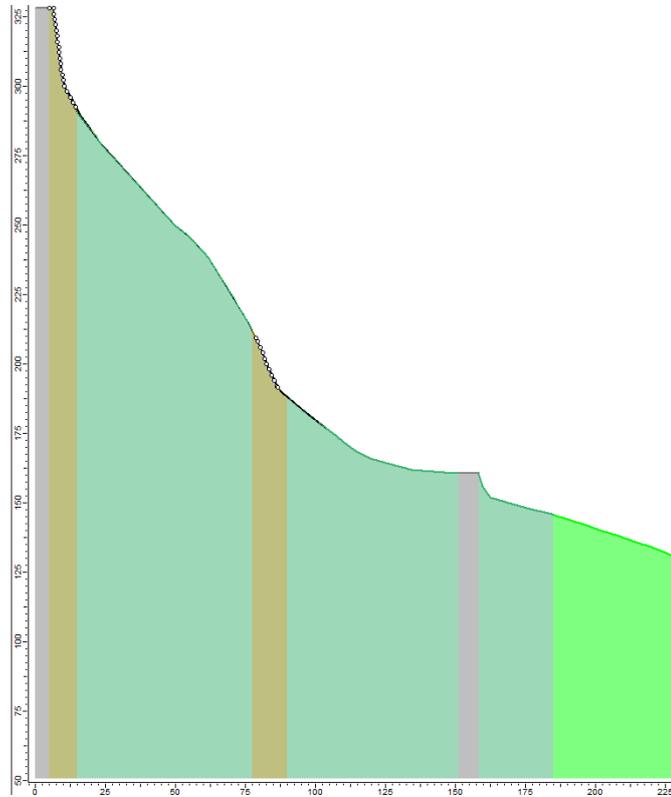


Figura 6.11 - Profilo S2 (Area 1A e 2A): zoom traiettorie dei blocchi.

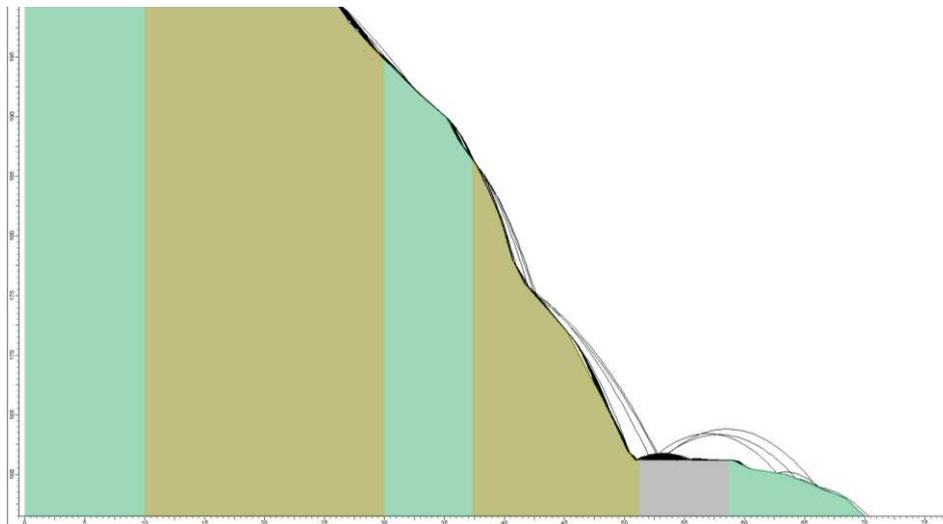


Figura 6.12 - Profilo S3 (Area 1A e 2A): zoom traiettorie dei blocchi.

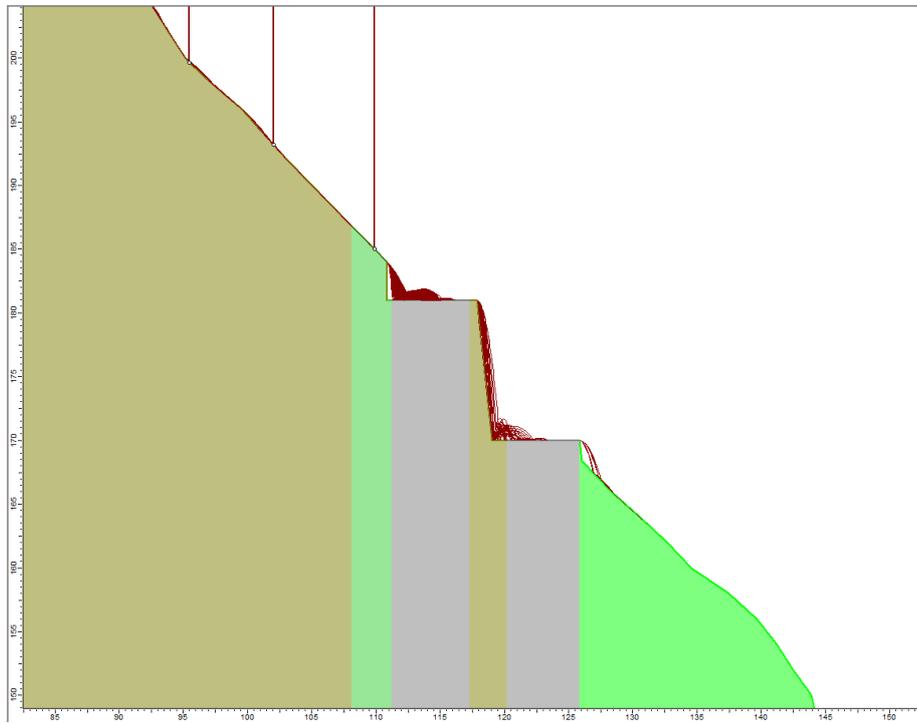


Figura 6.13 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): zoom traiettorie dei blocchi.

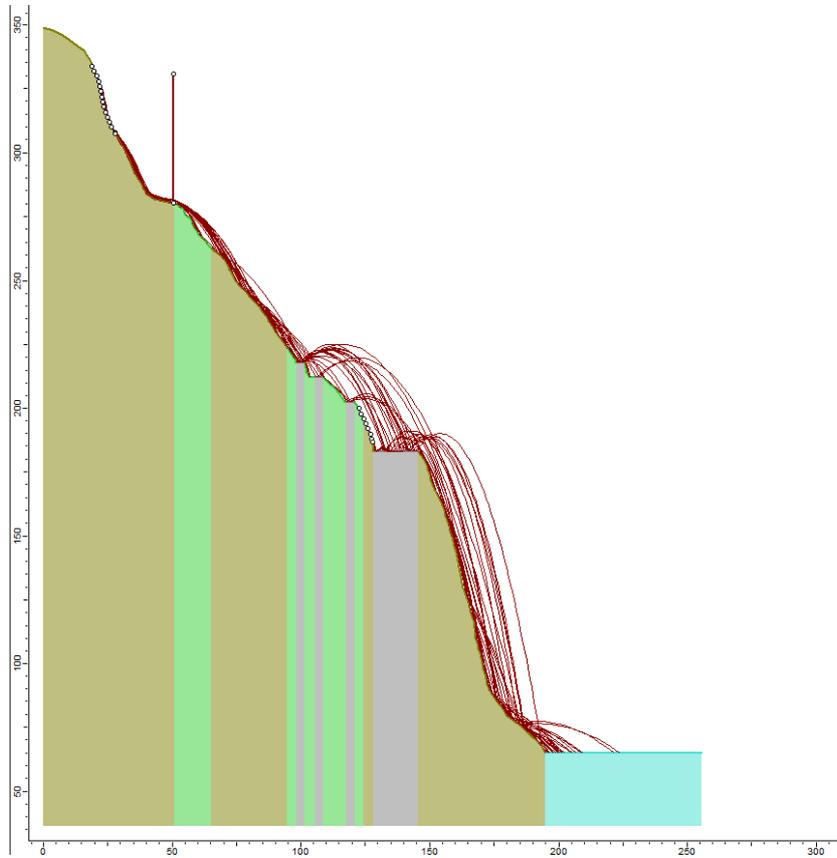


Figura 6.14 - Profilo S5 (Area 3A e 4A): zoom traiettorie dei blocchi.

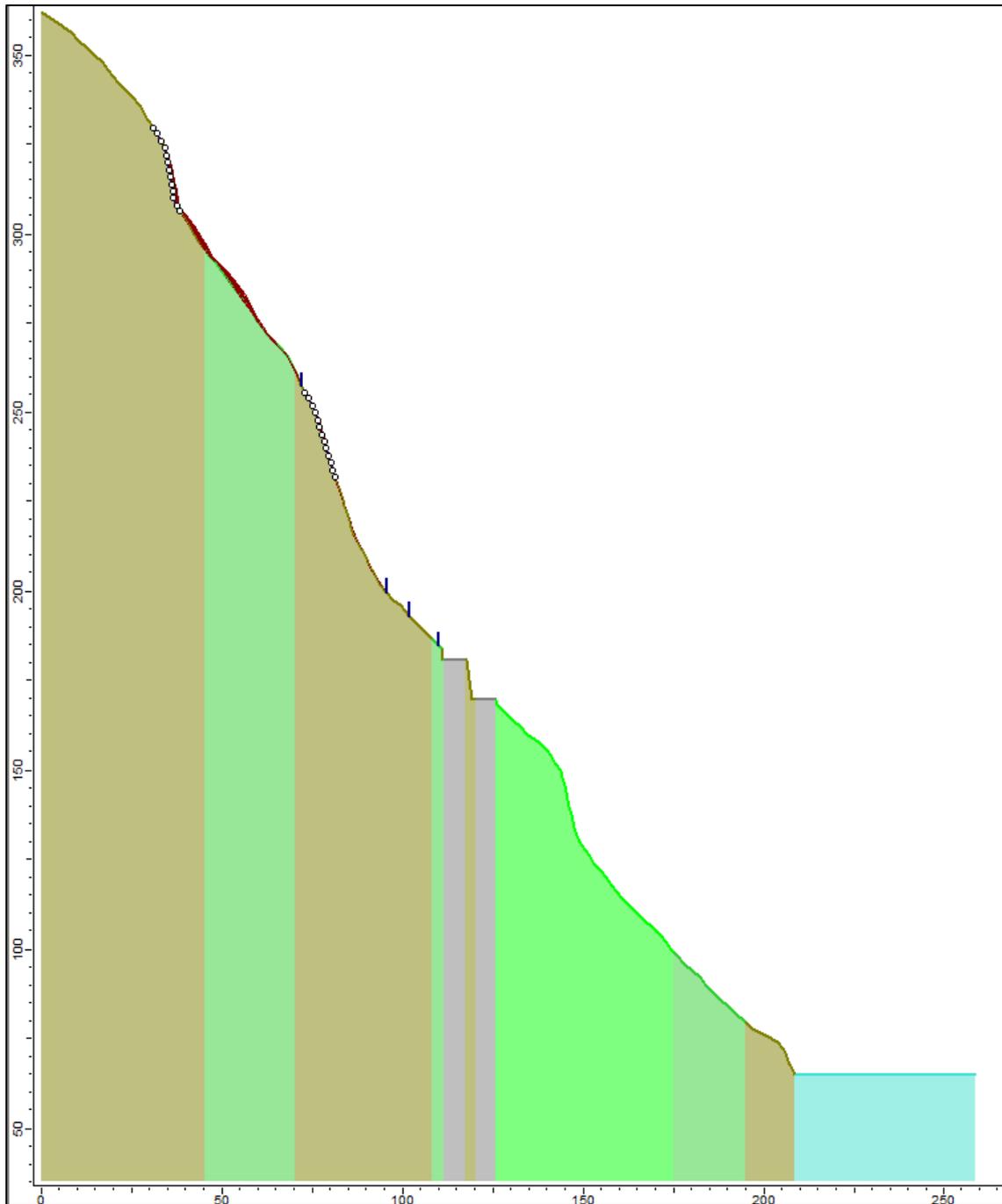


Figura 6.15 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): traiettorie in presenza delle barriere.

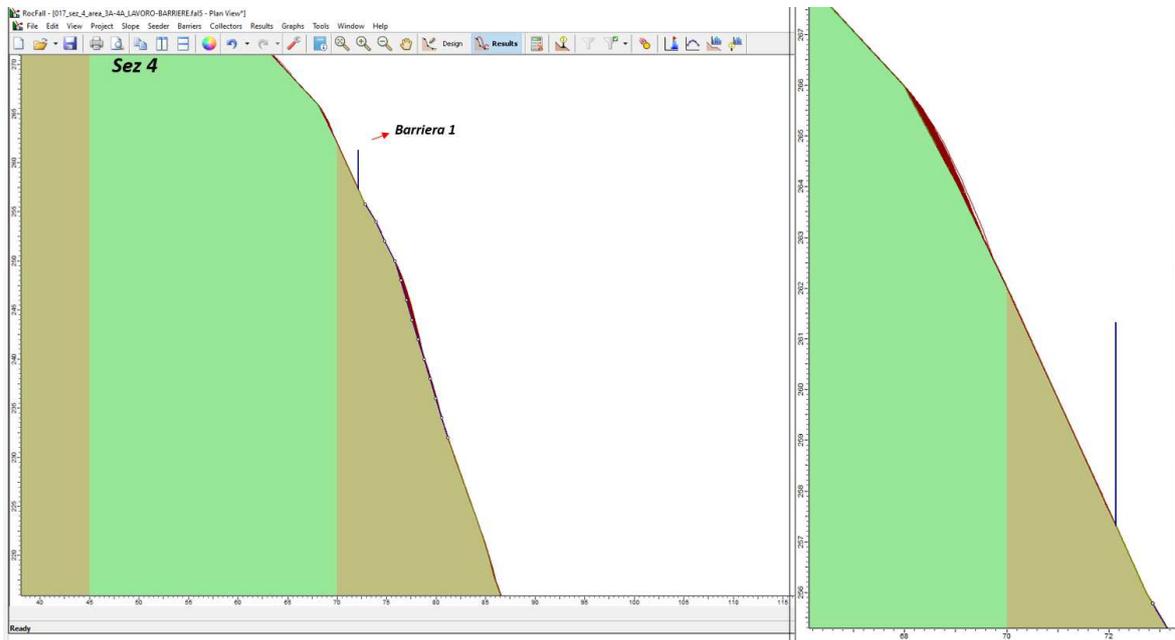


Figura 6.16 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): zoom traiettorie in presenza delle barriere 1/2.

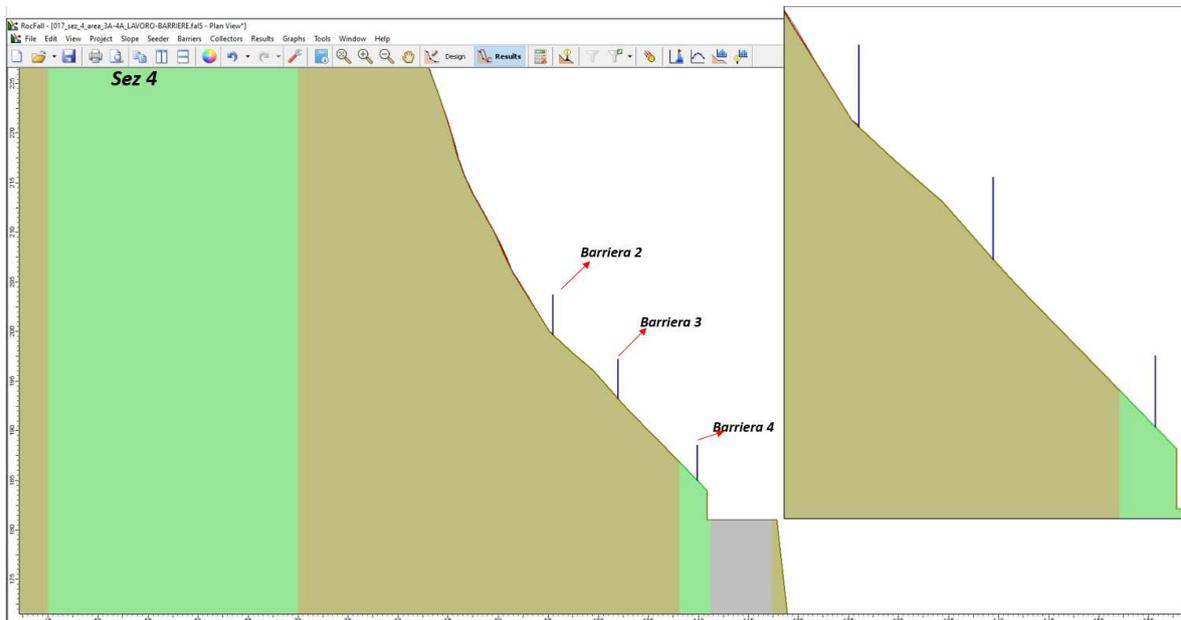


Figura 6.17 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): zoom traiettorie in presenza delle barriere 2/2.

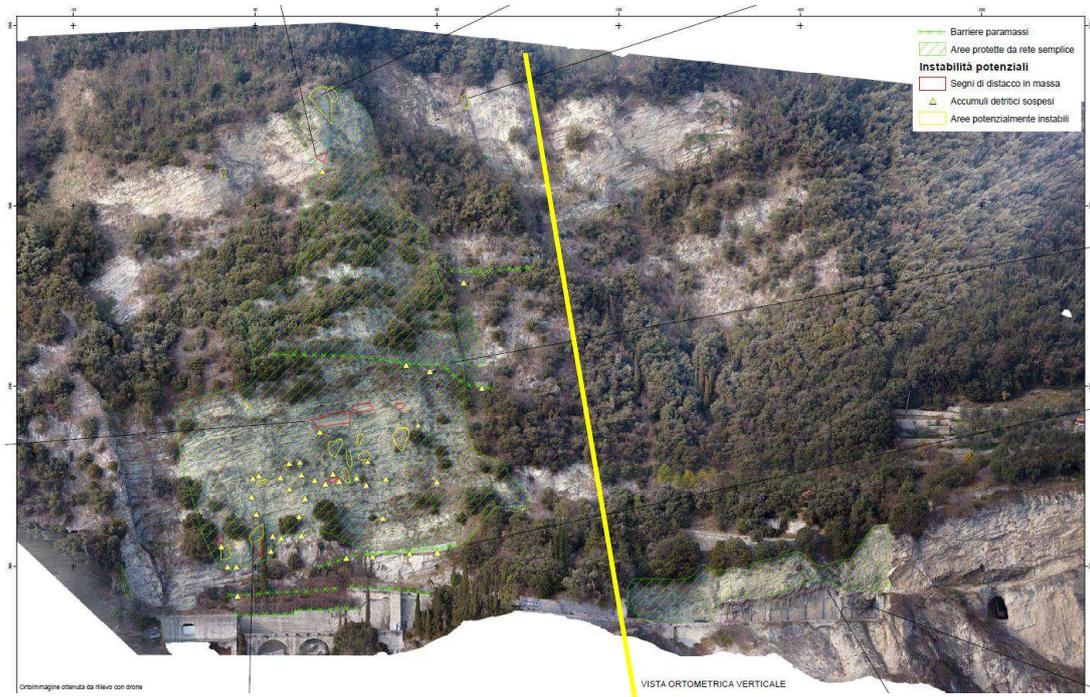


Figura 6.18 - Profilo S5 (Area 3A e 4A): presenza di vegetazione.

## 6.5 Altezza dei rimbalzi, energia cinetica e disposizione nuove opere

Di seguito si riportano le elaborazioni relative all'altezza dei rimbalzi e all'energia cinetica lungo il pendio, che forniscono utili indicazioni circa le opere da porre in atto ai fini della mitigazione del rischio, segnatamente al fine di stabilire la miglior disposizione delle nuove barriere ed identificare le azioni di progetto su di esse.

In base a quanto analizzato al §6.4, vengono omesse le elaborazioni relative ai profili S3 e S5.

Per i profili S3 (settore 2-A) e S5 (pareti 3-A e 4-A), infatti, l'ipotesi di modellazione "free field" risulta troppo penalizzante, generando traiettorie balistiche con arrivi sulla strada fittizie, nella realtà impediti dalla rete paramassi esistente RA\_054 nel caso del profilo S3, dall'area boscata per il profilo S5.

Per i profili S1 e S2 (settori 1-A e 2-A), le elaborazioni vengono riportate solo per completezza di trattazione, in considerazione del fatto che le analisi traiettografiche mostrano che nessun masso giunge sulla SS45bis.

Per i settori 1-A e 2-A, tali circostanze, supportate dalla mancanza di evidenze in sito di crolli frequenti e/o recenti e dalla locale assenza di barriere, fanno sì che non risulta necessario installare barriere ex novo.

Nonostante le analisi non abbiano evidenziato situazioni di pericolosità conclamata, l'intensa fratturazione della parete 2A (cfr. §5.2) ha suggerito comunque l'implementazione della rete esistente RA\_054 con l'intervento di rivestimento corticale RA\_055.

Anche in corrispondenza del profilo S5 (pareti 3-A e 4-A) la presenza di vegetazione di alto fusto, in grado di impedire distacchi/propagazioni dei blocchi lapidei, rende superflua l'installazione di barriere lungo tale direttrice. È da prevedersi, invece, la sostituzione della rete in aderenza RA\_016, aggettante sul tracciato e ormai estesamente danneggiata.

Per il profilo S4, la Figura 6.23 evidenzia ancor meglio quanto già mostrato dalle immagini di Figura 6.15, Figura 6.16 e Figura 6.17 al §6.4.

La totalità dei possibili rimbalzi si arresta entro l'ascissa 100 del pendio: dal confronto con Figura 6.17, risultano interessati unicamente gli ordini di Barriera 1 e 2 (con riferimento all'esistente, BP\_028 e BP\_030, rispettivamente), mentre non ci sono arrivi sugli ordini 3 e 4 (con riferimento all'esistente, BP\_218 e BP\_026, rispettivamente) e, a maggior ragione, sul tracciato.

La Figura 6.25 e la Figura 6.26 mostrano rispettivamente la frequenza cumulata dell'altezza di impatto e dell'energia cinetica in corrispondenza della Barriera 1.

Dai grafici emergono altezze di impatto massime di ca 1.0m ed energia cinetica inferiori a 10 kj.

Analogamente, per la Barriera 2 la Figura 6.27 e la Figura 6.28 mostrano rispettivamente altezze di impatto massime di pochi cm ed energia cinetica inferiori a 16 kj.

Progettualmente, rendendosi necessaria la sostituzione di tutte le opere paramassi ad eccezione della rete RA\_015 e della barriera BP\_026 (cfr. §5.1), si sono comunque impiegate barriere di caratteristiche almeno pari a quelle esistenti, dunque contraddistinte da altezza di progetto  $H=3.5m$  ed energia MEL 1000 kj, cautelative rispetto alle necessità indicate dai calcoli.

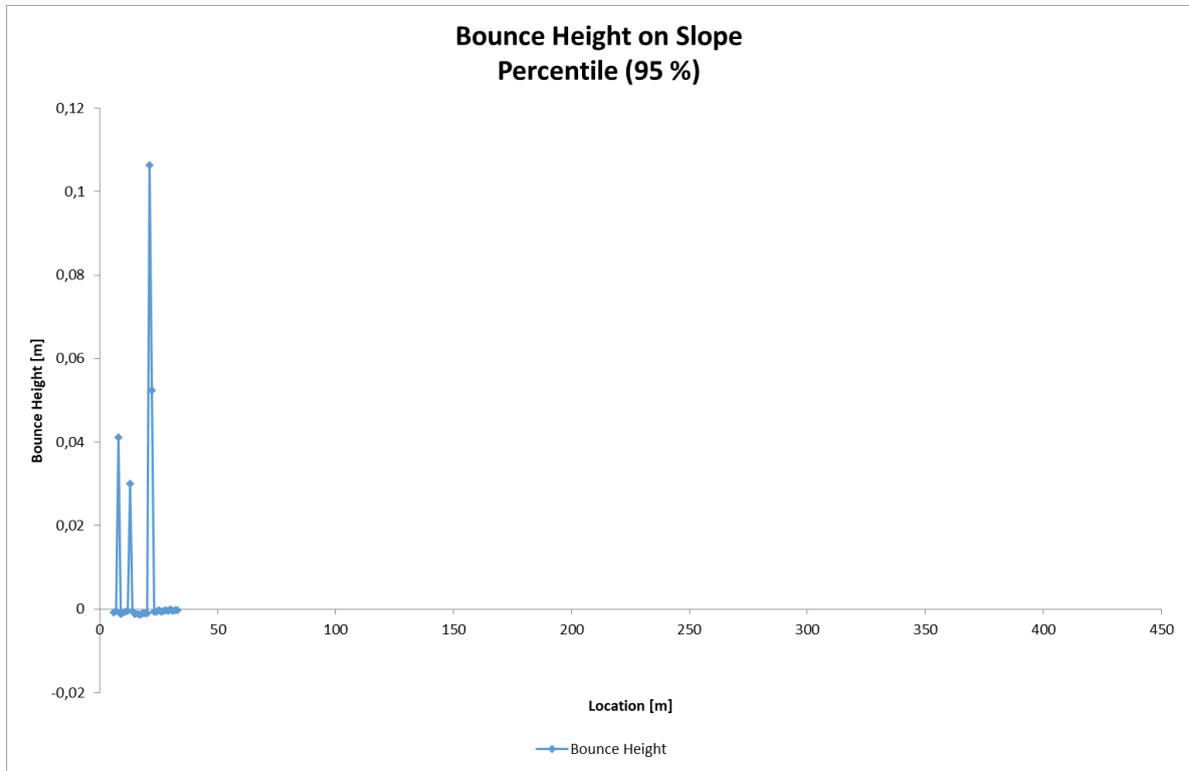


Figura 6.19 - Profilo S1 (Area 1A e 2A): distribuzione delle altezze di rimbalzo lungo la sezione.

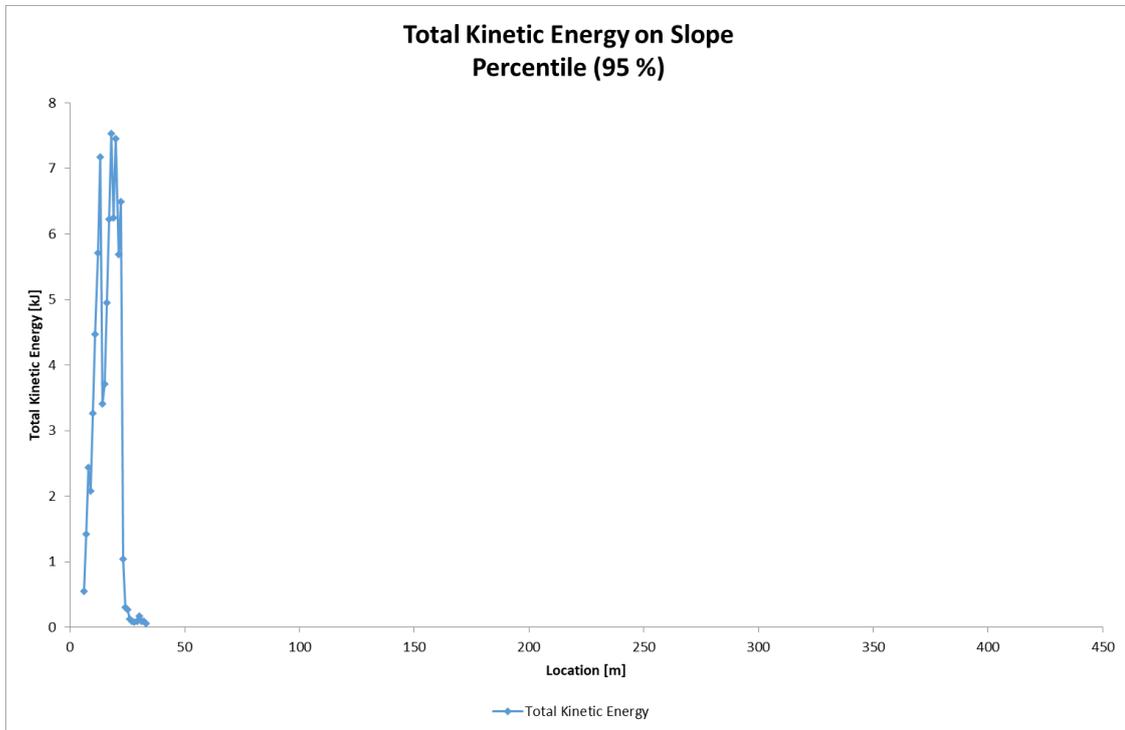


Figura 6.20 - Profilo S1 (Area 1A e 2A): distribuzione dell'energia cinetica di caduta lungo la sezione.

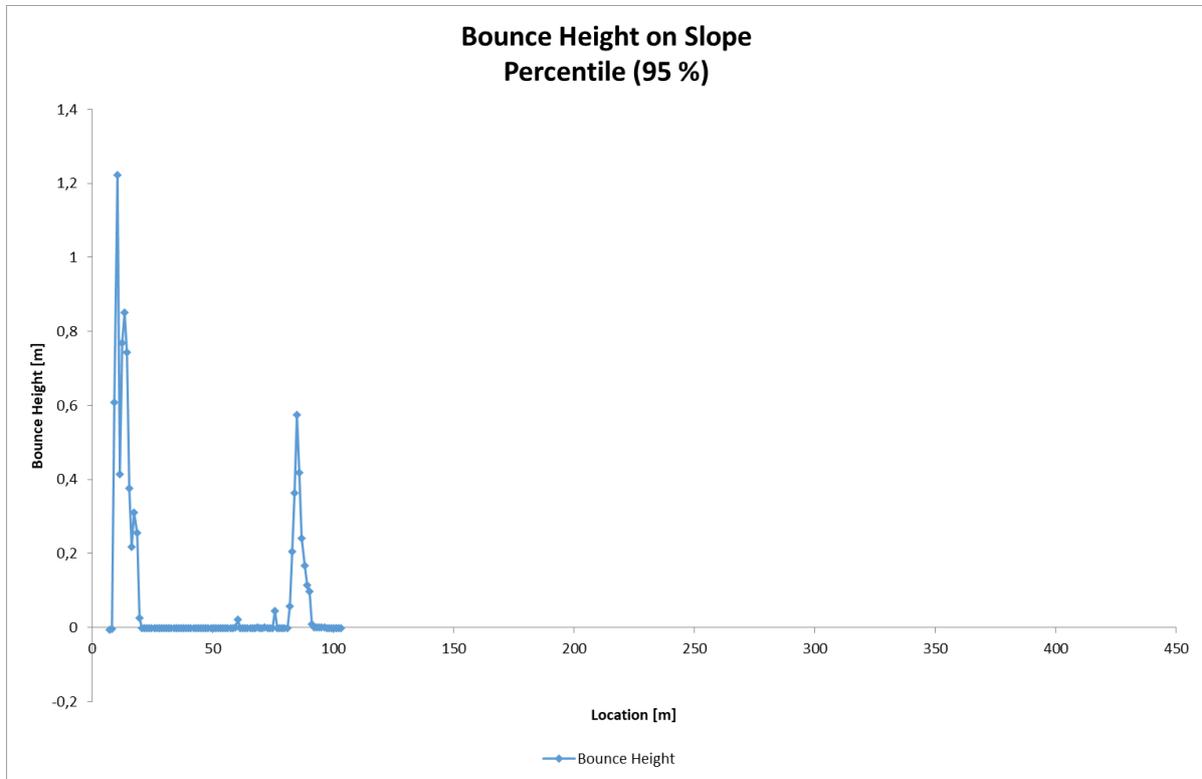


Figura 6.21 - Profilo S2 (Area 1A e 2A): distribuzione delle altezze di rimbalzo lungo la sezione.

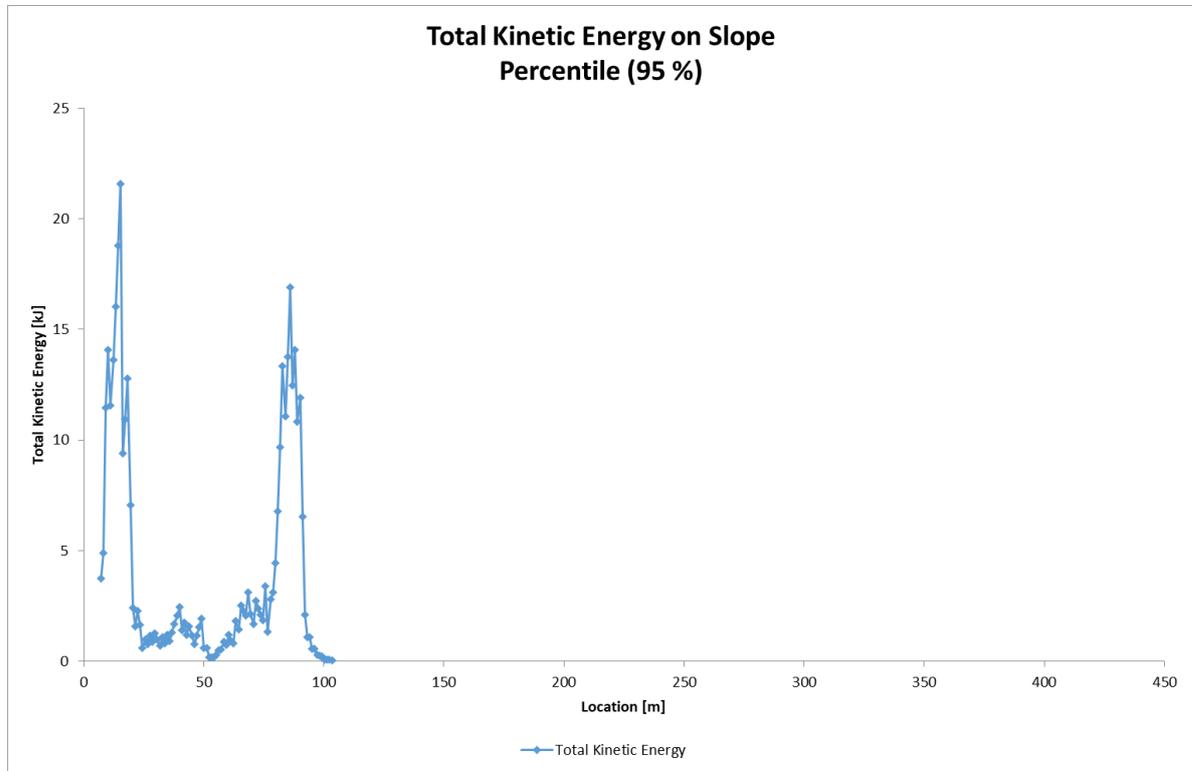


Figura 6.22 - Profilo S2 (Area 1A e 2A): distribuzione dell'energia cinetica di caduta lungo la sezione.

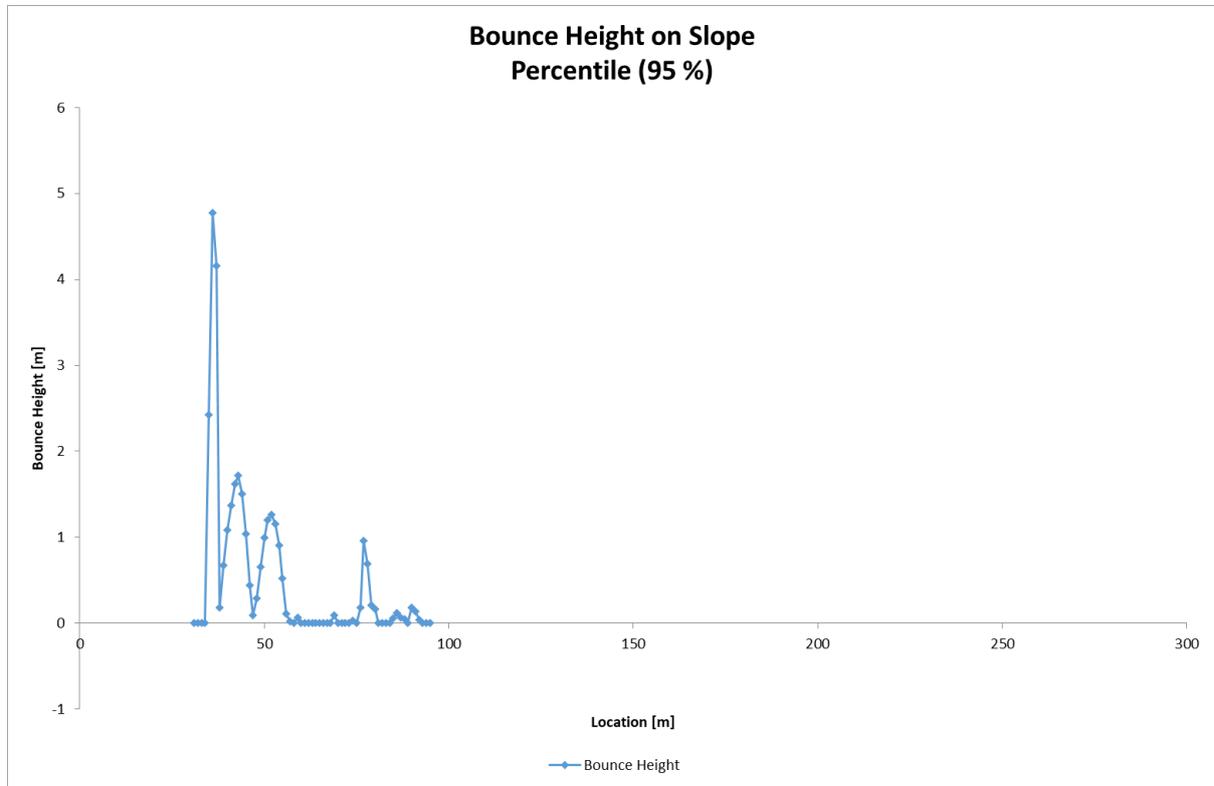


Figura 6.23 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): distribuzione delle altezze di rimbalzo lungo la sezione.

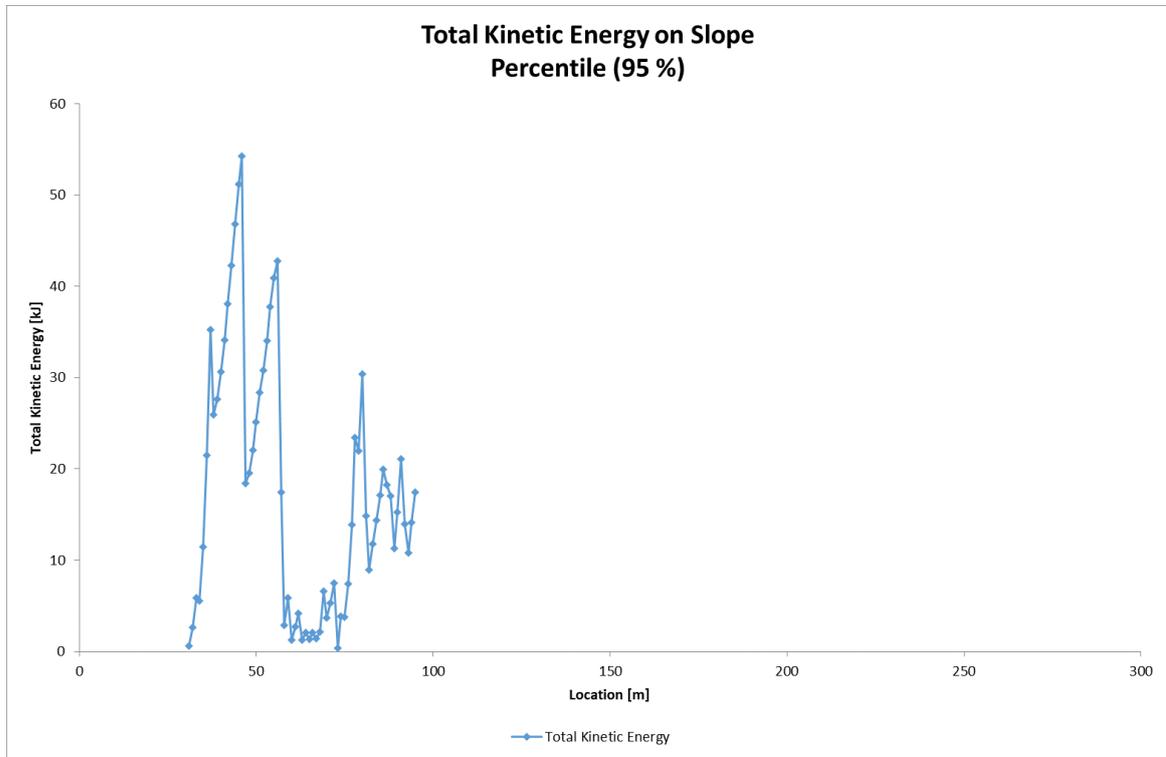


Figura 6.24 - Profilo S4 (Area 3A e 4A): distribuzione dell'energia cinetica di caduta lungo la sezione.

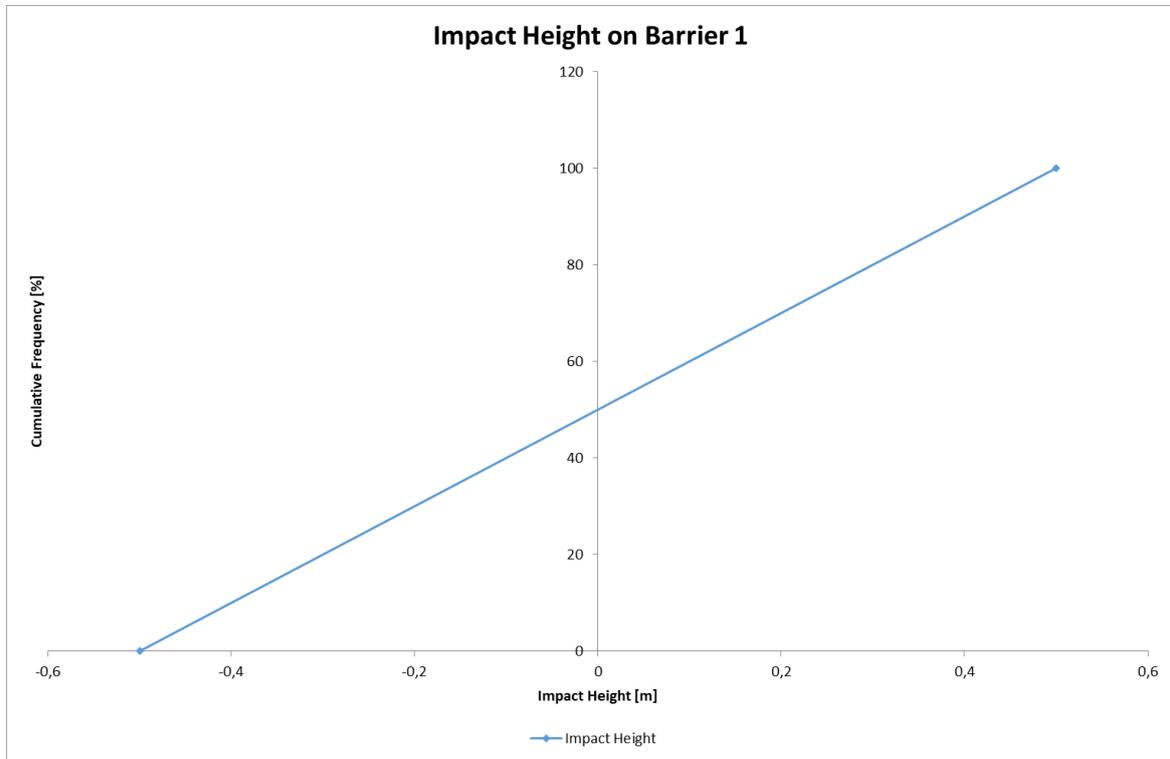


Figura 6.25 - Profilo S4 (Area 3A e 4A), BARRIERA 1: frequenza cumulata dell'altezza di impatto lungo la barriera.

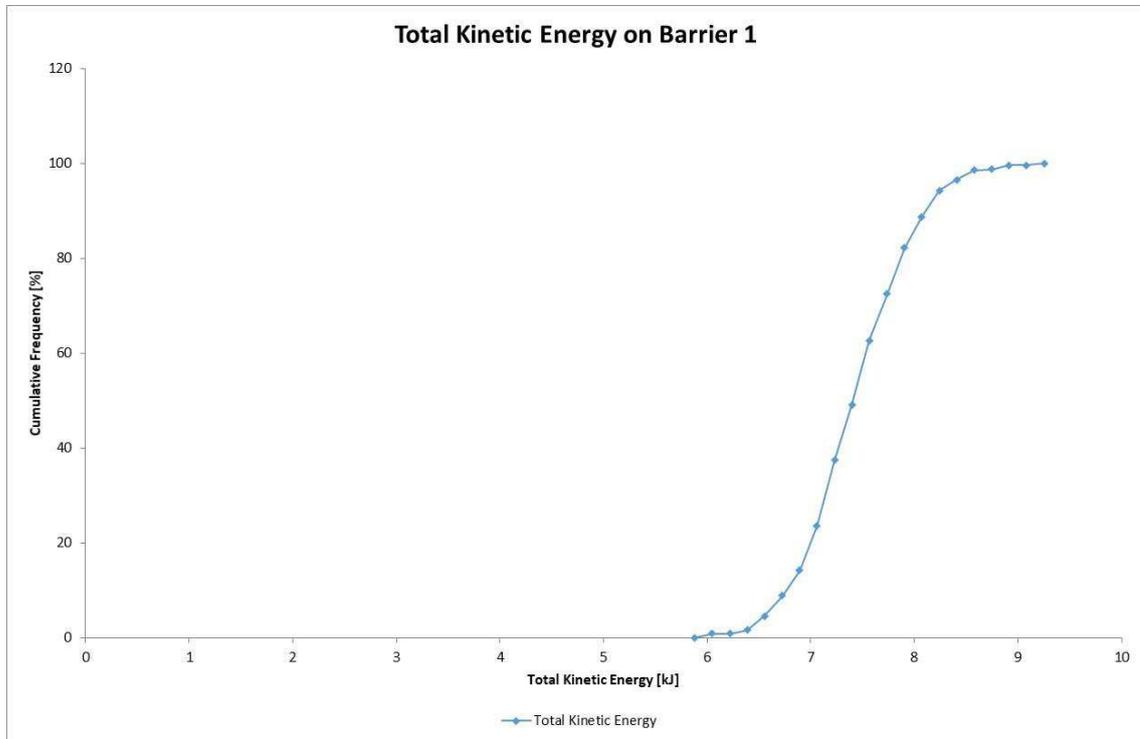


Figura 6.26 - Profilo S4 (Area 3A e 4A), BARRIERA 1: frequenza cumulata dell'energia cinetica lungo la barriera.

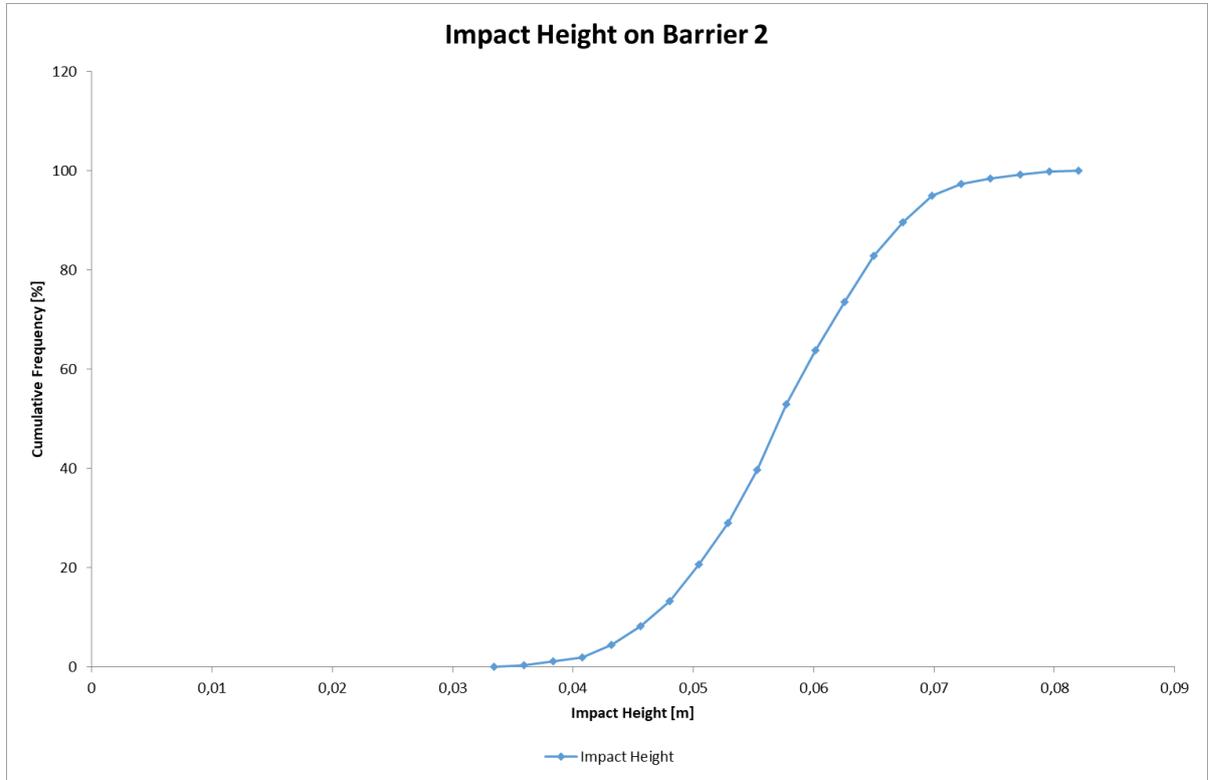


Figura 6.27 - Profilo S4 (Area 3A e 4A), BARRIERA 2: frequenza cumulata dell'altezza di impatto lungo la barriera.

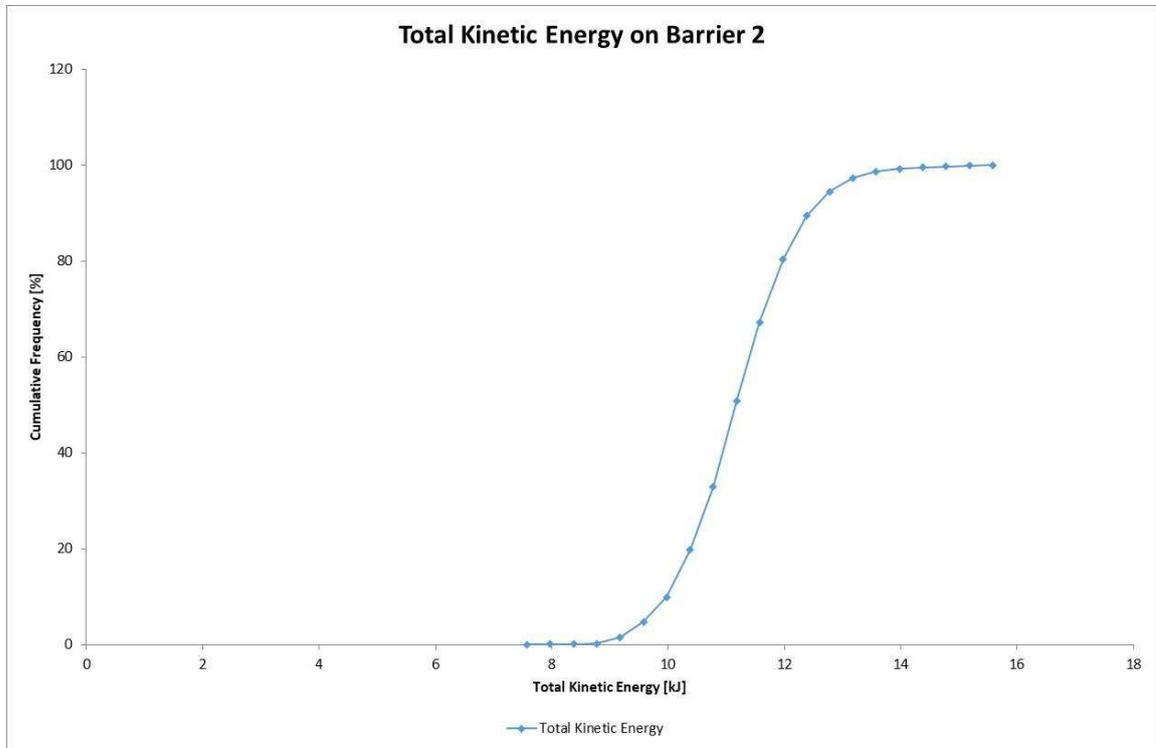


Figura 6.28 - Profilo S4 (Area 3A e 4A), BARRIERA 2: frequenza cumulata dell'energia cinetica lungo la barriera.

## 7.DIMENSIONAMENTO DELLE BARRIERE PARAMASSI

Il presente capitolo affronta il calcolo di dimensionamento delle nuove barriere da installare in corrispondenza del profilo S4.

Come premesso, si prevede l'impiego di barriere caratterizzate da altezza di progetto  $H=3.5m$  e classe energetica MEL 1000 kj.

Le barriere utilizzate vengono testate su campo prova in accordo alla recente normativa ETAG 027 (Linee Guida per l'ottenimento del Benestare Tecnico Europeo per kit di protezione dalla caduta massi, 2008) e devono essere in possesso di Benestare tecnico Europeo (ETA) e di marcatura CE in conformità alla normativa ETAG 027, come previsto dal DM 17/01/2018.

Il procedimento di calcolo, essenzialmente di verifica, prevede i seguenti step:

- le "azioni" di progetto (velocità e altezza di caduta del masso) agenti contro le opere di difesa vengono mutate dalle analisi traiettografiche di caduta massi;
- viene scelta la tipologia di barriera commerciale rispondente alle necessità del caso, fissando in tal modo le "resistenze" (capacità energetica, altezza residua e deformazione);
- verifica delle strutture paramassi applicando opportuni coefficienti di amplificazione per le "azioni" e di riduzione per le "resistenze". Le verifiche sono state eseguite secondo i criteri di UNI 11211:2012.
- verifica preliminare delle opere di fondazione delle barriere paramassi (fondazioni del montante, controventi di monte e laterali), in accordo alle forze sviluppate dalla struttura e alle caratteristiche dei terreni in sito.

### 7.1 Criteri di calcolo

La procedura di calcolo utilizza i coefficienti di sicurezza parziali incrementando le forze agenti (massa, velocità e quindi energia) e riducendo le forze resistenti (le prestazioni della barriera), in accordo con i suggerimenti della letteratura tecnica, Eurocodici e le linee guida di progettazione. I coefficienti dipendono dalla qualità della simulazione della caduta massi e delle informazioni geomeccaniche. In particolare, la progettazione delle barriere è stata effettuata secondo la nuova Norma Italiana UNI 11211-4:2012 "Opere di Difesa Dalla Caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed Esecutivo", la più aggiornata tra le poche norme di progettazione disponibili emesse relative alla progettazione di barriere paramassi.

Le analisi sono state effettuate con verifiche allo stato limite ultimo, ossia al massimo livello energetico che la barriera è in grado di assorbire (M.E.L. – Maximum Energy Level), così come definito da ETAG 027.

L'energia sollecitante di progetto è definita come:

$$E_{Sd} = 1/2 M_d V_d^2$$

dove

$V_d = V_t \gamma_{Dp} \gamma_{tr}$  = velocità del blocco di progetto

$M_d = Vol_b \gamma \gamma_{VolF1} \gamma_\gamma$  = massa del blocco di progetto

$V_t$  = velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle velocità calcolate nelle analisi delle traiettorie (m/s)

$Vol_b$  = volume del blocco di progetto (m<sup>3</sup>)

$\gamma$  = massa per unità di volume della roccia in posto (kg/m<sup>3</sup>)

e i coefficienti di sicurezza parziali sono i seguenti:

$\gamma_{Dp}$  = coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio ; il suo valore è compreso tra 1,01 (pendii discretizzati con rilievo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito) e 1,10 (per pendii discretizzati con precisione medio-bassa);

$\gamma_{tr}$  = coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie; il suo valore è compreso tra 1,02 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione ottenuti da analisi a ritroso) e 1,10 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione derivate da sole informazioni bibliografiche);

$\gamma_{VolF1}$  = coefficiente legato alla precisione del rilievo del volume del blocco; il suo valore è compreso tra 1,02 (per rilievi accurati della parete) e 1,10 (in assenza di rilievi finalizzati al progetto);

$\gamma_\gamma$  = coefficiente legato alla valutazione della massa per unità di volume della roccia, che può essere generalmente assunto pari a 1,00.

Nel caso di elevato rischio per la vita umana (per esempio nel caso di scuole, strade e ferrovie ad alta percorrenza, ospedali, ecc.) all'energia sollecitante di progetto  $E_{Sd}$  può essere applicato un ulteriore coefficiente amplificativo di protezione variabile da 1,00 a 1,20 in funzione del grado di rischio valutato in base alle possibili conseguenze economiche, danni e perdite.

La capacità di progetto della barriera ( $E_{Rdu}$  o  $E_{Rds}$  se viene eseguito ripetitivamente un progetto allo stato limite ultimo o allo stato limite di servizio) è definita come:

$$E_{barriera} / \gamma_E$$

dove

$E_{barriera}$  = il valore energetico MEL o SEL (se viene eseguito ripetitivamente un progetto allo stato limite ultimo o allo stato limite di servizio) che è in grado di assorbire la barriera.

$\gamma_E$  = fattore di sicurezza parziale da applicare ai valori energetici MEL o SEL, che è uguale a 1,20 nel caso di approccio al livello energetico MEL e uguale a 1,00 nel caso di approccio al livello energetico SEL.

Per casi specifici di progetti al MEL, in cui per motivi morfologici sia necessario installare barriere paramassi di sole 1 o 2 campate, è necessario adottare una delle due soluzioni seguenti:

- applicare comunque un fattore di sicurezza parziale  $\gamma_E = 1.2$  e ricorrere a due stendimenti paralleli;
- applicare il fattore di sicurezza parziale  $\gamma_E = 2.0$ .

La verifica della capacità della barriera è soddisfatta se

$$(E_{Sd} - E_{barriera} / \gamma_E) \leq 0$$

La verifica dell'altezza della barriera ( $H_{tot}$ ) è soddisfatta se

$$(H_d + f_{min} - H_{tot}) \leq 0$$

dove

$H_d$  è l'altezza di progetto delle traiettorie, con

$$H_d = (H_v / \cos\beta) + \text{raggio del blocco di progetto}$$

$H_v$  = altezza delle traiettorie corrispondente al frattile del 95% delle traiettorie calcolate nelle simulazioni numeriche, misurata sulla verticale

$\beta$  = inclinazione della barriera rispetto alla verticale

$f_{min}$  = franco libero superiore della barriera, che non deve essere minore di 0.5 m

Inoltre la posizione della barriera deve essere tale da soddisfare la seguente verifica

$$(D_{barriera} \gamma_D - D_A) \leq 0$$

dove

$D_{barriera}$  = massimo allungamento (deformazione) della barriera, misurata durante il crash-test MEL in scala reale

$\gamma_D$  = coefficiente di sicurezza parziale pari a

= 1,30 se il progetto è sviluppato in base all'approccio MEL; qualora le campate di estremità fossero comprese nell'area delle possibili o la barriera avesse meno di 3 moduli funzionali si assume  $\gamma_D = 1,50$ ;

= 1,00 se il progetto è sviluppato in base all'approccio SEL.

$D_A$  = distanza tra l'infrastruttura da proteggere e la barriera

## 7.2 Analisi di dimensionamento

Di seguito si riporta il calcolo per il dimensionamento delle barriera paramassi in oggetto.

Fra i dati di input, in esito alle simulazioni traiettografiche, si sono adottati i seguenti valori massimi restituiti dalle analisi per le barriere 1 e 2:

- $H_v = 1.0\text{m}$ ;
- $V_t = 10.95\text{ m/s}$ .

La velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera  $V_t$  è stata ottenuta invertendo le espressioni che legano la velocità all'energia sollecitante  $E_{sd}$ .

Per quanto attiene alle prestazioni delle barriere, si è fatto riferimento ai crash test previsti dalle Linee Guida ETAG 027 e agli standard commerciali diffusi.

Massima energia nominale della barriera (SLU)	MEL	1000	[kJ]
<b>Dati</b>			
Tolleranza per l'inclinazione della barriera	$[\beta]$	<b>10</b>	$[\text{°}]$
Altezza delle traiettorie sulla verticale per 95% dei casi	$[H_v]$	<b>1,0</b>	[m]
Altezza della traiettorie sul piano della barriera (Ipotesi: l'impatto avviene perpendicolare al piano della barriera)	$[H_t]$	0,98	[m]
Distanza minima tra la barriera e l'infrastruttura	$[D_i]$	<b>15</b>	[m]
Velocità (traslazione) - limite di confidenza 95%	$[V_t]$	<b>10,95</b>	[m/s]
Diametro medio del blocco	$[DN]$	<b>0,577</b>	[m]
Volume del blocco	$[V_{blo}]$	0,1	$[\text{m}^3]$ sfera
Per per unità di volume della roccia	$[\gamma]$	<b>26</b>	$[\text{kN}/\text{m}^3]$

<b>Coefficienti di sicurezza parziale (cautelativi)</b>			
Qualità delle indagini Topografiche	$[\gamma_{Dp}]$	<b>1,1</b>	$[1.01 \div 1.1]$
Qualità delle indagini Geomeccaniche - dimensione	$[\gamma_{VolF1}]$	<b>1,1</b>	$[1.02 \div 1.1]$
Qualità delle indagini Geomeccaniche - peso specifico	$[\gamma_\gamma]$	1	
Qualità della simulazione di caduta massi	$[\gamma_{Tr}]$	<b>1,1</b>	$[1.02 \div 1.1]$

<b>Traiettoria di progetto</b>			
Velocità di progetto $[V_t * \gamma_{Tr} * \gamma_{Dp}]$	$[V_d]$	13,25	[m/s]
Massa di progetto $[V_{blo} * \gamma_{VolF1} * \gamma * \gamma_\gamma]$	$[M_d]$	287,67	[kg]
Altezza di progetto $[H_t * \gamma_{Tr} * \gamma_{Dp} + DN/2]$	$[H_d]$	1,48	[m]
Energia di progetto $[0.5 * M_d * V_d^2]$	$[E_d]$	25,25	[kJ]

<b>Caratteristiche della barriera</b>			
Energia massima in accordo con ETAG 27	[MEL]	1000	[kJ]
Deformazione massima (da produttore) MEL	[D <sub>b</sub> ]	<b>4,63</b>	[m]
Altezza nominale della barriera (Certificata)	[H <sub>b</sub> ]	<b>3,75</b>	[m]

<b>Metodo di progettazione (livello energetico MEL)</b>			
Maximum Energy Level - livello energetico	[E <sub>BARRIERA</sub> ]	1000	[kJ]
Fattore di amplificazione che considera il rischio esistente per rilevanti conseguenze economiche ed estesi danni non riparabili	[i]	<b>1,2</b>	[1÷1.2]

Fattore di riduzione per la capacità della barriera	[γ <sub>E</sub> ]	1,2	[2 per meno di 2 campate]
Fattore di amplificazione per la deformazione della barriera	[γ <sub>DB</sub> ]	1,3	[1.5 per barriere con meno di 3 moduli]
Franco libero superiore della barriera (MIN 0.5 m)	[F <sub>min</sub> ]	<b>0,5</b>	[m]

<b>Parametri di progetto</b>			
Energia di progetto [ E <sub>d</sub> *i]	[E <sub>sd</sub> ]	30,30	[kJ]
Deformazione di progetto [ D <sub>b</sub> * γ <sub>DB</sub> ]	[D <sub>d</sub> ]	6,019	[m]

<b>Verifiche di progetto della barriera</b>		
Verifica dell'energia [(E <sub>sd</sub> - E <sub>barriera</sub> / γ <sub>E</sub> ) ≤ 0 ]	-803,03	soddisfatta
Verifica dell'allungamento [(D <sub>d</sub> - D <sub>i</sub> ) ≤ 0 ]	-8,981	soddisfatta
Verifica dell'altezza [(H <sub>tot</sub> - H <sub>b</sub> ) ≤ 0 ]	-1,77	soddisfatta

Tabella 7.1 – Calcoli di dimensionamento della barriera.

## 8.FONDAZIONI DELLE BARRIERE PARAMASSI

Il presente capitolo verifica il sistema di fondazione e di ancoraggio delle barriere paramassi.

FONDAZIONE	TIPO DI FONDAZIONE	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazioni dei montanti	$n_b = 2$ barre in acciaio B450C	Diametro = 24 mm Lunghezza = 2.0 m	Diametro minimo di perforazione = 70 mm
Ancoraggi laterali	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 3.0 m	Diametro minimo di perforazione = 90 mm
Ancoraggi di monte	Cavallotti in fune spiroidale	Diametro = 16 mm Lunghezza = 3.0 m	Diametro minimo di perforazione = 90 mm

Tabella 8.1 – Fondazioni delle barriere paramassi.

Tali caratteristiche sono da ritenersi valide nel caso di piena aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno rinvenuto in sito.

Nell'eventualità di ricoprimenti di terreno aventi spessori/parametri meccanici inferiori a quelli di progetto, la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da garantire resistenze di progetto almeno pari a quelle ipotizzate.

Analogamente, tutte le variazioni alle condizioni al contorno, che non rispettassero quanto previsto in relazione, nonché tutte le eventuali variazioni non ipotizzate, comporteranno la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

### 8.1 Caratteristiche di progetto del terreno

Allo scopo di valutare l'aderenza fra la malta di intasamento della perforazione ed il terreno è stato valutato il valore della tensione tangenziale di aderenza limite  $\tau_{lim}$ .

Assumendo in via prudenziale un valore della pressione limite  $p'_{lim} = 4.0 \text{ MPa}$  (corrispondente a  $N_{SPT} = 80$ , valore certamente riscontrabile nelle formazioni rocciose in oggetto), dall'abaco di Bustamante e Doix (1985, cfr. Figura 8.1) si stima per ancoraggi iniettati a gravità/bassa pressione in marne calcaree (involuppo MC2):

- $\tau_{lim} = 300 \text{ kPa}$ .

Tale valore è quello in definitiva adottato nelle verifiche.

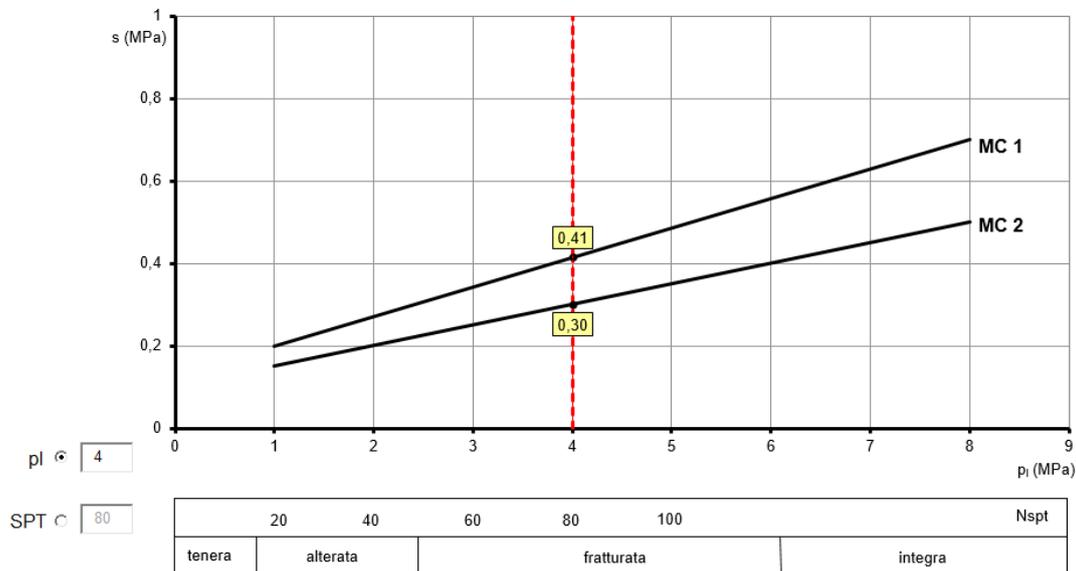


Figura 8.1 – Valori di resistenza tangenziale limite  $s (= \tau_{lim})$  per marne, formazioni marnoso-calcaree e calcareo-marnose (Bustamante e Doix, 1985).

## 8.2 Approccio normativo

Le verifiche geotecniche vengono condotte conformemente al decreto 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018), con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura).

Trattandosi di elementi il cui comportamento può essere assimilato per carichi in compressione a quello dei pali, per carichi in trazione a quello dei pali in trazione o degli ancoraggi, si analizza preliminarmente quale sia la condizione di verifica più sfavorevole.

In entrambi i casi, il D.M. 17/01/2018 (§§ 6.4.3 per le fondazioni profonde e 6.6 per gli ancoraggi) prescrive l'impiego dell'Approccio 2, combinazione A1+M1+R3.

Va premesso che il valore di aderenza limite malta – terreno  $\tau_{lim} = 300$  kPa viene inteso come tensione limite caratteristica, dunque, secondo la notazione adottata dalle NTC 2018, già opportunamente ridotta dei fattori di correlazione  $\xi_3, \xi_4$  relativi ai profili di indagine.

Tenuto conto che per i pali il coefficiente parziale  $\gamma_{st}$  da applicare alle resistenze laterali caratteristiche a carico verticale dei pali è pari a 1,25 (nel caso più critico di carichi in trazione), mentre il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale  $\gamma_{Ra,p} = 1,20$ , si farà in definitiva riferimento al caso dei pali.

Per quanto detto, nell'ambito delle verifiche geotecniche saranno determinati dei coefficienti di sicurezza da ritenersi adeguati se maggiori di  $\gamma_{st} = 1,25$ .

Da un punto di vista generale, come osservato, il riferimento normativo per pali/ancoraggi è quello dell'Approccio 2, combinazione A1+M1+R3. Tuttavia, data la preponderanza assunta dalle azioni *eccezionali* ( $A_d$ ), connesse ad urti ed impatti dei massi sulla barriera, si utilizza convenientemente la combinazione "eccezionale" (cfr. §2.5.3. NTC 2018):

$$G + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dato che i valori di  $G$  e  $Q_{ki}$  sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto  $A_d$ , gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

### 8.3 Carichi di progetto

La determinazione dei carichi di progetto avviene considerando i risultati ottenuti durante la prova d'urto a scala reale (Crash Test) di tipo MEL (Maximum Energy Level) eseguita sulla barriera della classe individuata, in cui vengono individuati gli sforzi massimi agenti sulle funi convergenti agli ancoraggi di monte e laterali, come indicato nei seguenti schemi.

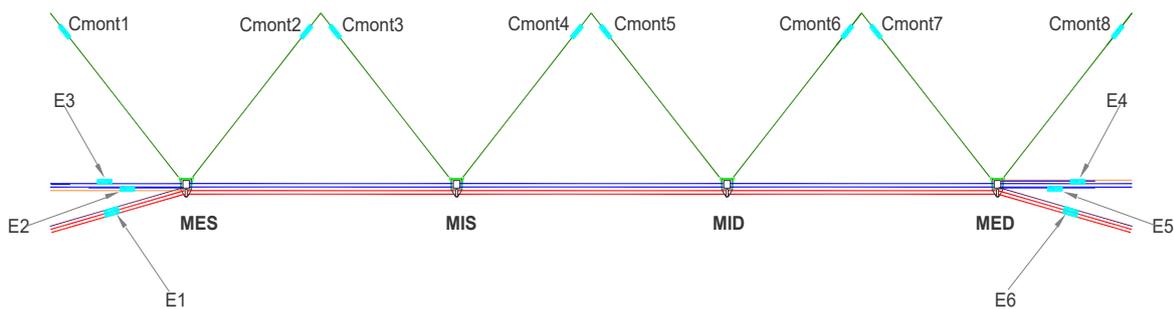


Figura 8.2 – Disposizione delle celle di carico per l'analisi degli sforzi sulle funi durante il crash test.

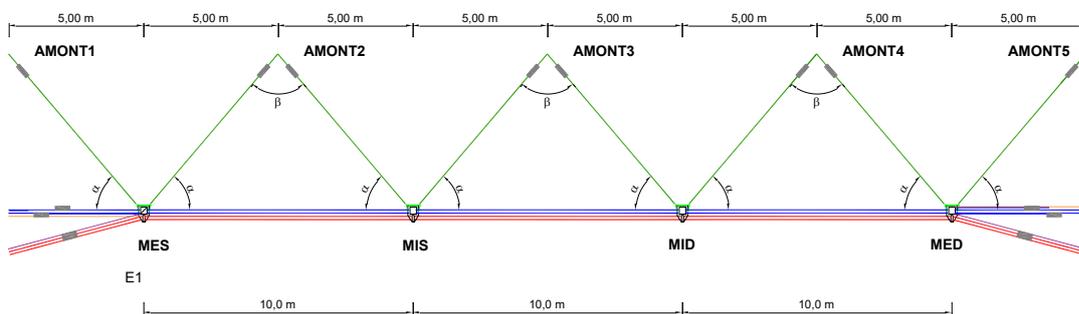


Figura 8.3 – Caratteristiche geometriche della barriera di classe energetica 1000 kJ.

Tenuto conto delle forze di picco registrate, della disposizione delle celle di carico, della conformazione geometrica della barriera, è possibile determinare i carichi massimi (nella peggiore combinazione di carico) agenti sui montanti, sugli ancoraggi laterali e sugli ancoraggi di monte, che vengono riportati nella tabella qui di seguito.

Il produttore delle barriere previste in progetto fornito i seguenti carichi massimi:

$T_L$	=	189,20	kN	=	massimo carico su ancoraggi laterali
$T_M$	=	146,10	kN	=	massimo carico su ancoraggi di monte
$N$	=	56,00	kN	=	massimo carico di compressione alla base del montante
$V$	=	70,21	kN	=	massimo carico di taglio alla base del montante

#### 8.4 Verifica fondazioni del montante

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico registrato  $N = 56,00$  kN.

Si assume, inoltre, che la base del montante sia soggetta anche contemporaneamente ad una forza di taglio, che vale  $V = 70,21$  kN.

A favore di sicurezza vengono trascurate le resistenze di aderenza tra piastra di base e il terreno.

Le fondazioni del montante verranno realizzate mediante  $n_b = 2$  barre in acciaio tipo B450C, di diametro  $\Phi$  24mm, inserite in perforazioni di diametro minimo  $D = 70$  mm e lunghezza pari a 2,0m.

Si precisa che la barra disposta sul lato monte della piastra di base, potrà essere mantenuta verticale oppure inclinata, verso monte, di un angolo fino a  $\zeta = 45^\circ$ , mentre quella posta a lato valle sarà mantenuta verticale. Si tenga conto delle seguenti relazioni che determinano le sollecitazioni facendo variare l'angolo di inclinazione  $0^\circ \geq \zeta \leq 45^\circ$ :

Elemento	$N_b = N/2$ [kN]	$V_b = V/2$ [kN]
Barra lato valle	28,00	35,11

Elemento		$N_b = N/2 \cos \zeta - V/2 \sin \zeta$ [kN]	$V_b = N/2 \sin \zeta + V/2 \cos \zeta$ [kN]
Barra lato monte	$\zeta = 0^\circ$	28,00	35,11
	$\zeta = 30^\circ$	6,70	44,40
	$\zeta = 45^\circ$	-5,02	44,62

Tabella 8.2 – Fondazioni del montante: sollecitazioni di progetto.

Si assume che la barra oggetto di verifica sia soggetta ai carichi massimi  $N_d = 28,00$  kN e  $V_d = 44,62$  kN.

#### 8.4.1 Verifica al carico limite laterale

Si determina la portata limite di ciascuna barra mediante la formula di Bustamante-Doix (1985):

$$P_L = k \pi \alpha D \sum_i (L_i \tau_{lim,i})$$

dove:

- k coefficiente di maggiorazione, che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta, pari a 1,0
- $\alpha$  coefficiente di maggiorazione, funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione, per il caso in esame assunto prudenzialmente pari a 1,0
- i indice che identifica il numero di strati connessi con l'elemento fondazionale, assunto nel caso in esame pari ad 1
- D diametro di perforazione pari a 7,0 cm
- $L_1$  lunghezza utile di aderenza della barra cementata, pari a 200 cm
- $\tau_{lim,1}$  tensione limite di aderenza, assunta pari a 3,0 daN/cm<sup>2</sup> per lo strato oggetto di studio.

Dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_L = 27818,8 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a  $P_L / N_b = 27818,8 / 2800 = 9,93 > 1,25$  (pari a  $\gamma_R$ ).

#### 8.4.2 Verifica di resistenza della sezione e di scorrimento all'interfaccia

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N_b / A = 2800 / 4,52 = 618,94 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 3813,0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta \text{ 6,16)}$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni con acciaio nervato}$$

$$\tau_{aderenza} = N_b / A_{aderenza} = 2800 / (2,4 \times \pi \times L) = 1,86 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

#### 8.4.3 Verifica di instabilità dell'equilibrio elastico

Si effettua infine la verifica di instabilità all'equilibrio elastico dell'elemento compresso. Il momento d'inerzia, riferito alla sola barra di acciaio, risulta:

$$J_i = \pi \Phi^4 / 64 = 1,63 \text{ cm}^4$$

Per l'instabilità all'equilibrio elastico è necessario attribuire il valore del coefficiente di reazione laterale  $k_h$  del terreno connesso con la barra.

La correlazione utilizzata per il calcolo di  $k_h$  è tratta da Viggiani (2003), che suggerisce la relazione  $k_h = n_h \cdot z/D$ , dove  $n_h$  è un parametro che dipende dalla litologia, dallo stato di addensamento/consistenza,  $D$  è il diametro del perforo cementato e  $z$  la profondità media dello strato.

In base alla Tabella 8.3 e assimilando a favore di sicurezza i terreni rocciosi in affioramento a delle sabbie dense, si è ritenuto idoneo il valore  $n_h = 20 \text{ N/cm}^3$ .

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
$N_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$N_h$ [N/cm <sup>3</sup> ], sabbie immerse	1,5	5	12

Tabella 8.3 – Valori di  $n_h$  per terreni incoerenti.

Risulta in definitiva:

$$\bullet k_h = n_h \cdot \frac{z}{D} = 20 \text{ N/cm}^3 \times \frac{100 \text{ cm}}{7 \text{ cm}} = 290 \text{ N/cm}^3 = 29 \text{ daN/cm}^3.$$

Essendo il modulo di reazione  $\beta$  per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$$\beta = k_h \times D = 29 \text{ daN/cm}^3 \times 7.0 \text{ cm} = 203 \text{ daN/cm}^2,$$

il valore di carico critico per l'instabilità risulta:

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J} = 2 \times \sqrt{203 \text{ daN/cm}^2 \times 2100000 \text{ daN/cm}^2 \times 1,63 \text{ cm}} = 52721 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta:

$$\eta = P_k / (N_b) = 18,8 > 10 = \text{valore comunemente ritenuto accettabile per instabilità euleriana.}$$

#### 8.4.4 Verifica a taglio

Si ipotizza che la piastra di base non collabori e che il taglio venga assorbito integralmente dai tirafondi in barre d'acciaio B450C  $\Phi = 24 \text{ mm}$ .

Risultando la massima azione tagliente sulla singola barra pari a:

$$V_d = 4462,0 \text{ daN}$$

e posto  $A_{res} = \pi \Phi^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$ , la massima tensione tagliente su ogni barra vale:

Relazione tecnica e di calcolo opere paramassi

---

$$\tau_{\max} = 4 T_B / (3 A_{\text{res}}) = 1315,09 \text{ daN / cm}^2 < f_{\text{vds}} = 2259,2 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,72)$$

Noto il valore di tensione dovuta al carico verticale  $\sigma_f = 618,94 \text{ daN/cm}^2$  la tensione ideale vale:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{(\sigma_f)^2 + 3 \tau_{\max}^2} = 2360,4 \text{ daN/cm}^2 < f_{\text{yds}} = 3913 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sicurezza } \theta = 1,66)$$

### 8.5 Verifica ancoraggio di monte

Noto il carico  $T = T_M = 146,10$  kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale  $\Phi 16$  inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a  $D = 9,0$  cm e lunghezza  $L = 3,0$  m.

#### 8.5.1 Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 14610 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 300) = 6,70 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

avendo indicato con:

$\mu$  = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici, assunto pari a 0,85

$\delta$  = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti nel foro, posto pari a 0,85 (caso di due trefoli)

$A_{lat}$  = area laterale dei due trefoli pari a  $2 \pi \Phi L$

Risulta un coefficiente di sicurezza  $\alpha = 4,01$ .

#### 8.5.2 Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

Il valore di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 14610 / (\pi \times 1,0 \times 9,0 \times 300) = 1,72 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 3,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza  $\theta = \tau_{dR} / \tau = 1,74 > 1,25$  (pari a  $\gamma_R$ ).

#### 8.5.3 Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q = 238,0$  kN = Carico minimo di rottura fune d'acciaio spiroidale singola  $\Phi 16$

$Q_c = 400,0$  kN = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale  $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8$  kN = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 146,1$  kN = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 2,38$  = fattore di sicurezza residuo

### 8.6 Verifica ancoraggio laterale

Noto il carico  $T = T_L = 189,2$  kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con dei cavallotti in fune d'acciaio spiroidale  $\Phi 16$  inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a  $D = 9,0$  cm e lunghezza  $L = 3,0$  m.

### 8.6.1 Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 18920 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 300) = 8,68 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

avendo indicato con:

$\mu$  = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici, assunto pari a 0,85

$\delta$  = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti nel foro, posto pari a 0,85 (caso di due trefoli)

$A_{lat}$  = area laterale dei due trefoli pari a  $2 \pi \Phi L$

Risulta un coefficiente di sicurezza  $\alpha = 3,10$ .

### 8.6.2 Verifica aderenza nucleo iniettato - terreno

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 18920 / (\pi \times 1,0 \times 9,0 \times 300) = 2,23 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 3,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza  $\theta = \tau_{dR} / \tau = 1,34 > 1,25$  (pari a  $\gamma_R$ ).

### 8.6.3 Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q = 238,0 \text{ kN}$  = Carico minimo di rottura fune d'acciaio spiroidale singola  $\Phi 16$

$Q_c = 400,0 \text{ kN}$  = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune d'acciaio spiroidale  $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 347,8 \text{ kN}$  = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 189,2 \text{ kN}$  = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,84$  = fattore di sicurezza residuo

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni.
- Bertolo P., Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.
- Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Georingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- Besseghini F., Deana M., Di Prisco C., Guasti G., 2008 – Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti di terreno, Rivista GEAM Georingegneria ambientale e Mineraria, Anno XLV, N. III dicembre 2008 (125) pp. 25-30
- Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti "Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio" - Trento 2004, Peila D. Editor.
- Castro D., 2008 – Proyetos de investigaciòn en la Universidad de Cantabria - Il Curso sobre protecciòn contra caida de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecànica de rocas.
- Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P., e Teodori S.P. 2004: Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia – in atti "Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio" – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004): Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa – in atti "Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio" – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferrero A.M., Giani G.P., Migliazza M., (1997): Interazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia - atti "Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi" – IV Conv. Naz. Ricercatori universitari – Hevelius pp. 259 – 275.
- Flumm D., Ruedger R. (2001): Slope stabilization with high performance steel wire meshes with nails and anchors – International Symposium Earth reinforcement, Fukuoka, Japan.
- Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, London.
- Hoek E., e Bray J.W., (1981): Rock slope engineering - IMM – London.

- Jacob V., (2009): Engineering, unpublished thesis, Technical University Torino.
- LCPC, (2001): Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.
- Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – Las mallas en la estabilización de taludes – II Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
- Muhunthan B., Shu S., Sasiharan N., Hattamleh O.A., Badger T.C., Lowell S.M., Duffy J.D., (2005): Analysis and design of wire mesh/cable net slope protection - Final Research Report WA-RD 612.1 - Washington State Transportation Commission Department of Transportation/U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Pellet F., e Egger P., (1995): Analytical model for the behaviour of bolted rock joints and practical applications. In proceedings of international symposium Anchors theory and practice. Widmann R. Editor. A.A. Balkema.
- Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D., (2005): Soil nailing – Best practice guidance - CIRIA C637, London, 2005.
- Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2nd colloquium "Construction in soil and rock" – Accademy of Esslingen (Germany).
- Saderis A., (2004): Reti in aderenza su versanti rocciosi per il controllo della caduta massi: aspetti tecnologici e progettuali – Tesi di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, unpublished thesis, Technical University Torino.
- Torres Vila J.A., Torres Vila M.A., e Castro Fresno D., (2000): Validation de los modelos físicos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexible Tecco G-65 como elemento de soporte superficial en la estabilización de taludes.
- Valfrè A., (2007): Dimensionamento di reti metalliche in aderenza per scarpate rocciose mediante modellazioni numeriche – GEAM Georingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIII, N. 4, Dicembre 2006.
- Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): Rock slope engineering civil and mining - 4th edition – Spon Press London and New York.