

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

Riqualificazione Ambientale Val Lemme

Relazione di calcolo delle verifiche di stabilità e della traiettoria di caduta dei blocchi

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. P.P. Marcheselli		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	D P 0 4 0 0	0 0 1	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Istruttoria ITF IG5101E11ISDP0400001A del 31/07/12	Foltran	19/10/2013	Panizza	19/10/2013	E. Pagani <i>EP</i>	19/10/2013	
C00	Istr. ITF IG5101E11ISDP0400002A	Foltran	01/03/2013	Panizza	01/03/2013	A. Palomba <i>AP</i>	01/03/2013	
D00	Istr. ITF IG5101E11ISDP0400003A	Foltran	09/09/2013	Panizza	09/09/2013	A. Palomba <i>AP</i>	09/09/2013	

n. Elab.:

File: IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00.DOCX

CUP: F81H9200000008

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme

Foglio
3 di 46

INDICE

1	PREMESSA	6
2	ANALISI DEL PROCESSO CADUTA MASSI	6
2.1	Rilievo di terreno (caratterizzazione del volume del masso di progetto).....	7
2.2	Simulazione numerica	8
2.2.1	Parametri del blocco roccioso in caduta.....	8
2.2.2	Parametri del versante.....	8
2.2.3	Equazioni del moto	11
2.3	Verifica delle opere di difesa in progetto	13
2.3.1	Sezione 2 (sezione di calibrazione)	13
2.4	Verifica delle barriere di progetto.....	14
2.4.1	Verifica della barriera lungo la sezione 1	14
2.4.2	Verifica delle barriere lungo la sezione 2	17
2.4.3	Verifica della barriera lungo la sezione 3	22
3	VERIFICA DELLA FRANA IN ROCCIA.....	25
3.1	Descrizione	26
3.2	Sismicità.....	29
3.3	Verifica di stabilità.....	30
3.4	Analisi di stabilità dinamica in condizioni sismiche.....	34
3.5	Conclusioni	37
4	ANALISI DI STABILITÀ DEI CINEMATISMI DI TOPPLING E DI SCIVOLAMENTO PLANARE	37
4.1	Toppling	37
4.2	Scivolamento planare	39
5	RISCHIO DELLA FRANA DI ROCCIA	42
6	MONITORAGGIO DEL VERSANTE	44
6.1	Piano di monitoraggio	44
7	CONCLUSIONE.....	45
8	BIBLIOGRAFIA	46

FIGURE

Figura 1 - sinistra: segni di impatto sul detrito di un gradone; destra: punti di arresto dei blocchi presso ed accumulo di una piccola frana. 7

Figura 2: istogramma relativo alla volumetria di tutti i massi censiti. 8

Figura 3 – Simulazione di caduta massi lungo la sezione 1. In rosso è indicato l'involuppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 4 di 46

<i>scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.</i>	15
<i>Figura 4 – Inviluppo dei punti di arresto.</i>	15
<i>Figura 5 – Inviluppo delle traiettorie. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 118 m, mentre la quota del pendio è di 115 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.</i>	16
<i>Figura 6 – Inviluppo delle velocità della simulazione.</i>	16
<i>Figura 7 – Inviluppo delle energie dei massi della simulazione.</i>	17
<i>Figura 8 - Simulazione di caduta massi lungo la sezione 2. In rosso è indicato l'inviluppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.</i>	18
<i>Figura 9 – Inviluppo dei punti di arresto.</i>	19
<i>Figura 10 – Inviluppo delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 162 m, mentre la quota del pendio è di 159 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.</i>	19
<i>Figura 11 – Inviluppo delle velocità dei massi lungo la sezione n 1. Parte alta.</i>	20
<i>Figura 12 – Inviluppo delle energie.</i>	20
<i>Figura 13 – Sezione 2 parte bassa. Andamento dei punti di arrivo.</i>	21
<i>Figura 14 - Andamento delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico. Profilo 2 parte bassa. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 73,6 m, mentre la quota del pendio è di 70 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3,6 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.</i>	21
<i>Figura 15 – Andamento della velocità. Sezione 2- parte bassa.</i>	22
<i>Figura 16 – Andamento delle energie. Sezione 2 – parte bassa.</i>	22
<i>Figura 17 Simulazione di caduta massi lungo la sezione 3. In rosso è indicato l'inviluppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.</i>	23
<i>Figura 18 – Andamento degli arrivi</i>	24
<i>Figura 19 - Andamento delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico.</i>	24
<i>Figura 20 – Andamento delle velocità.</i>	25
<i>Figura 21 – Andamento delle energie.</i>	25
<i>Figura 22 – Ubicazione schematica della frana (linee rosse). La linea blu corrisponde alla traccia della sezione.</i>	26
<i>Figura 23: trench presenti nella parte alta dell'accumulo (1); sperone di metabasalti con immersione a reggipoggio (2); frattura aperta 30-40 cm al coronamento (3); prosecuzione della stessa (apertura di circa 60 cm) in prossimità della mira ottica n. 5 (4).</i>	29
<i>Figura 24: riepilogo dei risultati ottenuti e delle superfici critiche (rosso). La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.</i>	31

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 5 di 46

<i>Figura 25: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Bishop/Janbu. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.</i>	31
<i>Figura 26: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Bell. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.</i>	32
<i>Figura 27: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di U.S. Corps of Engineer's. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.</i>	32
<i>Figura 28: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Lowe-Karafiah. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.</i>	33
<i>Figura 29: frequenza e frequenza cumulata</i>	34
<i>Figura 30 - Abaco per l'analisi di stabilità di blocchi soggetti a toppling (da Choquet & Tanon, 1985).</i>	38
<i>Figura 31 - Localizzazione del blocco n. 53</i>	39
<i>Figura 32 - Risultati della verifica di stabilità. Forze espresse in kN/m.</i>	40
<i>Figura 33 - Sezione schematica del blocco 53. Misure in metri.</i>	41

TABELLE

<i>Tabella 1: descrizione statistica della volumetria dei massi presenti sui fronti rocciosi.</i>	7
<i>Tabella 2: volumi dei massi di progetto utilizzati.</i>	8
<i>Tabella 3 - Coefficienti di restituzioni e angolo di attrito masso - terreno ricavati mediante back-analys.</i>	14
<i>Tabella 4 - Principali parametri sismici calcolati secondo il DM 14 gennaio 2008</i>	30
<i>Tabella 5: risultati statistici sulla popolazione analizzata e percentuale frequenza e frequenza cumulata.</i>	34
<i>Tabella 6 - Accelerogrammi artificiali utilizzati (1 a sinistra; 2 : a destra).</i>	35
<i>Tabella 7 - valori dei coefficienti FS e parametri utilizzati per i calcoli.</i>	38
<i>Tabella 8 - Risultati del monitoraggio. * Lo spostamento corrisponde al vettore movimento rispetto alla prima lettura.</i>	44

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 6 di 46

1 PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di progettazione della tratta A.V./A.C. Milano-Genova "Terzo valico dei Giovi" è prevista la riqualificazione ambientale della cava ex-Cementir, ubicata in sinistra orografica al T. Lemme in comune di Voltaggio. La cava è posta nei pressi della finestra "Val Lemme" ed è localizzata in sponda destra del torrente.

Tenuto conto dell'esigenza di rinaturalizzare un sito a tutt'oggi fortemente degradato, e della necessità di trovare una collocazione per il materiale di smarino proveniente dalla finestra Vallemme e dalla galleria ferroviaria principale (galleria di Valico) il più vicino possibile alla finestra, per limitare l'inquinamento legato al passaggio continuo di camion, è stato sviluppato il progetto di riqualifica dell'area dell'ex cava Cementir allocandovi il materiale di smarino.

In quest'ottica la presente relazione si inserisce come integrazione al progetto esecutivo di "Riqualficazione ambientale Cementir", affrontando in modo specifico le problematiche inerenti alla stabilità della parete di cava e fornendo indicazioni progettuali di messa in sicurezza del fronte di cava, sia in fase di riempimento della cava, sia in fase di esercizio, a riempimento ultimato.

Tali indicazioni derivano da uno studio geologico e geomeccanico della parete, che ha compreso il rilevamento geostrutturale di tutto il fronte di cava, l'esecuzione di 14 stendimenti geostrutturali, il rilevamento dei massi instabili, l'analisi fotogrammetrica del vicino accoppiata ad un rilievo mediante *laser scanner*, i calcoli di verifica di stabilità all'equilibrio limite e le simulazioni numeriche della traiettoria dei massi.

La presente relazione affronta le problematiche inerenti alla verifica numerica della traiettoria dei massi, essenziale per il posizionamento e dimensionamento delle opere di difesa, e alla verifica di stabilità dei blocchi.

In riferimento alle osservazione eseguite dal COCIV e pervenute tramite Fax del 10 luglio 2006 la presente versione ha recepito le osservazioni relative al punto 4.

In riferimento alla verifica effettuata da ITALFERR la presente versione ha recepito le richieste di integrazioni esplicitate ai punti E.107, E.108, E.109, E.110.

In riferimento alla verifica effettuata da ITALFERR (IG5101E11ISDP0400003A) la presente versione ha recepito le richieste di integrazioni esplicitate alle note C.3, D.1, E.9, E.10, E.11, E.12, E.13.

2 ANALISI DEL PROCESSO CADUTA MASSI

Per caduta massi s'intende il fenomeno di distacco e di successivo movimento verso valle di blocchi che mettono in gioco un'energia cinetica assorbibile dalle normali opere di difesa di tipo passivo - barriere e terrapieni paramassi, ecc.

La presenza di giunti di una certa persistenza, la loro intersezione ed orientazione secondo la direzione del versante, nonché i considerevoli valori delle aperture (nella maggior parte dei casi si tratta di fratture beanti) che caratterizzano i sistemi principali possono isolare porzioni rocciose instabili o in equilibrio precario potenzialmente mobilizzabili secondo movimenti di scivolamento planare e ribaltamento.

Lo studio del fenomeno di caduta massi é stato condotto lungo tre sezioni significative simulando numericamente 100 cadute per ognuna e facendo variare in modo statistico le caratteristiche del pendio e del masso. Lo studio permette di individuare:

- la massima distanza percorribile dal masso distaccato;
- la traiettoria più probabile o più sfavorevole per la realizzazione delle opere di difesa;
- la massima energia d'impatto che dovrà essere dissipata dalla singola opera di difesa.

A tal fine il problema è stato analizzato in due fasi distinte:

- Fase di rilievo in campagna dei dati relativi a distacchi avvenuti in passato e rilievo geomeccanico delle pareti rocciose, al fine di individuare i cinematismi e le volumetrie potenzialmente coinvolte;

- Fase di simulazione numerica delle traiettorie e dei punti di arresto dei distacchi prevedibili lungo sezioni bidimensionali, utilizzando il programma MASCO 2.2 (Program Geo), al fine di verificare l'efficacia e l'efficienza delle opere passive in progetto.

Le traiettorie dei massi in caduta sono state ricostruite con una certa approssimazione individuando sul terreno i solchi lasciati dal rimbalzo o dal rotolamento dei singoli massi. Le zone di arresto dei massi sono state ricavate dall'osservazione della distribuzione dei massi al piede del versante (es. Figura 1).



Figura 1 - sinistra: segni di impatto sul detrito di un gradone; destra: punti di arresto dei blocchi presso ed accumulo di una piccola frana.

Nell'area studiata non sono state osservate zone di possibile frammentazione dei blocchi rocciosi in seguito all'urto, anche se lo stato di fratturazione di alcuni massi instabili lo farebbe supporre.

2.1 Rilievo di terreno (caratterizzazione del volume del masso di progetto)

Il rilevamento dei massi instabili della parete rocciosa ha permesso di censire circa 732 massi instabili. La descrizione statistica dei blocchi censiti è riportata nella Tabella 1.

<i>volume (m³)</i>	
Media	0.196994536
Errore standard	0.013233509
Mediana	0.1
Moda	0.1
Deviazione standard	0.358039173
Varianza campionaria	0.128192049
Curtosi	57.27851951
Asimmetria	6.065456848
Intervallo	4.99
Minimo	0.01
Massimo	5
Somma	144.2
Conteggio	732
Più grande(1)	5
Più piccolo(1)	0.01
Livello di confidenza(95.0%)	0.025980216

Tabella 1: descrizione statistica della volumetria dei massi presenti sui fronti rocciosi.

In Figura 2 è riportato l'istogramma relativo alla volumetria (m^3) suddividendo la popolazione in 8 classi.

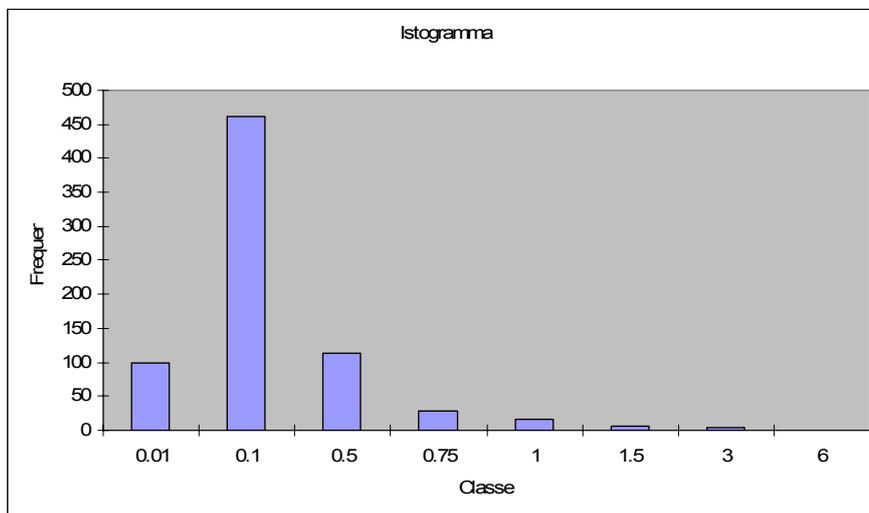


Figura 2: istogramma relativo alla volumetria di tutti i massi censiti.

I massi di progetto sono stati assunti come elementi puntiformi costituiti da marmi grigi a grana media (peso specifico assunto pari a $25 \text{ kN}/m^3$) aventi le dimensioni riportate nella Tabella 2.

	Sezione1	Sezione 2	Sezione3
Volume	1 mc	1 mc	1 mc

Tabella 2: volumi dei massi di progetto utilizzati.

2.2 Simulazione numerica

La simulazione numerica del fenomeno di caduta massi ha lo scopo di permettere la costruzione di un modello che consente di prevedere il comportamento cinematico di singoli blocchi rocciosi distaccatisi dal versante.

Nel modello il moto è supposto bidimensionale con il pendio discretizzato in una serie di segmenti retti. Il masso inoltre può essere supposto puntiforme, considerando solo il moto del suo baricentro. Il modello richiede che vengano determinate due serie di parametri riguardanti il blocco in caduta e il versante.

2.2.1 Parametri del blocco roccioso in caduta

- Volume del masso;
- Dimensione dei semiassi a, b, c dell'ellissoide che approssima il masso;
- Peso di volume apparente del blocco.

2.2.2 Parametri del versante

Ad ogni singolo tratto di pendio sono associati i parametri necessari per il calcolo dell'interazione masso-versante.

Coefficiente di restituzione (E)

È definito come il rapporto fra la velocità prima e dopo (V_1 / V_0 dove V_1 è la velocità dopo l'urto, V_0 prima dell'urto) l'impatto del masso con il terreno; è uguale a zero nel caso di un urto completamente anelastico (tutta l'energia cinetica del blocco impattante viene dissipata sotto forma di calore e la velocità del masso dopo l'urto è uguale a zero), uguale a uno nel caso di urto

completamente elastico (tutta l'energia cinetica viene conservata ed il masso avrà una velocità dopo l'impatto uguale a quella precedente l'urto, cioè $V_1=V_0$) e compreso fra 0 e 1 nel caso di urto parzialmente elastico (parte dell'energia cinetica viene conservata e parte dissipata sotto forma di calore; la velocità del masso sarà data da $V_1= E \times V_0$).

Il valore di E è legato principalmente alla litologia ed alla morfologia del versante. Diversi Autori hanno proposto valori medi da applicare a diverse tipologie di pendio. Tali valori sono sempre a controllare mediante back-analysys in quanto fortemente dipendenti dal sito di validazione e dall'applicativo utilizzato.

Broilli (1979) propone di assumere indicativamente valori di E compresi fra 0.75 e 0.8 per impatti su roccia o detrito di grossa pezzatura e tra 0.2 e 0.35 per impatti su materiale terroso.

Altri Autori (Mazzalai, Vuillermin, 1995) propongono invece i seguenti valori indicativi:

Tipo substrato	E
apice di conoide detritico	0,05 - 0,10
bosco con sottobosco sviluppato, prato	0,05 - 0,15
copertura detritica con vegetazione folta	0,10 - 0,15
copertura detritica con vegetazione rada	0,20 - 0,30
detrito eluviale di spessore ridotto	0,30 - 0,40
strutture rigide e strade	0,40 - 0,60
roccia affiorante fratturata	0,60 - 0,70
roccia affiorante integra	0,75 - 0,85

Altri Autori distinguono le componenti normale e tangenziale della velocità del blocco in caduta, con i parametri E_y e E_x (coefficienti di restituzione normale e tangenziale), definiti come segue:

$E_y = V_{1n} / V_{0n}$ [V_{1n} = velocità normale (perpendicolare alla superficie topografica) del masso dopo l'urto; V_{0n} = velocità normale del masso prima dell'urto];

$E_x = V_{1t} / V_{0t}$ [V_{1t} = velocità tangenziale (parallela alla superficie topografica) del masso dopo l'urto; V_{0t} = velocità tangenziale del masso prima dell'urto].

Piteau e Clayton (1987)

Tipo substrato	E_y	E_x
Roccia compatta	0,8 - 0,9	0,65-0,75
Detrito misto a grossi massi	0,5 - 0,8	0,45-0,65
Detrito compatto con piccoli massi	0,4 - 0,5	0,35-0,45
Scarpate ricoperte da vegetazione	0,2 - 0,4	0,2 - 0,3

Hoek (1987)

Tipo substrato	E_y	E_x
Roccia compatta e pulita	0,53	0,99
Strada asfaltata	0,40	0,90
Roccia coperta con grossi massi	0,35	0,85
Conoidi di detrito	0,32	0,82

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme

Foglio
10 di 46

Conoidi di detrito con vegetazione	0,32	0,80
Suolo soffice	0,30	0,80

Pfeiffer

Tipo substrato	E_y	E_x
Roccia compatta	0,33 - 0,37	0,83 - 0,87
Detrito con vegetazione	0,30 - 0,33	0,80 - 0,83
Versante ricoperto da suolo soffice e poca vegetazione	0,28 - 0,32	0,80 - 0,83
Versante ricoperto da vegetazione	0,28 - 0,32	0,78 - 0,82

Angolo d'attrito masso-versante (ϕ)

Nei tratti di pendio in cui il masso si muove rotolando o scivolando, l'energia cinetica viene dissipata attraverso l'attrito che si sviluppa fra blocco e versante. Tali forze di attrito sono introdotte nel calcolo attraverso il parametro angolo d'attrito masso-versante. Nel caso di un blocco che rotola ϕ generalmente possiede valori compresi fra 20° e 35° , con i valori inferiori corrispondenti a tratti di pendio in roccia e privi di scabrosità.

Cocco (1991) propone di considerare per la stima dell'angolo d'attrito terra-masso in fase di rotolamento tre componenti distinte legate rispettivamente alla natura del terreno, alla copertura vegetale e alle asperità del terreno in relazione alle dimensioni del masso. Ogni componente fornisce un contributo, dalla cui somma si ottiene l'angolo d'attrito totale.

I valori dei parametri parziali sono riportati nelle seguenti tabelle:

Natura del terreno	Contributo parziale ($^\circ$)
Roccia nuda	19,5
Detrito	21,0
Alluvioni	26,5
Morena	26,5

Copertura vegetale	Contributo parziale ($^\circ$)
Terreno nudo	0,0
Prato	3,0
Arbusti	3,5
Frutteto	6,0
Bosco ceduo	4,5
Bosco d'alto fusto	8,5

Asperità del terreno	Contributo parziale ($^\circ$)
Nessuna	0
Piccola	3
Media	7

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 11 di 46

Elevata	11
---------	----

In alternativa, per la stima dell'angolo d'attrito per roto-scivolamento può essere utilizzata la relazione analitica (Statham, 1979; Azzoni, La Barbera e Mazza', 1991):

$$\mu = \tan\phi_0 + K(d/D)$$

dove :

$\tan\phi_0$ = coefficiente d'attrito dinamico;

d e D = dimensioni della granulometria rispettivamente del detrito e del blocco

K = parametro ricavato sperimentalmente

Tale relazione è stata verificata sperimentalmente da Bozzoli e Pamini (1986) i quali suggeriscono i seguenti valori:

$$\tan\phi_0 = 0.37 \div 0.67$$

$$K = 0.17 \div 0.26$$

$$\mu = 0.4 \div 1.5$$

2.2.3 Equazioni del moto

Trascurando la resistenza dell'aria, le forze che condizionano il moto del masso in movimento lungo il versante sono la forza di gravità e l'attrito masso-pendio.

Vengono distinti nella simulazione numerica i tratti di versante in cui il moto avviene per caduta libera da quelli in cui avviene per rotolamento o scivolamento. I calcoli vengono eseguiti sulla base delle equazioni proposte da Piteau e Clayton (1977) e da Bassato et al. (1985).

2.2.3.1 Masso in caduta libera e traiettoria da saltellamento

Questo tipo di moto è dominante in pendii con inclinazione superiore ai 45° (Ritchie, 1963).

Il masso inizialmente si muove senza mantenere il contatto con il pendio. La velocità finale di caduta del masso, cioè quella posseduta immediatamente prima dell'impatto con il terreno, secondo le equazioni della meccanica, è data da:

$$(2) \quad v = \sqrt{2 \cdot g \cdot d}$$

con

$g = 9.807 \text{ m/s}^2$ accelerazione di gravità

d = distanza percorsa in aria dal masso

In seguito all'urto con il terreno il blocco viene proiettato in avanti con una velocità data da:

$$(3) \quad v = \sqrt{(v_1 \cdot \sin\beta)^2 \cdot E + (v_1 \cdot \cos\beta)^2 \cdot (E \cdot 0.3^{\log E})}$$

con

v_1 = velocità d'impatto

β = angolo d'incidenza della traiettoria del masso rispetto al versante;

E = coefficiente di restituzione dell'energia

Per quanto riguarda la determinazione dell'angolo di proiezione del blocco nel rimbalzo dopo l'impatto (angolo θ), l'esperienza dimostra che non è da ritenersi valida l'assunzione, spesso usata nelle simulazioni numeriche, che sia uguale all'angolo d'incidenza. Nella simulazione tale angolo è considerato come parametro variabile in maniera del tutto casuale fra l'orizzontale e la superficie topografica qualunque sia l'angolo d'incidenza (Paronuzzi, 1989) in quanto influenzati dalla presenza di piccole asperità od ostacoli nel terreno.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riquilifica ambientale Val Lemme Foglio 12 di 46

2.2.3.2 Massa in rotolamento o scivolamento

Questo tipo di moto è dominante in pendii con inclinazione inferiore ai 45° (Ritchie, 1963).

Il blocco, nel caso di rotolamento, si muove con un moto di rototraslazione lungo il pendio, attraverso una serie di piccoli rimbalzi o, nel caso di scivolamento, con un moto di traslazione pura, mantenendo il contatto con la superficie del pendio lungo una faccia, generalmente la più estesa arealmente.

La velocità finale del masso al termine del tratto di pendio considerato può essere valutata attraverso la relazione:

$$(4) V = \sqrt{V_i^2 + (10/7) \times g \times s \times (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi)}$$

nel caso di moto per rotolamento, o con la formula:

$$(5) V = \sqrt{V_i^2 + 2 \times g \times s \times (\operatorname{sen} \alpha - \operatorname{tg} \phi \times \cos \alpha)}$$

nel caso di moto per scivolamento,
con

- V_i = velocità iniziale lungo il tratto di pendio considerato;
- s = distanza percorsa dal masso lungo il tratto;
- α = inclinazione del pendio;
- ϕ = angolo d'attrito terra-masso.

Il passaggio da un moto di rotolamento ad uno di scivolamento, nel caso di un masso approssimato da un ellissoide triassiale, avviene quando è verificata la relazione:

$$(6) E < \Delta H \times g \times m;$$

dove:

- ΔH = differenza fra il semiasse maggiore a e quello minore c ($a-c$);
- g = accelerazione di gravità;
- m = massa del blocco;
- E = $E = 0,5 \times m \times V^2 + 0,5 \times I \times \omega^2$, energia totale posseduta dal masso;
- V = velocità del blocco;
- I = momento d'inerzia del blocco, uguale a $(2/5)mR$ per un masso sferico;
- ω = velocità angolare del blocco (velocità di rotazione del masso).

Nel caso di un blocco sferico $\Delta H = 0$, per cui il moto avverrà in pratica solo per rotolamento.

2.2.3.3 Analisi con metodi probabilistici - Metodo di Montecarlo

L'incertezza insita nella scelta delle grandezze da introdurre nella simulazione di caduta massi, ed in particolare nei parametri E (coef. di restituzione), ϕ (angolo d'attrito masso-versante), e V (volume del masso in caduta) consiglia un approccio di tipo probabilistico al problema.

Il metodo probabilistico generalmente utilizzato è quello di Montecarlo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme

Il metodo di Montecarlo si basa sulla generazione di numeri casuali, scelti in determinati intervalli, che godano nel complesso di proprietà statistiche. Fra le varie applicazioni possibili di tali metodi, vi è quella detta 'del campionamento' che consiste nel dedurre proprietà generali di un insieme grande, studiandone solo un sottoinsieme casuale, giudicato rappresentativo dell'insieme stesso. E' evidente che maggiori saranno le dimensioni del campione *random*, più rappresentative potranno essere considerate le proprietà dedotte.

Nel caso di applicazione del metodo alla simulazione di caduta massi, la procedura da seguire è la seguente:

- si genera la distribuzione delle variabili aleatorie E (coef. di restituzione), ϕ e V misurate in situ o stimate, supponendo che sia di tipo gaussiano (cioè rappresentate da una curva a campana, con il valore centrale corrispondente al valore medio);
- attraverso un generatore di numeri casuali, si crea una serie, estesa quanto si vuole, di valori numerici compresi fra 0 e 1;
- si associa ad ogni valore numerico casuale della serie un valore di E, ϕ e V, rispettando la curva di distribuzione delle probabilità di queste grandezze (facendo cioè in modo che la frequenza con cui un certo parametro viene chiamato nel calcolo sia uguale alla sua probabilità ricavata dalla curva gaussiana di probabilità del parametro stesso); in questo modo si trasforma la serie di numeri casuali generati nel punto precedente in una serie di valori di E, ϕ e V;
- si esegue la simulazione per ogni terna di valori E, ϕ e V.

L'andamento delle traiettorie di caduta collegata ad ogni terna di E, ϕ e V consente di valutare l'influenza della dispersione dei valori di questi parametri sui percorsi di caduta.

2.3 Verifica delle opere di difesa in progetto

La verifica delle opere di difesa in progetto è stata valutata attraverso:

1. la verifica al superamento per proiezione mediante esame della distribuzione degli arrivi dei massi e attraverso l'esame delle traiettorie: nessun masso deve scavalcare l'opera.
2. Verifica al superamento per sfondamento. L'opera di difesa deve essere in grado di resistere all'impatto e di dissipare l'energia cinetica posseduta dal masso, data da:

$$(7) E_c = (1/2) \times m \times V^2 + (1/2) \times I \times w^2;$$

con

- m = peso del masso;
- g = accelerazione di gravità;
- V = velocità di traslazione del baricentro del masso;
- I = momento d'inerzia del blocco;
- w = velocità angolare del blocco.

Dalla (7) si nota che l'energia cinetica totale posseduta dal masso è data dalla somma di una componente dovuta al moto di traslazione del baricentro del blocco ($0,5 \times m \times V^2$) ed una legata al moto di rotazione del masso intorno al baricentro stesso ($0,5 \times I \times w^2$). Normalmente la seconda componente viene trascurata per la difficoltà di stimare il valore della velocità angolare.

2.3.1 Sezione 2 (sezione di calibrazione)

Nel modello il moto è supposto bidimensionale, vale a dire lungo il piano x,z, con il pendio discretizzato in una serie di segmenti retti. Il masso è supposto puntiforme (*lumped-mass*), con volume pari a $1,0 \text{ m}^3$ e peso specifico di 25.72 kN/m^3 .

Non sono considerate sia le azioni sismiche sia fenomeni di frantumazione dei blocchi.

I parametri che definiscono l'interazione tra il blocco roccioso e il versante sono descritti dal coefficiente di restituzione (E) e dall'angolo d'attrito masso-versante (ϕ). I coefficienti sono

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 14 di 46

principalmente funzione della litologia, della copertura vegetale del versante e delle asperità del terreno in relazione alle dimensioni del masso.

La calibratura del modello è stata effettuata sulla base dei dati acquisiti in campagna e riproduce con buona approssimazione la situazione osservata le traiettorie dei massi e la loro distribuzione al piede del versante.

Per simulare nel miglior modo possibile i massi alla base della parte (massimi punti di arresto) e i punti di arresto presenti sulle berme di cava sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Tipo substrato	E (-)	φ (°)
Roccia affiorante integra	0,5	26
Roccia affiorante fratturata	0,3	26
Copertura detritica con vegetazione rada	0,2	25
Copertura detritica con vegetazione folta	0,2	33
Piazzale di cava	0,1	37

Tabella 3 – Coefficienti di restituzioni e angolo di attrito masso – terreno ricavati mediante back-analysys.

L'angolo di uscita di ogni singolo masso (dopo l'impatto) è scelto casualmente attraverso una distribuzione di probabilità uniforme, in un intervallo compreso fra l'inclinazione del versante e un angolo massimo pari a -10° rispetto all'orizzontale: ossia il masso uscirà, al massimo, con una traiettoria inclinata di 10 gradi sotto l'orizzontale; per ottenere traiettorie più tese, cioè parabole più realistiche.

2.4 Verifica delle barriere di progetto

2.4.1 Verifica della barriera lungo la sezione 1

La sezione 1 si trova in corrispondenza del settore sud della cava, tra quota 640 m s.l.m. a quota 379 m s.l.m. Il tratto sommitale, interamente boscato, compreso tra quota 640 m s.l.m. e quota 505 m s.l.m. circa, è caratterizzato dalla presenza di depositi eluvio-colluviali. Lungo il tratto inferiore, compreso tra quota 505 m s.l.m. e quota 379 m s.l.m., si alternano le berme, caratterizzate dalla presenza di detrito, ed i gradoni verticali dei fronti di cava, costituiti da roccia affiorante, localmente fratturata.

Lungo la sezione, il progetto prevede una barriera ad alto assorbimento di energia (2000 kJ) e di altezza pari a 4 m, posta nel gradone a quota 456 m circa.

Il punto di partenza dei massi si trova in corrispondenza del ciglio del gradone a quota 550 m circa in quanto il tratto di sezione sovrastante è caratterizzato dalla presenza di copertura colluviale e dall'assenza di massi potenzialmente instabili.

La simulazione numerica riproduce con buona approssimazione la distribuzione dei punti di arresto dei massi, che si localizzano di preferenza in corrispondenza delle berme, specie lungo quelle pianeggianti.

Nella parte alta della sezione le berme sono poco accentuate e il moto di rotolamento prevale su quello di saltamento che comunque non raggiunge altezze superiori a circa 5 m. Nella parte medio bassa la pendenza media del fronte di cava è più elevata, le berme sono più accentuate e il moto di saltamento prevale su quello di rotolamento, con altezze dei rimbalzi più elevate (figura 3).

Nella figura n. 3 è graficamente visibile che la barriera arresta tutte le traiettorie dei massi (in rosso). Nei grafici di Figura 4, Figura 5, Figura 6, Figura 7 sono riportati rispettivamente i punti di arresto, l'involuppo delle traiettorie, delle velocità e delle energie.

L'altezza massima che i massi raggiungono in corrispondenza della barriera è pari a 3 m (Figura 5) e la loro energia massima è pari a circa 1400 kJ (Figura 7).

La barriera in progetto, in grado di dissipare un'energia massima di 2000 kJ, è quindi sufficiente a trattenere massi con un'energia di 1400 kJ.

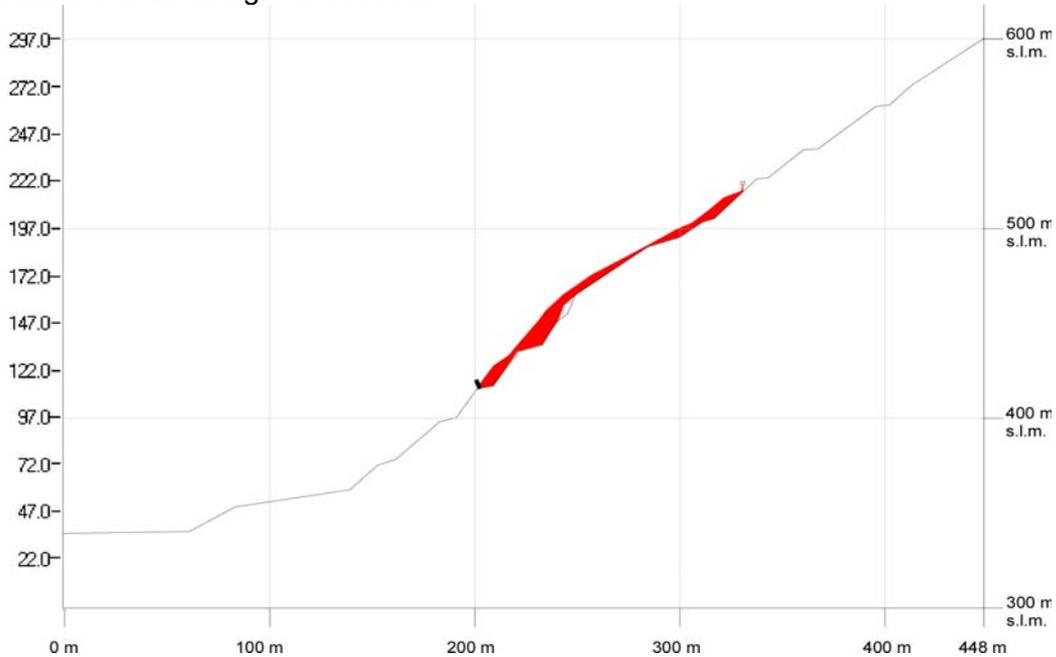


Figura 3 – Simulazione di caduta massi lungo la sezione 1. In rosso è indicato l'inviluppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.

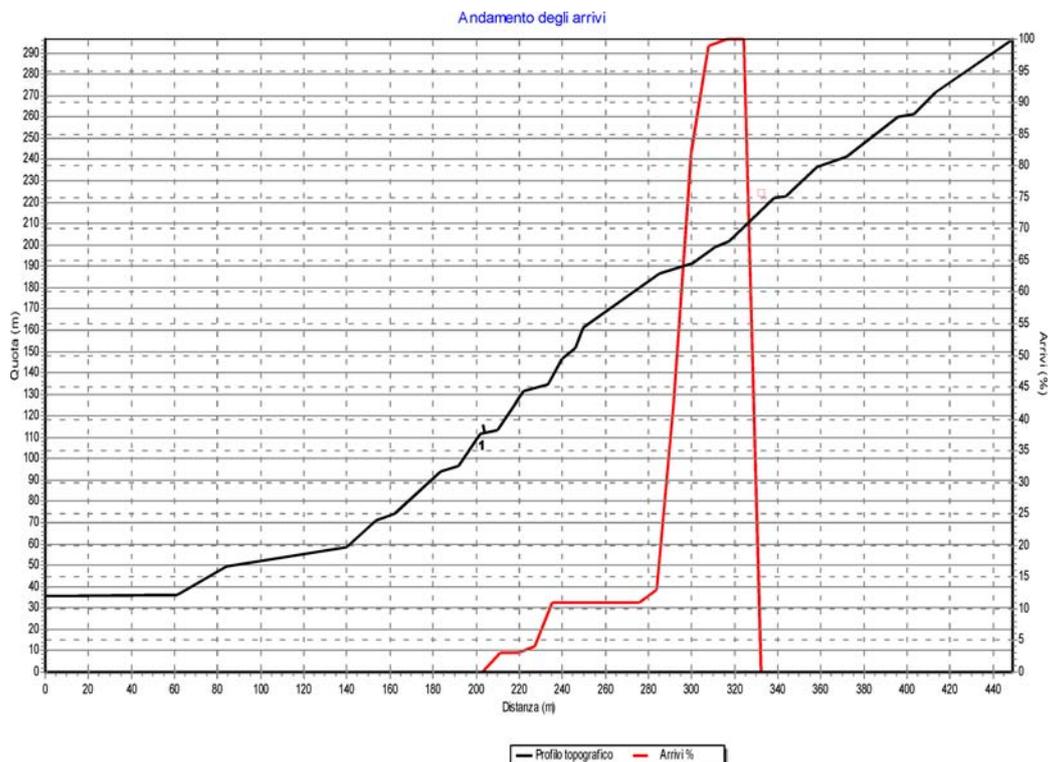


Figura 4 – Inviluppo dei punti di arresto.

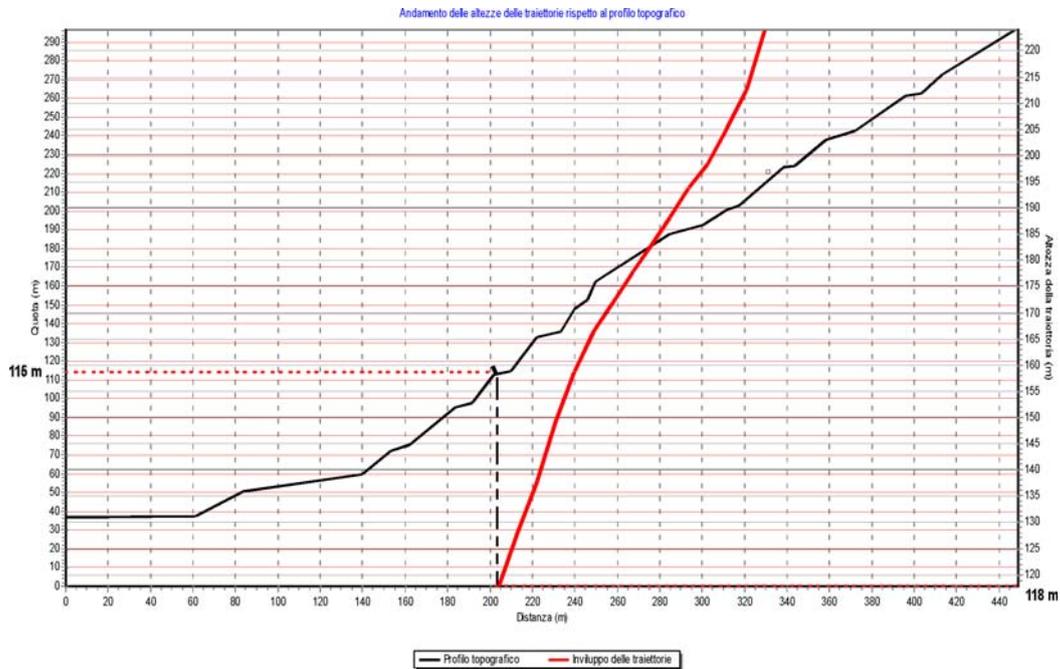


Figura 5 – Involuppo delle traiettorie. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 118 m, mentre la quota del pendio è di 115 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.

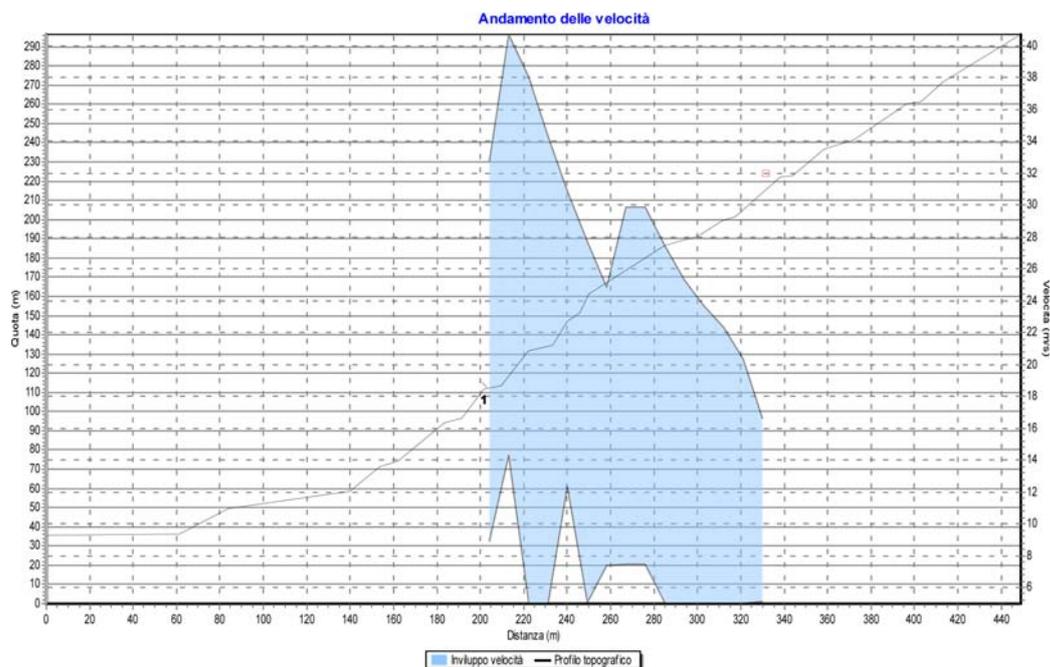


Figura 6 – Involuppo delle velocità della simulazione.

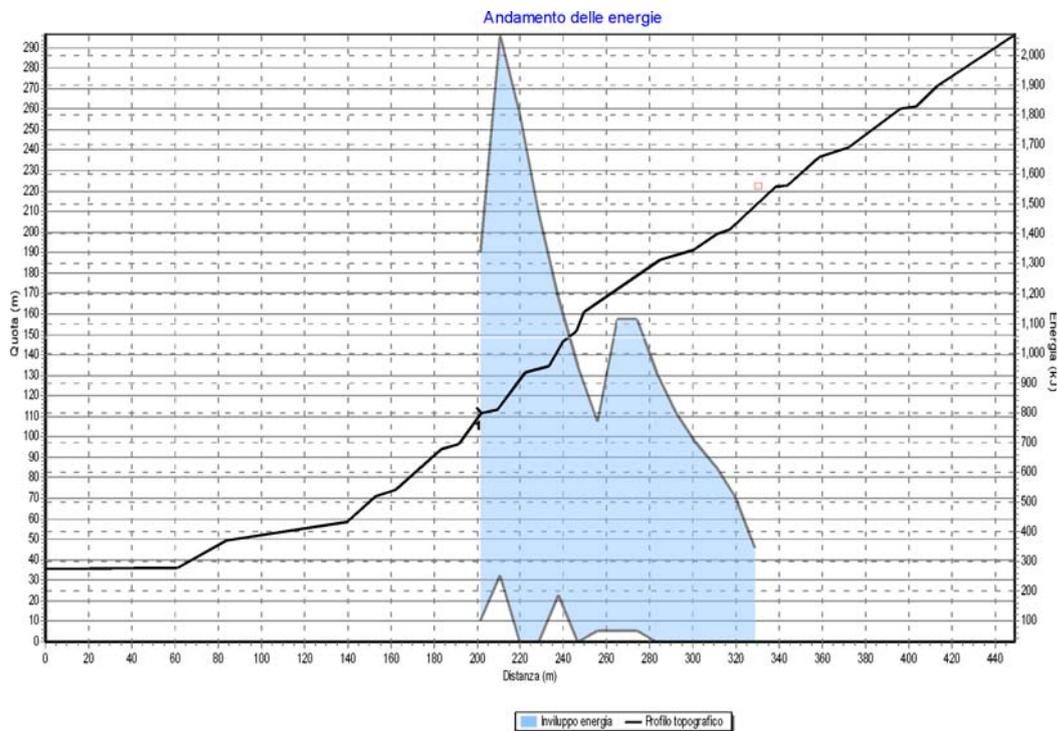


Figura 7 – Involuppo delle energie dei massi della simulazione.

2.4.2 Verifica delle barriere lungo la sezione 2

La sezione 2 si trova in posizione intermedia tra la sezione 1 e la sezione 3 con direzione circa E-W, tra quota 635 m s.l.m. e quota 379 m s.l.m. Il tratto sommitale, interamente boscato e compreso tra quota 635 m s.l.m. e quota 542 m s.l.m., è caratterizzato dalla presenza di depositi eluvio-colluviali. Lungo il tratto inferiore, compreso tra quota 542 m l.m. e quota 379 m s.l.m., si alternano le porzioni semipianeggianti delle berne, caratterizzate dalla presenza di detrito, ed i gradoni verticali dei fronti di cava, costituiti da roccia affiorante.

Lungo la sezione, il progetto prevede due barriere ad alto assorbimento di energia (2000 kJ) e di altezza pari a 5 m, poste rispettivamente in corrispondenza dei gradoni a quota 542 m e 420 m circa.

Sono stati quindi considerati due punti di distacco. Il primo punto è ubicato a monte della barriera alta presso il ciglio della berma a quota 600 m; il secondo punto è ubicato tra le due barriere a 508 m circa.

In entrambe i casi, la simulazione numerica riproduce con buona approssimazione la distribuzione dei punti di arresto dei massi, che si localizzano di preferenza in corrispondenza delle berme, specie lungo quelle pianeggianti (Figura 8).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 18 di 46

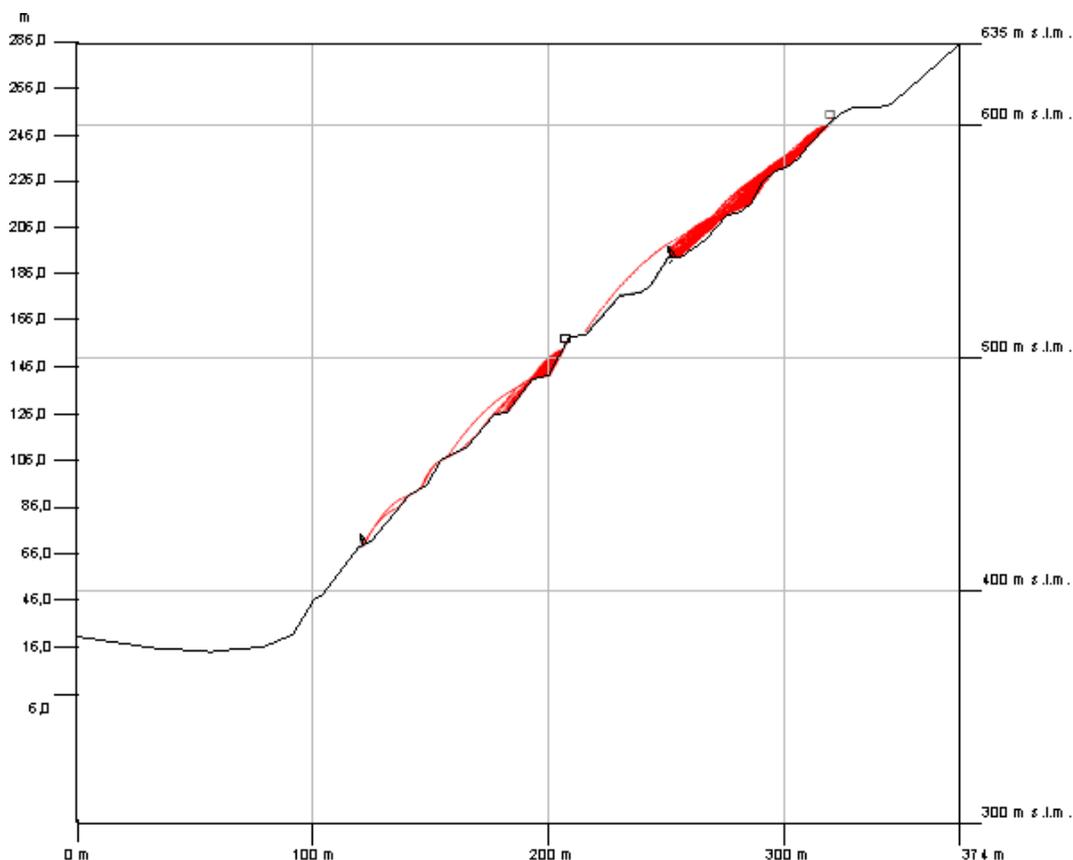


Figura 8 - Simulazione di caduta massi lungo la sezione 2. In rosso è indicato l'involuppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.

2.4.2.1 Verifica della barriera paramassi "alta"

Nella parte alta della sezione le berme sono poco accentuate ed i massi sono caratterizzati sia da moti di rotolamento sia di saltamento, con altezze comprese tra 5 e 7 m circa.

Nella Figura 8 è graficamente visibile che la barriera arresta il 90% delle traiettorie dei massi (in rosso). Le traiettorie che superano in altezza la rete possono essere considerate anomale e comunque si arrestano in corrispondenza delle berme sub-pianeggianti sottostanti, senza raggiungere la barriera paramassi sottostante.

Nei grafici di Figura 9, Figura 10, Figura 11 e Figura 12 sono riportati rispettivamente i punti di arresto, l'involuppo delle traiettorie, delle velocità e delle energie.

L'altezza massima che i massi raggiungono in corrispondenza della barriera paramassi è pari a 3 m (Figura 10) e la loro energia massima è pari a circa 1000 kJ (Figura 11).

La barriera in progetto, in grado di dissipare un'energia massima di 2000 kJ, è quindi sufficiente a trattenere massi con un'energia di 1000 kJ.

Da notare che l'energia massima dei massi che superano la barriera è di circa 1700 kJ.

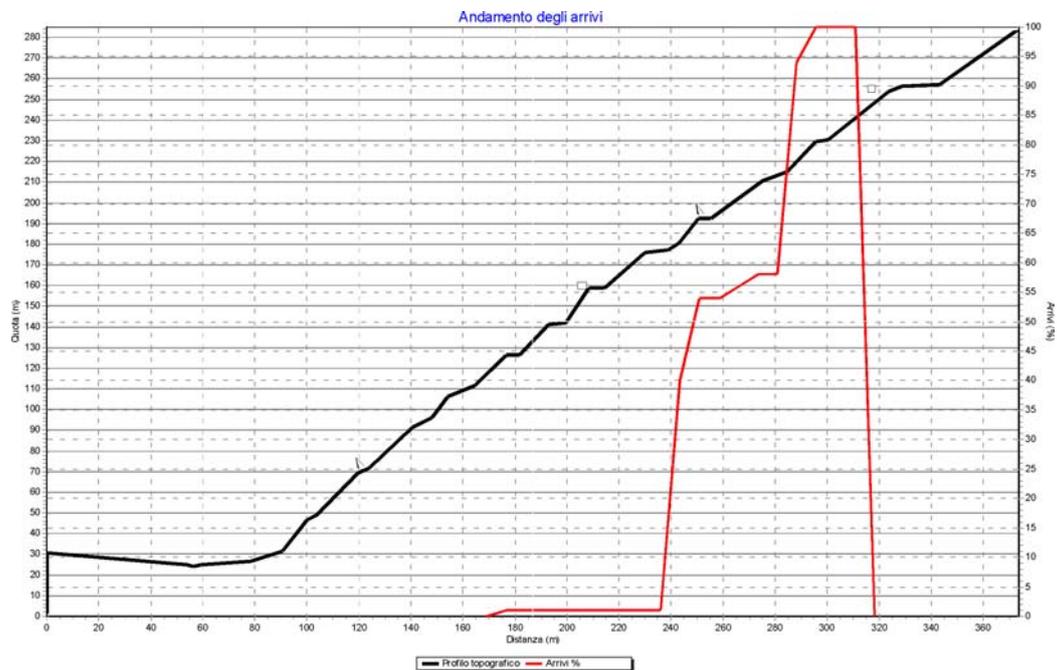


Figura 9 – Inviluppo dei punti di arrivo.

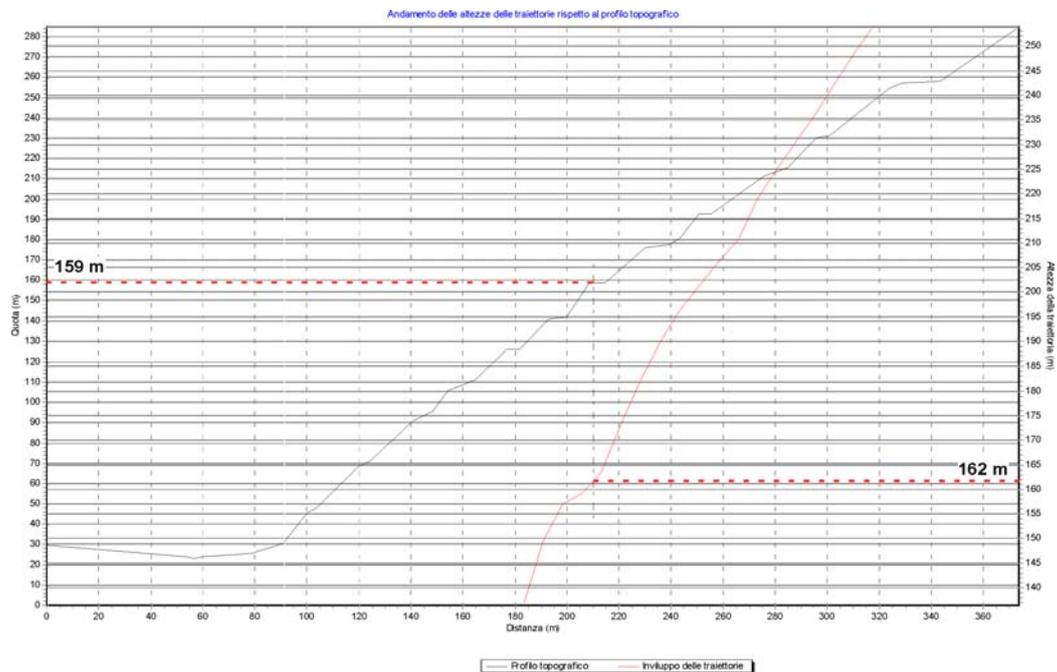


Figura 10 – Inviluppo delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 162 m, mentre la quota del pendio è di 159 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.

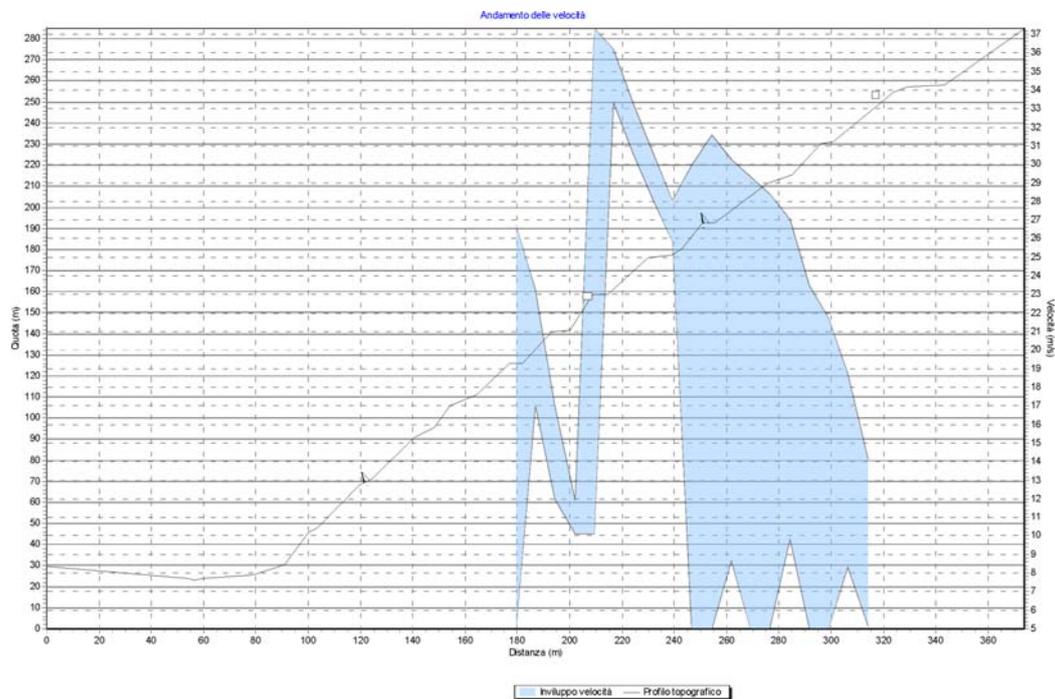


Figura 11 – Inviluppo delle velocità dei massi lungo la sezione n. 1. Parte alta.

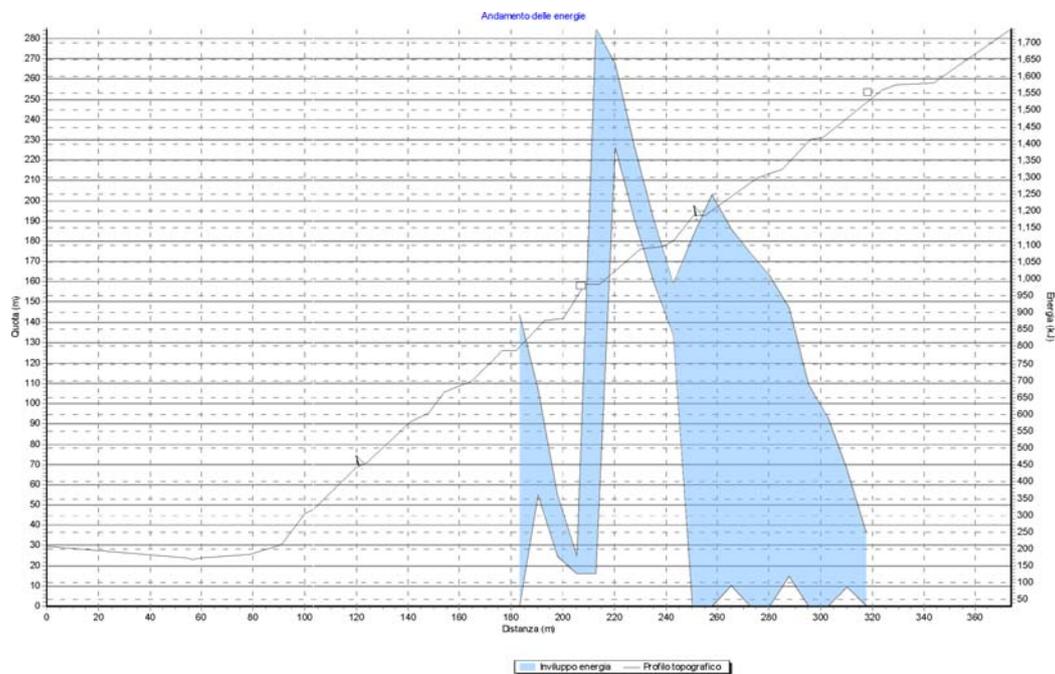


Figura 12 – Inviluppo delle energie.

2.4.2.2 Verifica della barriera paramassi “bassa”.

Nella parte a monte della barriera le berme sono ben evidenti ed i massi sono caratterizzati da moti di saltamento prevalenti su quelli di rotolamento, con altezze comprese tra 4 e 7 m circa.

Nella Figura 8 è graficamente visibile che la barriera arresta il 100% delle traiettorie dei massi (in rosso).

Nei grafici di Figura 9, Figura 10, Figura 11 e Figura 12 sono riportati rispettivamente i punti di arresto, l'involuppo delle traiettorie, delle velocità e delle energie.

L'altezza massima che i massi raggiungono in corrispondenza della barriera paramassi è pari a 3 m (Figura 10) e la loro energia massima è pari a circa 650 kJ (Figura 11).

La barriera in progetto, in grado di dissipare un'energia massima di 2000 kJ, è quindi sufficiente a trattenere massi con un'energia di 650 kJ.

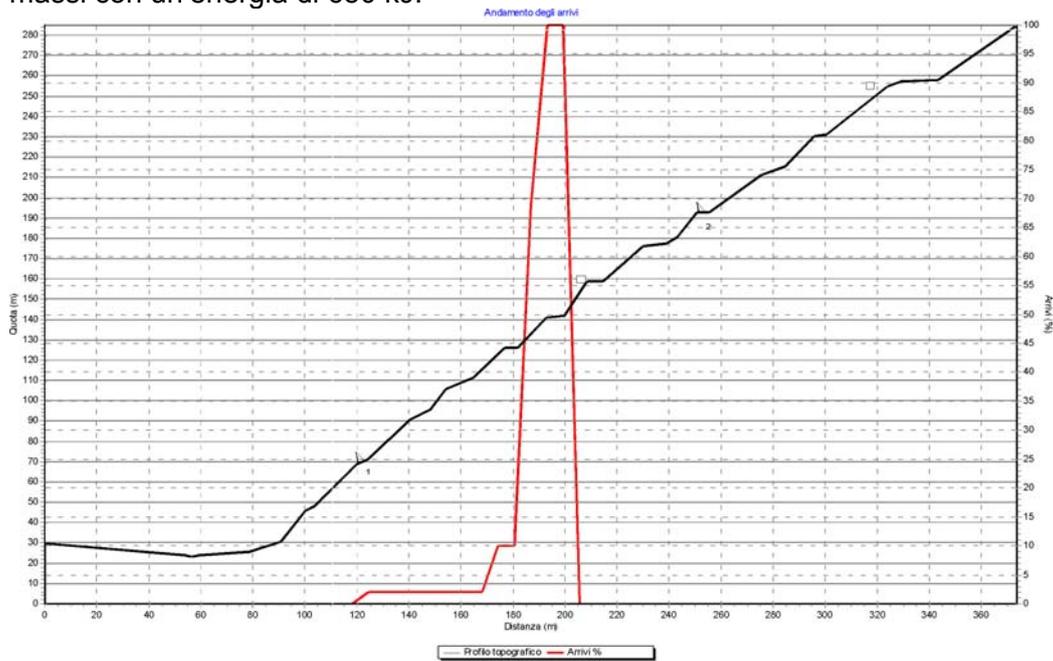


Figura 13 – Sezione 2 parte bassa. Andamento dei punti di arrivo.

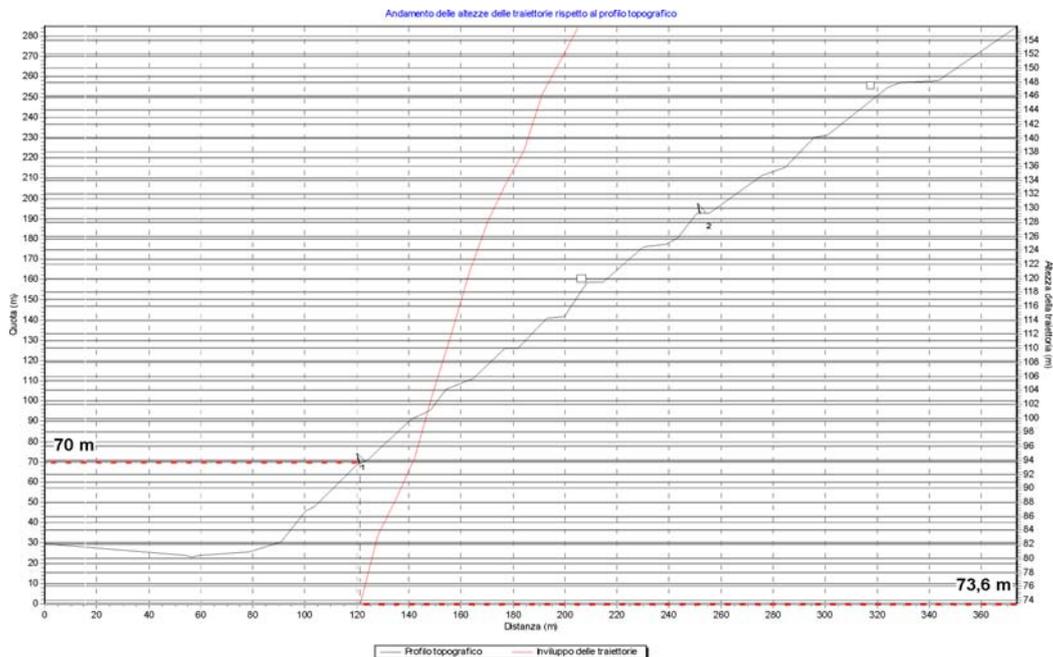


Figura 14 - Andamento delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico. Profilo 2 parte bassa. La riga rossa spessa indica la quota massima delle traiettorie in ogni punto del loro percorso. Le righe rosse tratteggiate forniscono un esempio di come leggere il grafico. In corrispondenza della barriera la quota massima della traiettoria è 73,6 m, mentre la quota del pendio è di 70 m. Ne consegue che in corrispondenza della barriera l'altezza massima del moto di saltellamento è pari a 3,6 m, inferiore all'altezza della barriera in progetto.

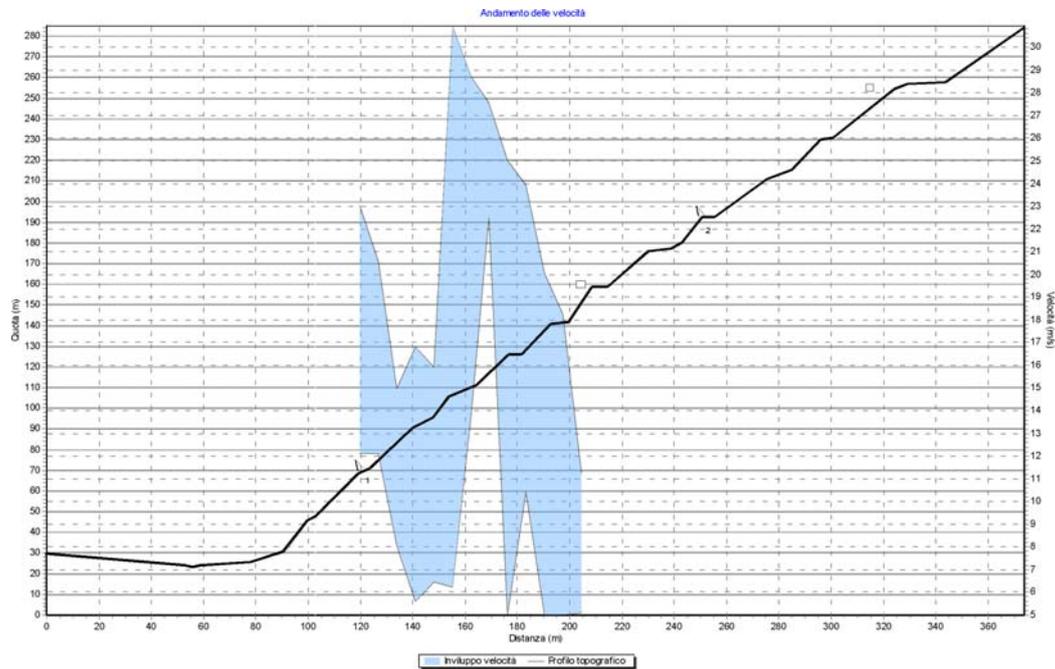


Figura 15 – Andamento della velocità. Sezione 2- parte bassa.

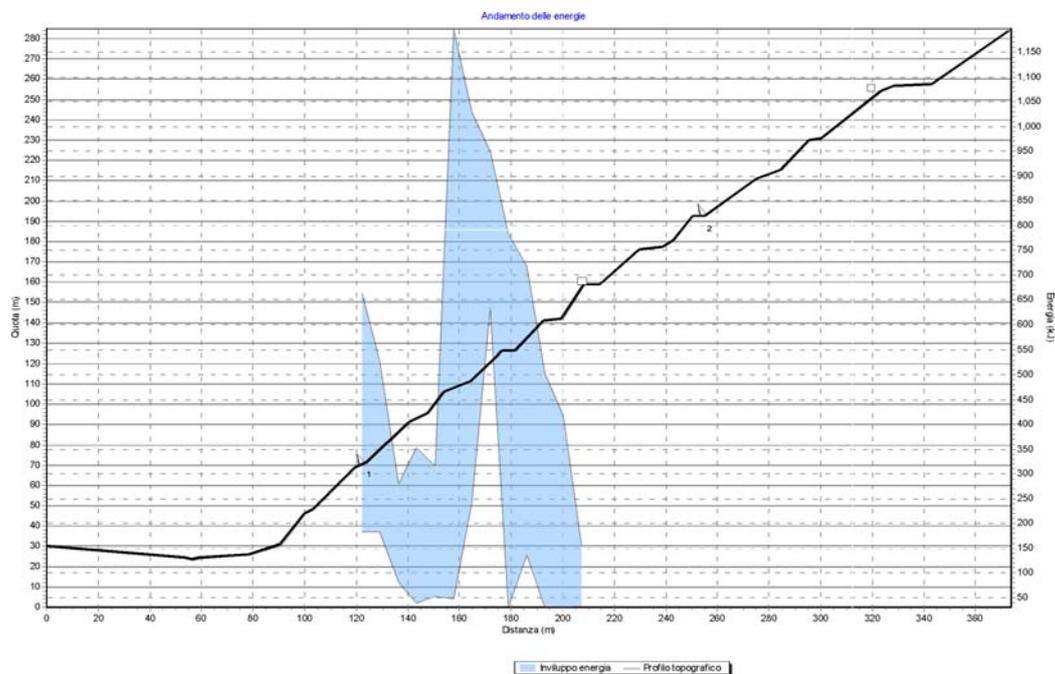


Figura 16 – Andamento delle energie. Sezione 2 – parte bassa.

2.4.3 Verifica della barriera lungo la sezione 3

La sezione 3 è tracciata in corrispondenza del settore sud del fronte di cava. Il versante, in questo settore presenta una porzione sommitale interamente boscata, compresa tra quota 606 m s.l.m. e quota 532 m s.l.m., ed è caratterizzato dalla presenza di depositi eluvio-colluviali. Lungo il tratto inferiore, compreso tra quota 532 m s.l.m. e quota 380 m s.l.m., si alternano le porzioni semipianeggianti delle berme, caratterizzate dalla presenza di detrito, ed i gradoni verticali dei fronti

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 23 di 46

di cava, costituiti da roccia affiorante (Figura 17). A partire da quota 380 m s.l.m. è localizzato il piazzale antistante il fronte di cava, caratterizzato da un tratto concavo (immediatamente a ridosso del fronte) e da uno convesso (nella porzione più distale).

Lungo la sezione, il progetto prevede una barriera ad alto assorbimento di energia (2000 kJ) e di altezza pari a 5 m, posta in corrispondenza della berma a quota 420 m circa.

Il punto di stacco dei massi si trova presso il ciglio della berma a quota 530 circa m, al di sopra del quale non sono osservati massi instabili.

La sezione è caratterizzata da berme poco accentuate ed i massi sono caratterizzati sia da moti di rotolamento sia di saltamento, con altezze massime comprese tra 5 e 7 m circa.

La simulazione numerica riproduce con buona approssimazione la distribuzione dei punti di arresto dei massi, che si localizzano in modo pressoché uniforme lungo il pendio, specie nei tratti meno ripidi.

Nella Figura 17 è graficamente visibile che la barriera arresta il 100% delle traiettorie dei massi (in rosso).

Nei grafici di Figura 18, Figura 19, Figura 20 e Figura 21 sono riportati rispettivamente i punti di arresto, l'involuppo delle traiettorie, delle velocità e delle energie.

L'altezza massima che i massi raggiungono in corrispondenza della barriera paramassi è pari a 4 m (Figura 19) e la loro energia massima è pari a circa 1300 kJ (Figura 21).

La barriera in progetto, in grado di dissipare un'energia massima di 2000 kJ, è quindi sufficiente a trattenere massi con un'energia di 1300 kJ.

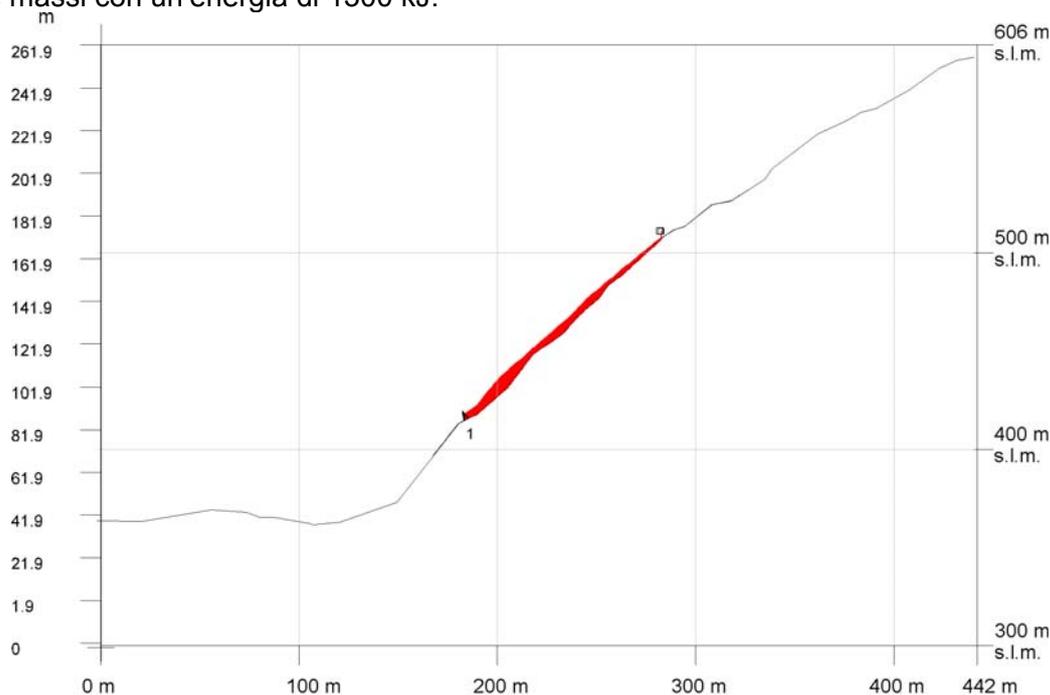


Figura 17 Simulazione di caduta massi lungo la sezione 3. In rosso è indicato l'involuppo delle traiettorie di caduta. Il quadratino nero rappresenta il punto di distacco. La linea nera corrisponde alla posizione della barriera. La scala numerica in sinistra rappresenta la quota relativa utilizzata per la simulazione e presente nei successivi diagrammi.

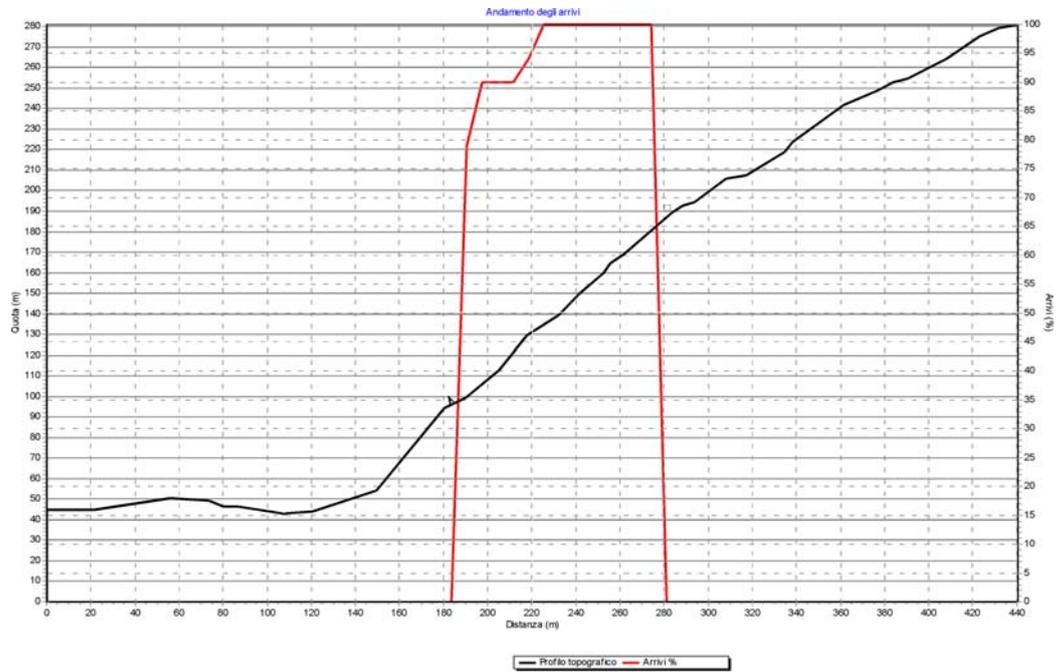


Figura 18 – Andamento degli arrivi

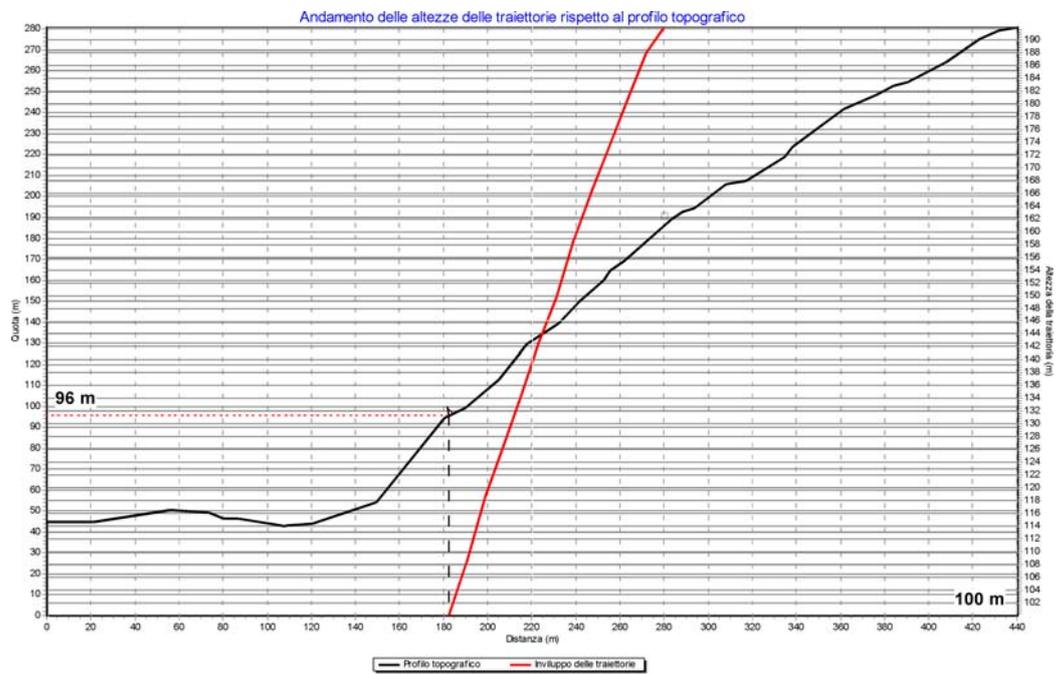


Figura 19 - Andamento delle altezze delle traiettorie rispetto al profilo topografico.

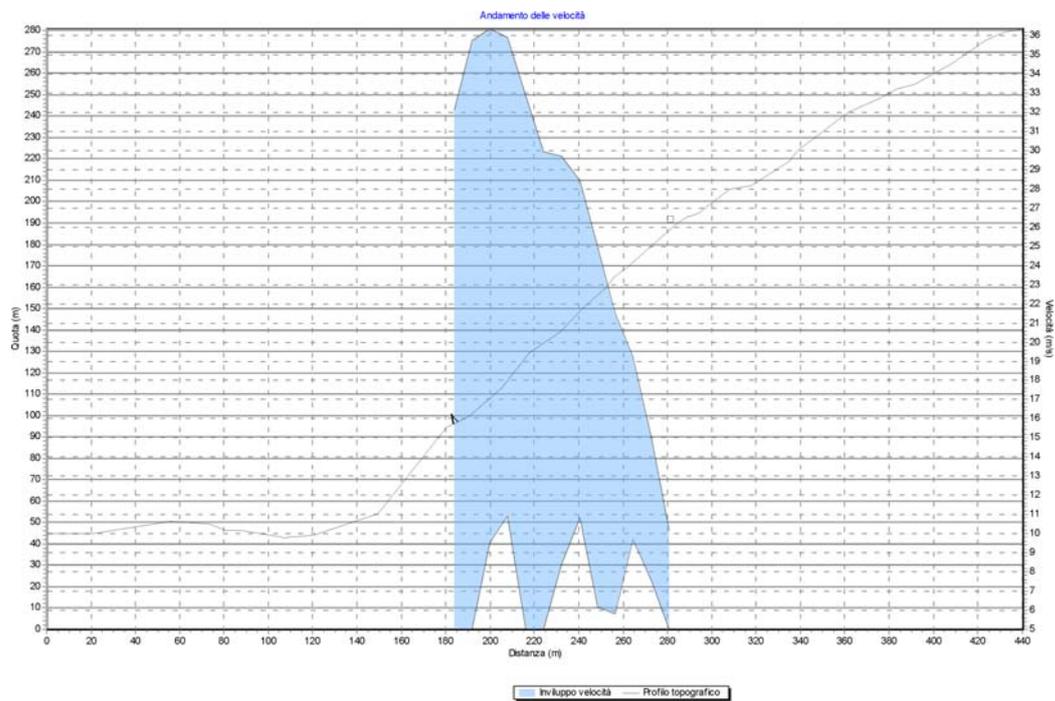


Figura 20 – Andamento delle velocità.

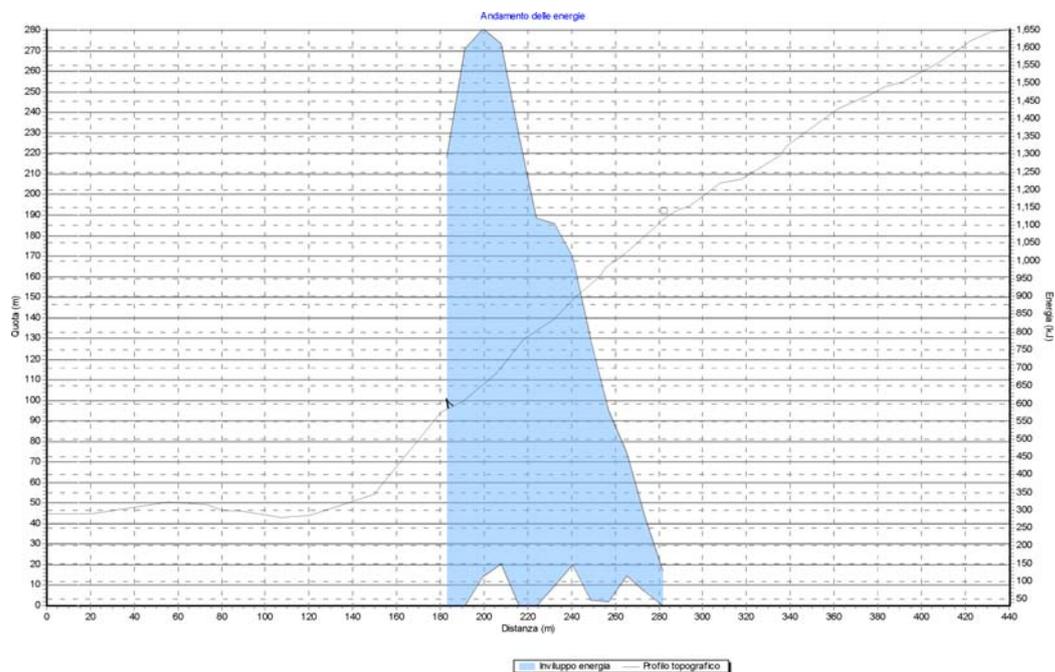


Figura 21 – Andamento delle energie.

3 VERIFICA DELLA FRANA IN ROCCIA

In questo capitolo sono riportati i calcoli geotecnici eseguiti per l'analisi di stabilità della frana (n. 1 in riferimento alla numerazione riportata negli elaborati 3 e 6) ubicata nella parte alta della parete di cava (Figura 22) in un settore soprastante l'area in cui si intende realizzare un rilevato con il materiale proveniente dallo smarino della nuova galleria ferroviaria A.V. – A.C. Milano-Genova – Terzo valico dei Giovi.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme	Foglio 26 di 46

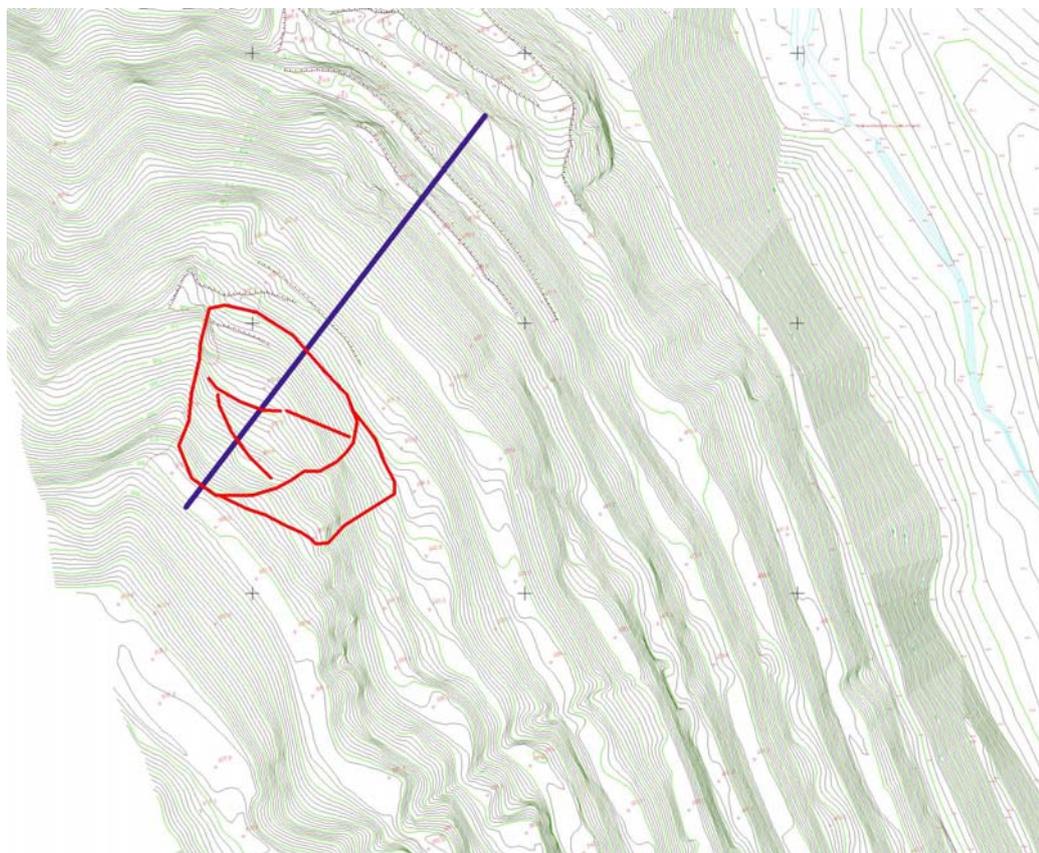


Figura 22 – Ubicazione schematica della frana (linee rosse). La linea blu corrisponde alla traccia della sezione.

3.1 Descrizione

La perimetrazione e la caratterizzazione tipologica della frana presente nel lato settentrionale della cava tra quota 585 e 530, sono basati su elementi morfo-strutturali ben evidenti. La massa spostata è delimitata da una scarpata di coronamento posta a quota 585 m circa, sub-verticale, aperta di circa 60-70 cm, immergente verso N280° ed inclinata di circa 80°, che isola una porzione di ammasso roccioso, presumibilmente potente 5-7 m, in affioramento poco fratturato.

La massa spostata è costituita da metabasalti molto fratturati, caratterizzati da indici RMR compresi tra 57 e 71 (II/III classe) e tra 35 e 67 (II/IV classe), con forte grado di disarticolazione che fanno passaggio a zone costituite da detrito grossolano, con blocchi di dimensione massima di circa 1 m³. Nel corpo di frana, localmente si osservano porzioni meno fratturate con disposizione a reggipoggio della foliazione (Figura 23). Nella parte centrale della frana sono presenti due fessure con apertura variabile da 40 – 120 cm (Figura 23).

I fianchi della frana sono morfologicamente ben evidenti fino a quota 550 m circa e formati da scarpate di altezza compresa tra 1-2 m.

Al piede della frana, in corrispondenza della berma a quota 531 m.s.l.m., è presente un livello di scisti pelitici di colore vinaccia con intercalazioni di radiolariti, fratturato e leggermente disarticolato, con stratificazione disposta a reggipoggio, talora sub-verticale.

La frattura subverticale al coronamento e i due trench presenti nel corpo frana fanno supporre la presenza di un movimento principale di tipo traslativo lungo una superficie piana (giunto e/o faglia) disposta a franapoggio con pendenza di circa 30°. Tale superficie non è visibile, ma la sua esistenza è supportata dalla presenza di superfici analoghe, osservate nei fronti della cava. L'apertura dei trench indica che la dislocazione massima è stata di circa 1-2 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme
	Foglio 27 di 46

Al piede della frana non sono presenti evidenti indizi circa l'emersione della superficie di rottura. Tale fatto potrebbe far supporre che il piede della frana sia confinato.

Non sono disponibili le stratigrafie dei sondaggi pregressi eseguiti nel corpo di frana. Sulla base degli indizi morfologici lo spessore massimo della massa spostata è stato stimato di circa 10 m (sezione geologica interpretativa n. 3 – elaborato 4).

Non sono state osservate emergenze idriche in corrispondenza della frana o nelle immediate vicinanze.

Sul corpo della frana e appena a monte del coronamento sono state osservate 13 mire topografiche. Su 7 di queste mire sono stati posizionati prismi ottici in modo da effettuare misure distanziometriche di maggior precisione.



2



3





Figura 23: trench presenti nella parte alta dell'accumulo (1); sperone di metabasalti con immersione a reggipoggio (2); frattura aperta 30-40 cm al coronamento (3); prosecuzione della stessa (apertura di circa 60 cm) in prossimità della mira ottica n. 5 (4).

3.2 Sismicità

Ai sensi della DGR 12 dicembre 2011 e n. 4-3084 del 19/01/2010 n. 11-13058, il comune di Voltaggio ricade nella zona 3. Sulla base delle evidenze geologiche e geomorfologiche la categoria di sottosuolo risulta essere la "A" e la categoria topografica la "T2".

Ai sensi del DM 14 gennaio 2008, i principali parametri sismici sono riportati nella seguente tabella.

Coordinate UTM ED50	8.83899		Lon.		
	44.6049		Lat.		
Località	Loc. Ferriera Vecchia				
Comune	Voltaggio				
Provincia	Alessandria				
zona sismica	3		DGR 12 dic. 2011, n. 4-3084		
Stati limite	SLE		SLU		
	SLO	SLD	SLV	SLC	
Vn	50	50	50	50	Vita nominale opera
Classe d'uso	II	II	II	II	Classe d'uso
Cu	1	1	1	1	Coefficiente classe d'uso
Vr	50	50	50	50	Vita di riferimento
Pvr	81%	63%	10%	5%	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Tr	30	50	475	975	Tempo di ritorno

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 30 di 46

ag	0.024	0.031	0.085	0.114	Accelerazione massima al sito
Fo	2.517	2.497	2.451	2.449	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
Tc	0.180	0.210	0.277	0.280	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
Cat Suolo	A	A	A	A	Categoria sottosuolo (tab. 3.2.II)
β_s	0.200	0.200	0.200	0.200	Coeff. di riduzione (tab. 7.11.I)
Ss	1.000	1.000	1.000	1.000	Amplificazione stratigrafica (tab. 3.2.V)
St	1.200	1.200	1.200	1.200	Amplificazione topografica (tab. 3.2.VI)
S	1.200	1.200	1.200	1.200	eq. 7.11.5
a_{max}	0.028	0.038	0.102	0.137	eq. 7.11.5
Kh	0.006	0.008	0.020	0.027	eq. 7.11.3
Kv	0.003	0.004	0.010	0.014	eq. 7.11.4

Tabella 4 – Principali parametri sismici calcolati secondo il DM 14 gennaio 2008

3.3 Verifica di stabilità

La verifica di stabilità è stata effettuata assumendo le seguenti condizioni al contorno:

- Superfici di rottura di tipo planare formate da polilinee.
- Presenza di una superficie di rottura inclinata al coronamento.
- Presenza di superfici suborizzontali presso il piede della frana.
- Profondità stimata in circa 10 -15 m
- Falda assunta ad una profondità di circa 5 m. Rispetto alle precedenti versioni la soggiacenza della falda è stata ridotta da 10 a 5 m a favore di sicurezza.
- γ : Peso di volume = 26 kN/m³
- c: Coesione = 53 kPa (valore caratteristico che deriva da un valore stimato di 75 kPa a cui è stato applicato un coefficiente di variazione [COV] di 45, che tiene conto delle forti incertezze dovute alla mancanza di dati)
- ϕ : Angolo d'attrito = 29° (valore caratteristico che deriva da un valore stimato di 35° a cui è stato applicato un coefficiente di variazione [COV] di 10, che tiene conto delle incertezze, minore comunque della stima della coesione, dovute alla mancanza di dati)
- Le ipotetiche superfici di scivolamento (50) sono generate in modo probabilistico.
- Condizioni sismiche agli SLV (Tr = 475 anni)

La verifica è stata condotta utilizzando il programma Pendii (Flaccovio ed.) che consente di verificare il pendio secondo i metodi di Bishop/Janbu, Bell, U.S. Corps of Engineer's, Lowe-Karafiah (Figura 24, Figura 25, Figura 26, Figura 27, Figura 28).

I fattori di sicurezza delle verifiche di stabilità effettuate sono superiori a 1,3 e quindi, con le condizioni al contorno ipotizzate ed ai sensi del DM 11/03/88, la frana è stabile.

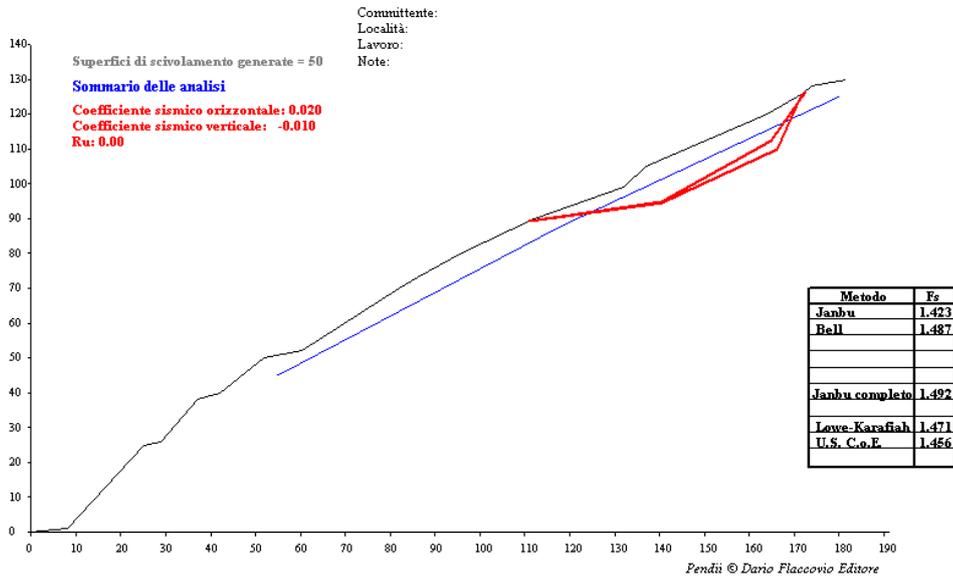
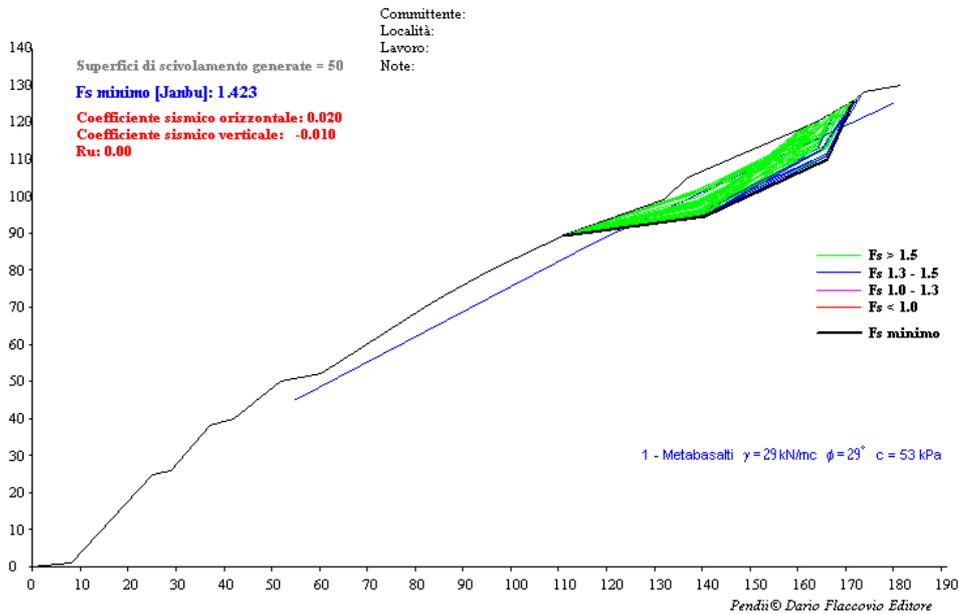
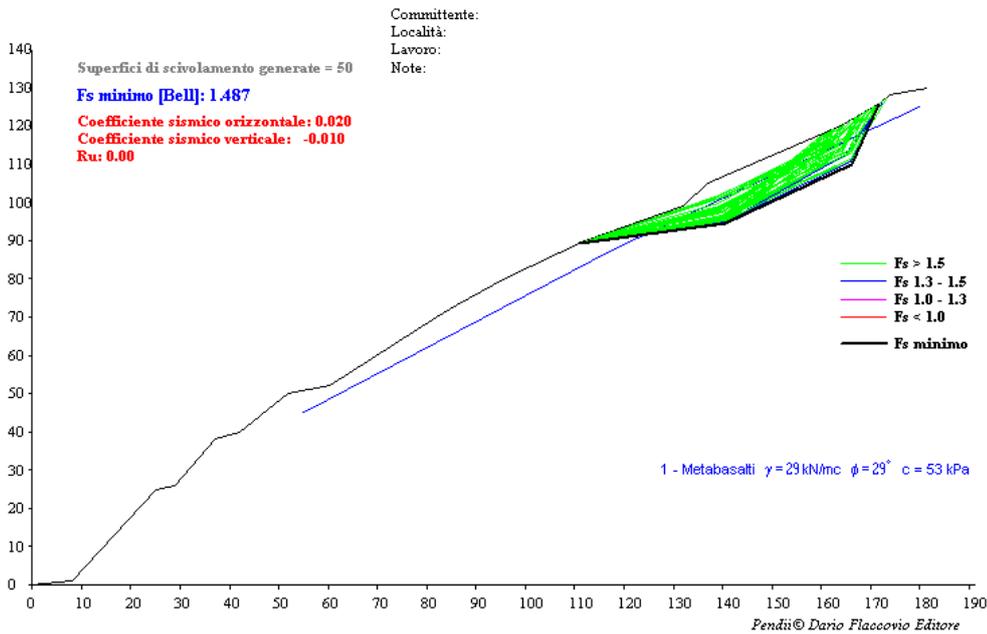


Figura 24: riepilogo dei risultati ottenuti e delle superfici critiche (rosso). La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.



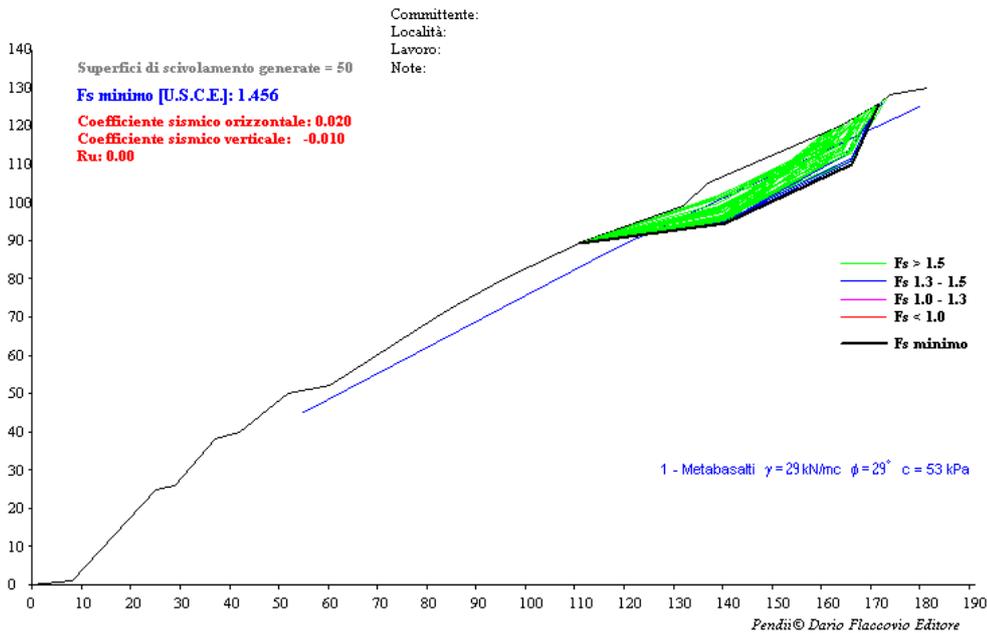
Nota: Scarpata instabile a lungo termine - Predisposizione di schemi di intervento - Monitoraggio visivo continuo

Figura 25: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Bishop/Janbu. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.



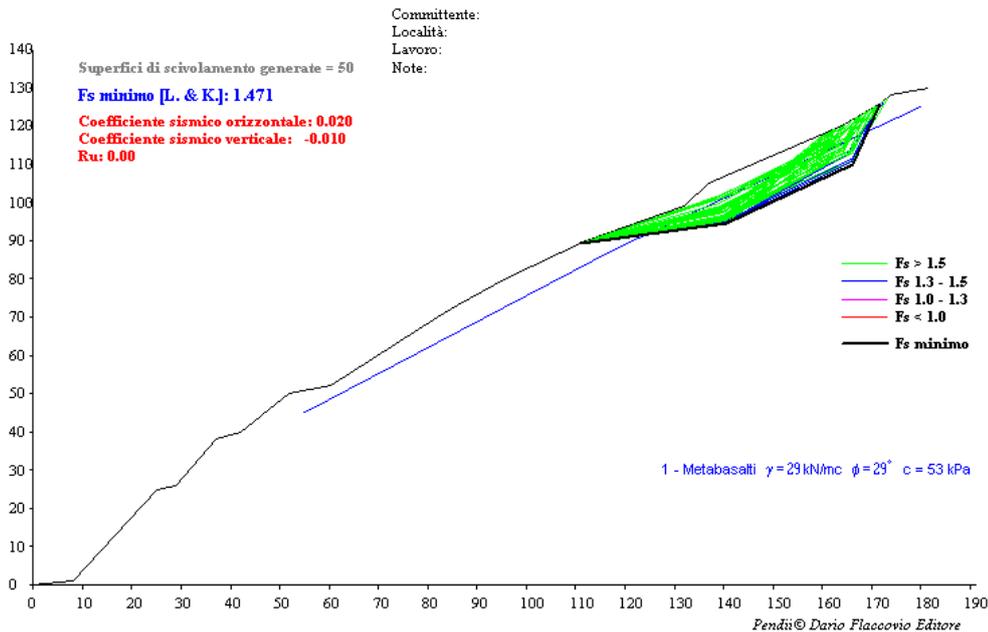
Nota: Scarpata instabile a lungo termine - Predisposizione di schemi di intervento - Monitoraggio visivo continuo

Figura 26: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Bell. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.



Nota: Scarpata instabile a lungo termine - Predisposizione di schemi di intervento - Monitoraggio visivo continuo

Figura 27: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di U.S. Corps of Engineer's. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.



Nota: Scarpata instabile a lungo termine - Predisposizione di schemi di intervento - Monitoraggio visivo continuo

Figura 28: riepilogo dei risultati ottenuti con il metodo di Lowe-Karafiah. La linea blu corrisponde all'ipotetico andamento della superficie di falda.

È evidente che i risultati delle verifiche di stabilità sono condizionati dall'incertezza dei seguenti parametri:

- Posizione della superficie di rottura.
- Scelta dei parametri geomeccanici.

Pertanto la stabilità della frana è stata effettuata in termini probabilistici secondo la tecnica Montecarlo.

Con tale metodo la coesione e l'angolo di attrito sono stati fatti variare dal loro valore medio secondo la legge normale con una deviazione standard pari a 10 che tiene conto delle incertezze dei parametri litotecnici.

I risultati statistici sulla popolazione analizzata sono così riassumibili:

La frequenza e la frequenza cumulata dei coefficienti di sicurezza sono indicati nella Tabella 5 e riportati graficamente nella Figura 23.

n. Popolazione	10000
Media dei valori di Fs	1.459
Deviazione Standard	0.35
Skewness	0.09
Curtosi	2.93

Le frequenze relative risultano:

Intervallo di Fs	Percentuale	% cumulata
0.7 - 0.9	3	3
0.9 - 1.1	10.2	13.2
1.1 - 1.3	17.6	30.8
1.3 - 1.5	23.6	54.3
1.5 - 1.7	19.1	73.4
1.7 - 1.9	14.8	88.2
1.9 - 2.1	7.8	96

2.1 - 2.3	2.4	98.4
2.3 - 2.5	1	99.4
2.5 - 2.7	0.6	100

Tabella 5: risultati statistici sulla popolazione analizzata e percentuale frequenza e frequenza cumulata.

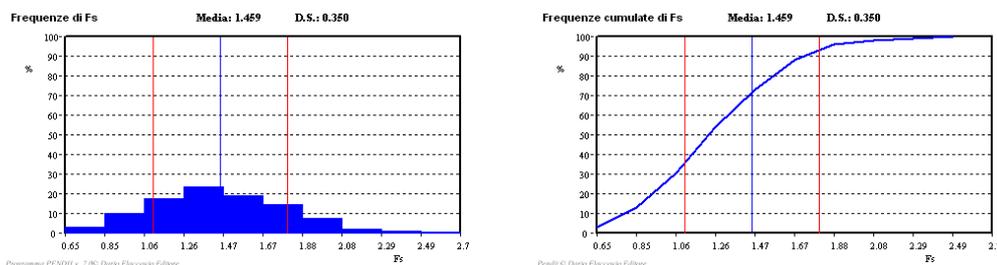


Figura 29: frequenza e frequenza cumulata

Secondo l'analisi statistica Montecarlo, ai sensi del DM 11/03/88, nel 30.8 % dei casi il pendio non risulta stabile. Generalmente, la percentuale dei casi di instabilità per considerare il pendio stabile non deve eccedere il 5%. Pertanto, congruentemente agli indizi morfologici, la frana è da considerarsi instabile e deve essere monitorata.

3.4 Analisi di stabilità dinamica in condizioni sismiche

Nei problemi di stabilità, la sollecitazione sismica, è stata introdotta per la prima volta da Okabe (1924) e Mononobe (1929) in relazione alle opere di sostegno. Il metodo di analisi pseudostatico, da loro ideato, non è altro che un'analisi all'equilibrio limite, dove, gli effetti inerziali indotti dalla sollecitazione sismica, sono rappresentati attraverso forze statiche. Il metodo, richiede la calibrazione di pochi parametri e fornisce un unico coefficiente di sicurezza FS. Dimostrandosi di semplice nell'utilizzo, è stato in seguito usato anche nella valutazione della sicurezza di pendii. Tuttavia i risultati delle analisi pseudostatiche sono di bassa precisione, considerando che, complessi effetti dinamici, sono rappresentati da forze statiche.

Nel 1965, Newmark, propose perciò, come parametro limite, lo spostamento irreversibile accumulato dal terreno a seguito di una sollecitazione sismica. Per la calibrazione di questo parametro, introdusse il noto "modello semplificato del blocco rigido" che tenne, per la prima volta, conto della natura dinamica del problema e, superando l'approccio alle forze di Okabe e Monobe, rappresentò, nel problema di stabilità, un primo approccio per la valutazione degli spostamenti. Anche questo modello, però presenta forti limitazioni nello studio della capacità deformativa della massa in frana, in quanto, il blocco "alla Newmark", è supposto indeformabile e tutte le deformazioni si collocano all'interfaccia tra il blocco e il substrato rigido.

Le ipotesi alla base di questo metodo sono:

- la potenziale massa in frana è trattata come una massa monolitica a comportamento rigido-plastico sotto le azioni sismiche.
- gli spostamenti, che sono considerati permanenti, della massa scivolante, hanno luogo quando l'accelerazione del terreno supera un valore critico detto accelerazione di soglia (k_c) determinato secondo il metodo di Sarma imponendo $FS = 1$
- per ipotesi di lavoro gli spostamenti avvengono solo verso il basso lungo una superficie rettilinea con inclinazione pari a quella del pendio.

L'accelerazione critica o di soglia (k_c) è definita come la minima accelerazione orizzontale al suolo richiesta per superare la resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento della massa di terreno.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 35 di 46

Se tale soglia è superata un certo numero di volte si verificano un certo numero di incrementi di spostamento. Lo spostamento totale permanente del blocco scivolante sarà dato dalla somma di questi incrementi accumulati durante l'evento sismico.

Lo spostamento totale è influenzato:

- dalla durata della registrazione "strong motion"
- dal numero di picchi di accelerazione superiori ad kc
- dal valore dell'accelerazione di soglia

Quindi lo spostamento finale permanente del blocco rigido su di una superficie vibrante orizzontale, s, è solo funzione:

- dell'accelerogramma a(t) scelto
- dell'accelerazione critica

Ricordando che, ai sensi del DM 14/1/2008, l'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici e che la durata degli stessi deve essere stabilita sulla base della magnitudo con durata non inferiore a 25 s, lo spostamento causato da un sisma è stato preliminarmente valutato utilizzando due accelerogrammi artificiali, riportati nella seguente tabella, coerenti con l'accelerazione orizzontale massima al sito ($a_g = 0.085$ [SLV]).

Località	Data	Durata	Accelerazione massima
1. Michoacan (Messico)	19/9/85	49 s	0.09g
2. Terremoto di progetto CNR (Italia)	-	25 s	0.10g

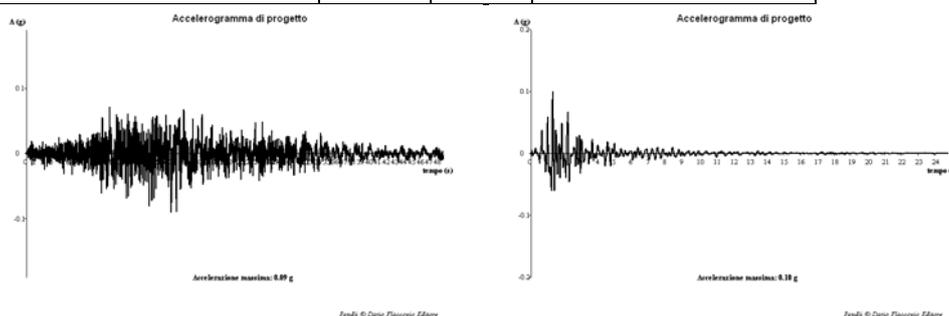


Tabella 6 – Accelerogrammi artificiali utilizzati (1 a sinistra; 2 : a destra).

DATI IN INGRESSO

M	D	OCR	e0	Ip
7.0	-	10	3.0	50.0

dove:

M = Magnitudo del terremoto di riferimento

D = Distanza epicentrale (Km)

OCR = Grado di sovraconsolidamento del terreno

e0 = Indice dei Vuoti del terreno

Ip = Indice Plastico del terreno

PARAMETRI DINAMICI DI RISPOSTA

G	G max	S max	N	e max	e	P	F	C	Ap	Ac
24.20	24.30	456.80	10	3.31	1877.619	59.847	0.0	0.091	-	0.146

dove:

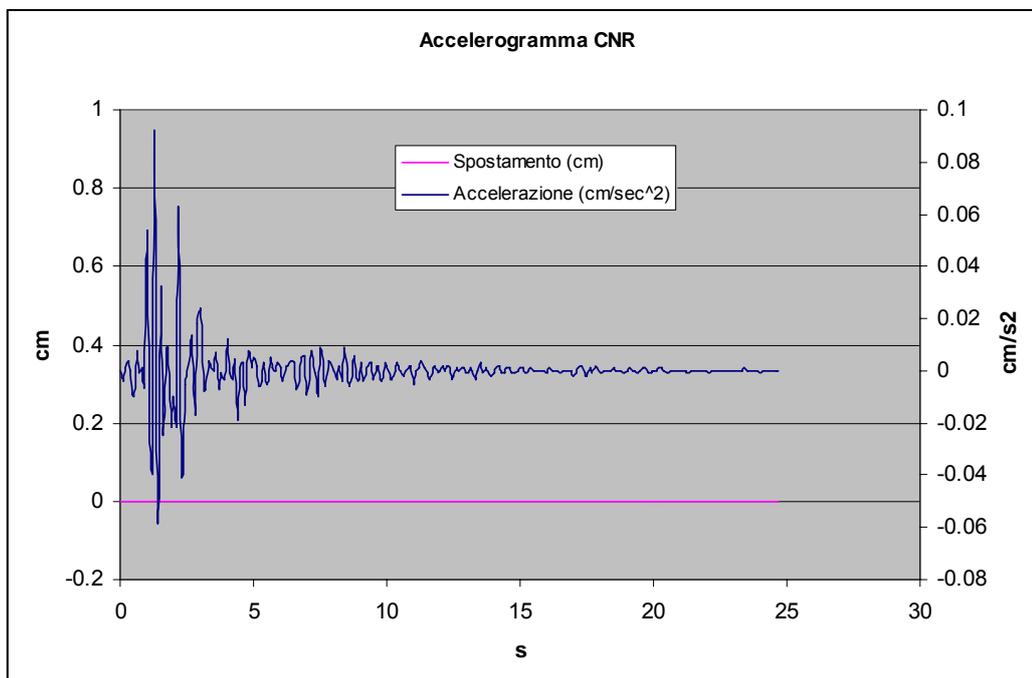
G = Modulo di taglio

G max = Modulo di taglio massimo

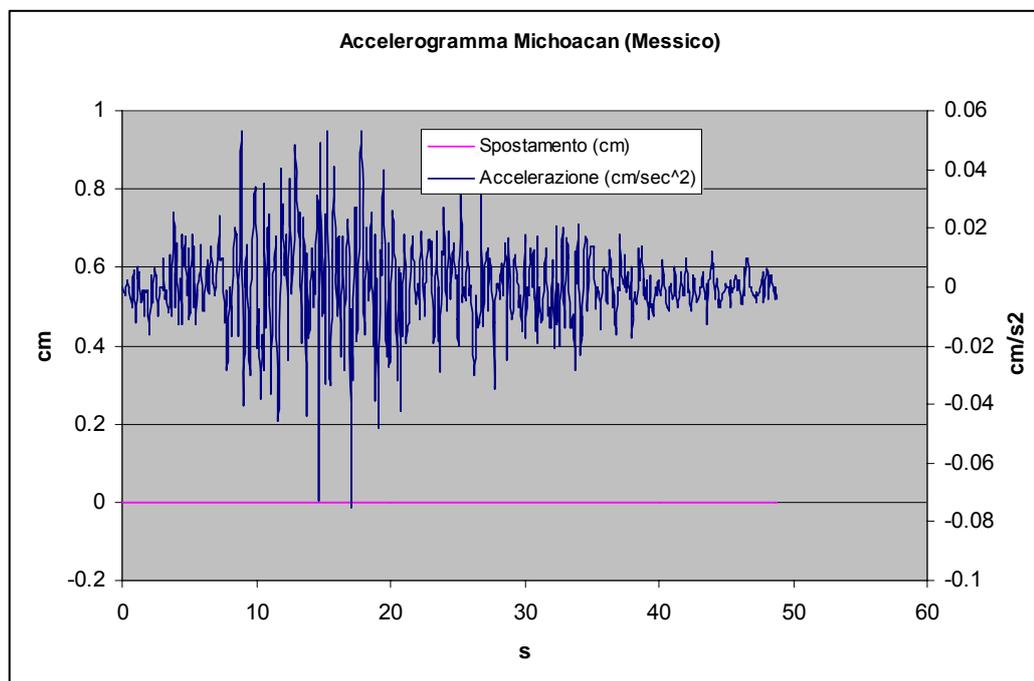
S max = Tensione di taglio massima

N = Numero di cicli equivalenti a $(0.65 \cdot \text{taglio massimo})$
 e_{\max} = Deformazione ciclica massima (%)
 e = Deformazione ciclica di riferimento (%)
 P = Periodo fondamentale (s)
 F = Frequenza di risposta (Hz)
 C = Coefficiente di smorzamento (%)
 A_p = Accelerazione di picco (g)
 A_c = Accelerazione critica (g)

In entrambe le simulazioni lo spostamento totale dovuto alla fase di eccitazione sismica è risultato nullo.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 37 di 46



3.5 Conclusioni

Le analisi di stabilità effettuate hanno evidenziato fattori di sicurezza superiori a 1,3 e, ai sensi del DM 11/03/88, la frana é stabile. Tuttavia l'analisi di stabilità effettuata con tecnica statistiche Montecarlo ha evidenziato che circa il 13 % dei casi (su una popolazione di 10000 verifiche) forniscono valori inferiori a 1,1 e quindi instabili.

4 ANALISI DI STABILITÀ DEI CINEMATISMI DI TOPPLING E DI SCIVOLAMENTO PLANARE

4.1 Toppling

Una valutazione qualitativa e speditiva del coefficiente di sicurezza è ricavabile con il metodo proposto da CHOQUET & TANON (1985). Il metodo è basato sulle seguenti assunzioni:

- i blocchi soggetti a *toppling* hanno uno spessore costante;
- la base di ogni blocco è ipotizzata con una inclinazione di circa 15 gradi;
- assenza di pressioni idrostatiche.
- l'angolo di attrito interno tra i vari piani di *toppling* è supposto pari a circa 30° (Φ_p)

I dati di input sono (Tabella 7):

- l'inclinazione dei piani di *toppling* (Ψ_p)
- l'inclinazione della parete (Ψ_f)
- altezza dei blocchi (H)

Mediante l'utilizzo dell'abaco riportato in Figura 30, i dati di input consentono di ricavare il rapporto tra l'altezza (H) e lo spessore teorico del blocco ($H/\Delta x_e$) affinché il blocco sia in equilibrio. Esempio: per il blocco n. 7, l'inclinazione dei piani di *toppling* (Ψ_p) è di 87°, l'inclinazione della parete (Ψ_f) è di 85° e si

deduce un rapporto $H/\Delta x_e$ pari a 15,5. Dato che l'altezza del blocco è pari a 24 m risulta un valore Δx_e (spessore teorico del blocco stabile) di 1,55 m.

Se lo spessore massimo teorico Δx_e (1,55 m) risulta minore di quello misurato Δx (0,80 m) allora il blocco è instabile.

Secondo CHOQUET & TANON (1985) il fattore di sicurezza è dato da rapporto tra lo spessore teorico dedotto dall'abaco (Δx_e) e quello misurato (Δx).

Ai sensi del D.M. 11/3/88, considerando l'incertezza del calcolo, si pone un fattore di sicurezza FS di 2,5. I risultati sono riportati in Tabella 7. Si nota che quasi tutti i cinematismi sono caratterizzati da FS minori a 2,5 ad eccezione dei blocchi n. 6 e 4, che sono stabili.

I volumi dei blocchi soggetti a toppling sono compresi tra 12 e 600 m³ circa.

# Blocco	Inclinazione pendio Face dip [ψ_f] (°)	Inclinazione del piano Plane dip [ψ_p] (°)	H/ Δx_e	H (m)	Δx_e (m) [H/(H/ Δx_e)]	Spessore misurato Δx (m)	Fs $\Delta x/\Delta x_e$	L (m)	Volume (mc)
9	65	67	7.2	4	0.56	0.8	1.4	4	12.8
5	65	64	7.5	3	0.40	0.8	2.0	1	2.4
4	78	67	7.2	9	1.25	8	6.4	7	504
4	78	67	7.2	9	1.25	5	4.0	13	585
8	70	64	6.2	5	0.81	1.7	2.1	7	59.5
7	85	87	15.5	24	1.55	3	1.9	8	576
49	70	75	7.2	6	0.83	2	2.4	10	120
6	85	78	7.5	5	0.67	4.3	6.5	11.3	242.95

Tabella 7 - valori dei coefficienti FS e parametri utilizzati per i calcoli.

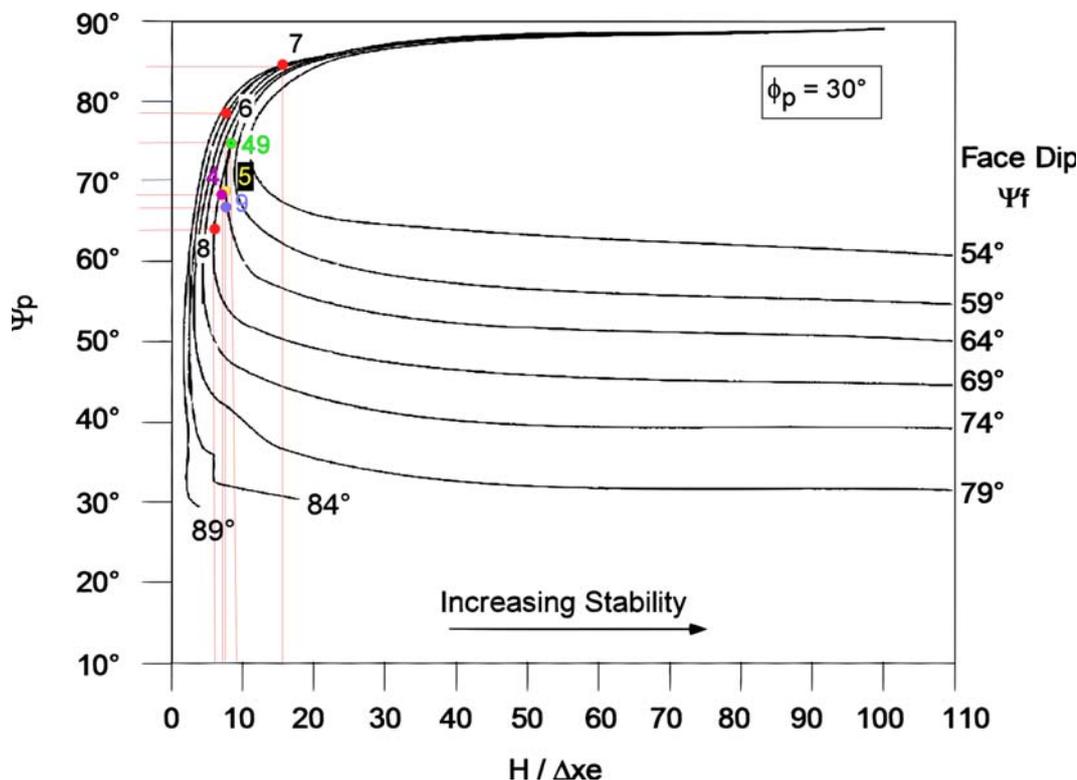


Figura 30 - Abaco per l'analisi di stabilità di blocchi soggetti a toppling (da Choquet & Tanon, 1985).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme	Foglio 39 di 46

Il volume complessivo dei blocchi caratterizzati da FS minori di 2,5 ammonta a circa 800 m³.

4.2 Scivolamento planare

La verifica di stabilità per scivolamento planare é stata effettuata sul blocco n. 53 utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

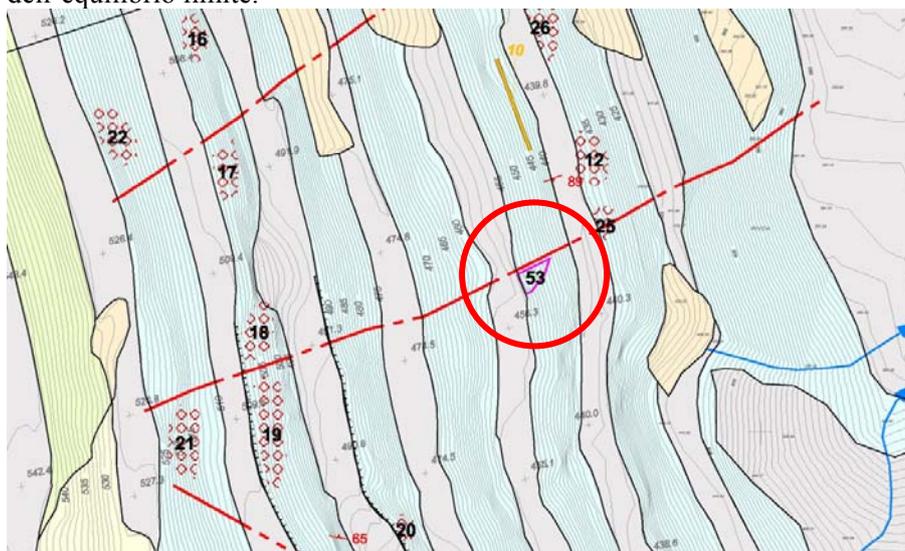


Figura 31 – Localizzazione del blocco n. 53

Per poter impostare il calcolo di stabilità come un problema piano e applicare le formule dell'equilibrio limite, sono necessarie le seguenti condizioni:

1. Ad una qualunque quota lungo l'altezza del pendio, la distanza tra superficie del pendio e il piano di scorrimento deve essere costante per tutta l'estensione longitudinale del pendio.
2. Il piano lungo il quale avviene lo scivolamento deve avere immersione analoga a quella del pendio (è ammessa una tolleranza di $\pm 20^\circ$)
3. L'inclinazione del piano di scivolamento ψ_p deve essere minore di quella del pendio ψ_f
4. L'inclinazione del piano di scivolamento ψ_p deve essere maggiore dell'angolo di attrito ϕ del piano.
5. La resistenza tra massa in moto e superfici laterali che geometricamente la delimitano (*release surfaces*) deve essere trascurabile.

L'angolo di attrito in corrispondenza dei piani K1 presenta un valore medio di 35° sulla base dell'esecuzione in loco di 3 tilt test che hanno fornito i seguenti risultati: 35, 34, 36. Coesione e angolo di attrito ungo il giunto K1 sono stati determinati con il criterio di Barton considerando un JCS di 102 ed un JRC pari a 8 (sette strutturale omogeneo n. 4). Le condizioni idriche ipotizzate prevedono acqua sia lungo il piano di scivolamento sia nel giunto di trazione, situazione probabile in quanto la sommità del blocco è in corrispondenza della berma pianeggiante con acqua che potrebbe infiltrarsi i giunti che sono aperti di circa 1 cm. Per il calcolo in condizioni sismiche sono stati utilizzati i coefficienti K_h e K_v calcolati secondo il DM 14/01/2008.

Il fattore di sicurezza è pari a 0,77 in condizioni sismiche e a 0.80 in condizioni asismiche.

Il blocco dunque, ai sensi del DM 11/03/88, deve considerarsi instabile. Il progetto esecutivo prevede il disaggio pesante per il blocco n. 53.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 40 di 46

VERIFICA DI STABILITA' PLANARE

Località Cementir - Voltaggio Verifica blocco 53	Il segno di b distingue i due casi tipici: b>0 con upper front b=0 senza upper front																								
GEOMETRIA <table> <tr> <td>H (m)</td><td>11</td> <td>dip upper slope (°)</td><td>0</td> </tr> <tr> <td>Zw (m)</td><td>6.50</td> <td>incl tension crack</td><td>90</td> </tr> <tr> <td>b (m)</td><td>0.5</td> <td>Dip scivolamento (°)</td><td>45</td> </tr> <tr> <td>Dip fronte (°)</td><td>70</td> <td>Z (m)</td><td>6.50</td> </tr> <tr> <td>A (mq)</td><td>17.4</td> <td>L (m)</td><td>2.8</td> </tr> <tr> <td>V (mc)</td><td>48.7</td> <td>A basale (mq)</td><td>6.37</td> </tr> </table>		H (m)	11	dip upper slope (°)	0	Zw (m)	6.50	incl tension crack	90	b (m)	0.5	Dip scivolamento (°)	45	Dip fronte (°)	70	Z (m)	6.50	A (mq)	17.4	L (m)	2.8	V (mc)	48.7	A basale (mq)	6.37
H (m)	11	dip upper slope (°)	0																						
Zw (m)	6.50	incl tension crack	90																						
b (m)	0.5	Dip scivolamento (°)	45																						
Dip fronte (°)	70	Z (m)	6.50																						
A (mq)	17.4	L (m)	2.8																						
V (mc)	48.7	A basale (mq)	6.37																						
PARAMETRI GEOMECCANICI coesione (kPa) 61.1 Phi (°) 28.2 peso specifico (kN/m ³) 26.0 W (kN/m) 451.8	<table> <tr> <td>tipo</td><td>Planare</td> </tr> <tr> <td colspan="2">PARAMETRI SISMICI</td> </tr> <tr> <td>Accelerazione sismica (a_g)</td><td>0.085</td> </tr> <tr> <td>Coeff. amplif. strat. (S_s)</td><td>1</td> </tr> <tr> <td>Coeff. amplif. top. (S_T)</td><td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Coeff. di riduzione (s)</td><td>0.2</td> </tr> <tr> <td>kh</td><td>0.0204</td> </tr> <tr> <td>k_v</td><td>0.0102</td> </tr> </table>	tipo	Planare	PARAMETRI SISMICI		Accelerazione sismica (a _g)	0.085	Coeff. amplif. strat. (S _s)	1	Coeff. amplif. top. (S _T)	1.2	Coeff. di riduzione (s)	0.2	kh	0.0204	k _v	0.0102								
tipo	Planare																								
PARAMETRI SISMICI																									
Accelerazione sismica (a _g)	0.085																								
Coeff. amplif. strat. (S _s)	1																								
Coeff. amplif. top. (S _T)	1.2																								
Coeff. di riduzione (s)	0.2																								
kh	0.0204																								
k _v	0.0102																								
CARICHI AGENTI Componente carico (kN) verticale orizzontale Carico verticale distribuito (kN) forza esterna T (MN/m)	SPINTE IDRAULICHE <table> <tr> <td>V (kN/m)</td><td>U (kN/m)</td> </tr> <tr> <td>206.79</td><td>202.74</td> </tr> <tr> <td>Hw (m)</td><td>Zw2 (m)</td> </tr> <tr> <td>2.25</td><td>7.80</td> </tr> </table> <p> <input checked="" type="radio"/> a Condizioni idrauliche <input type="radio"/> b Condizione classica (acqua nel tension crack): U>0 e V>0 <input type="radio"/> c <input type="radio"/> d <input type="radio"/> e </p>	V (kN/m)	U (kN/m)	206.79	202.74	Hw (m)	Zw2 (m)	2.25	7.80																
V (kN/m)	U (kN/m)																								
206.79	202.74																								
Hw (m)	Zw2 (m)																								
2.25	7.80																								
FATTORE DI SICUREZZA (Fs) Condizioni sismiche 0.77 Condizioni non sismiche 0.80 b/H 0.239	TIRANTI dip bolt FSi Tc kN/m Tc t/m																								
FORZE STABILIZZANTI combinazioni sismiche <table> <tr> <td>Fh⁻</td><td>Fh⁺</td> </tr> <tr> <td>Fv⁻ 310.4</td><td>323.5</td> </tr> <tr> <td>Fv⁺ 317.0</td><td>330.0</td> </tr> </table>	Fh ⁻	Fh ⁺	Fv ⁻ 310.4	323.5	Fv ⁺ 317.0	330.0	FORZE STABILIZZANTI Asismiche 373.1 FORZE MOBILIZZANTI Asismiche 465.7																		
Fh ⁻	Fh ⁺																								
Fv ⁻ 310.4	323.5																								
Fv ⁺ 317.0	330.0																								
FORZE MOBILIZZANTI combinazioni sismiche <table> <tr> <td>Fh⁻</td><td>Fh⁺</td> </tr> <tr> <td>Fv⁻ 322.8</td><td>309.7</td> </tr> <tr> <td>Fv⁺ 329.3</td><td>316.2</td> </tr> </table>	Fh ⁻	Fh ⁺	Fv ⁻ 322.8	309.7	Fv ⁺ 329.3	316.2																			
Fh ⁻	Fh ⁺																								
Fv ⁻ 322.8	309.7																								
Fv ⁺ 329.3	316.2																								

Figura 32 – Risultati della verifica di stabilità. Forze espresse in kN/m.

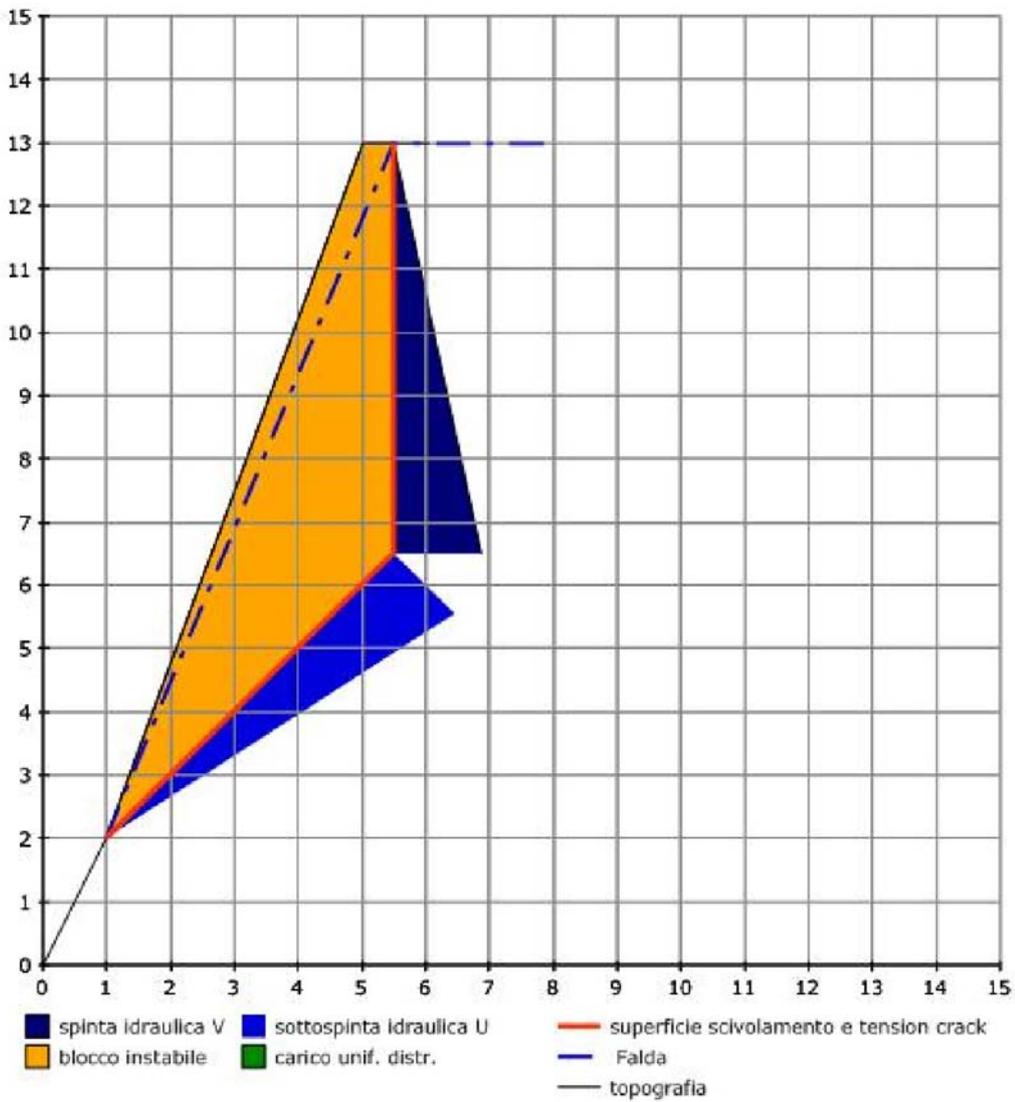


Figura 33 – Sezione schematica del blocco 53. Misure in metri.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualfica ambientale Val Lemme
	Foglio 42 di 46

5 RISCHIO DELLA FRANA DI ROCCIA

Il programma Pendii consente in automatico il calcolo del rischio di franosità utilizzando la metodologia proposta da Bottino e Mandrone (1993) sviluppata per la valutazione del rischio connesso a fenomeni franosi in vallate alpine.

Il metodo definisce il rischio come prodotto della pericolosità, definita a sua volta dal prodotto di fattori legati alla probabilità di rottura, all'area di espansione della frana, alla sua velocità e dimensioni, per la vulnerabilità dell'area ed il suo grado di antropizzazione.

I fattori della pericolosità sono stati parametrizzati sulla base di valutazioni di tipo semi - quantitative, assegnando il peso maggiore al parametro dimensioni della frana:

Gli altri fattori hanno un ruolo di correttivi, variando il loro valore da 1 a 0.

La vulnerabilità è definita dai fattori tipo di danno e protezione, i cui valori sono in funzione rispettivamente dell'entità del danno atteso e della protezione eventualmente fornita da interventi posti in opera a difesa.

La antropizzazione viene infine definita relativamente ai beni materiali e alla presenza umana, parametrizzati in funzione dell'importanza strategica e del valore della struttura nonché dell'entità della presenza umana.

Per i beni materiali si possono adottare le seguenti suddivisioni:

- Strutture di importanza strategica o regionale: grandi complessi residenziali industriali o residenziali, ferrovie, strade di grande comunicazione, dighe, scuole, ospedali,
- Strutture di importanza locale: gruppi di abitazione, attività commerciali o industriali, strade a traffico intenso, aree di particolare valore socio - economico,
- Strutture di importanza limitata: case isolate, piccole attività commerciali o industriali, strade a traffico locale, aree agricole di particolare valore,
- Strutture di importanza nulla: strade bianche, aree agricole o a pascolo senza valore particolare.

Esprimendo:

P = contributo dei fattori legati alla pericolosità = $p \cdot v \cdot d$ (p = probabilità di rottura, v, d = velocità e volume della frana,

V = contributo dei fattori legati alla vulnerabilità = $t \cdot pr$ (t = tipo di danno, pr = protezione disponibile),

A = contributo dei fattori legati all'antropizzazione = $b + u$ (b = beni materiali, u = presenza umana)

il grado di rischio viene espresso come:

$$R = P \cdot V \cdot A$$

con R = valore numerico a cui è associata la seguente valutazione:

R	Rischio
100-32	molto alto
32-16	alto
16-8	medio alto
8-4	medio
4-2	basso
< 2	molto basso

Per il caso in esame, i singoli coefficienti numerici risultano:

Probabilità di rottura	0.5
Franosità dell'area	0.0
Velocità della frana	1.0
Dimensioni della frana	8.0

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme</p>	<p>Foglio 43 di 46</p>

Tipo di danno	1.0
Protezione disponibile	1.0
Beni materiali	2.0
Presenza umana	3.0
Fattore P	0.0
Fattore V	1.0
Fattore A	5.0
Fattore R	0.0

Il rischio di franosita risulta molto basso.

6 MONITORAGGIO DEL VERSANTE

Il versante è stato monitorato attraverso la misura di 7 mire ottiche, a partire dal 20 luglio 2006 (lettura di zero) fino al 15 giugno 2013 con cadenza bimestrale (2522 giorni), eccetto nel periodo compreso tra marzo 2007 e settembre 2012 dove le letture appaiono diradate. I risultati del monitoraggio sono riportati in allegato.

Nella seguente tabella è riportato lo spostamento totale misurato da ogni mira ottica e la relativa tipologia del movimento.

# mira	Spostamento totale* [mm]	Tipologia frana	Velocità media [cm/ora]	Velocità media [mm/giorno]	Velocità media [mm/mese]
1	-25	Masso	0.000041	0.009722	0.291672
2	-69	Toppling	0.000114	0.027461	0.823831
3	-28	Toppling	0.000046	0.011093	0.332799
4	-80	Toppling	0.000132	0.031791	0.953721
5	-88	Toppling	0.000145	0.034763	1.042895
6	-177	Frana in roccia	0.000292	0.070015	2.100437
7	-159	Frana in roccia	0.000262	0.062933	1.887990

Tabella 8 – Risultati del monitoraggio. * Lo spostamento corrisponde al vettore movimento rispetto alla prima lettura.

I risultati del monitoraggio evidenziano che la frana presente nella parte alta del versante, descritta al capitolo n. 3, presenta i vettori di movimento più alti, circa 2 mm/mese (mire 6 e 7), espressione superficiale di movimenti più profondi. Le altre misure sono state eseguite sull'ampio settore in cui stati evidenziati movimenti di toppling (mire 2, 3, 4, 5) e su un masso singolo (mira 1). L'entità di spostamento molto variabile indica movimenti più superficiali, legati alla locale rotazione dei massi su cui sono fissate le mire.

In tutti i casi, il monitoraggio evidenzia movimenti lenti e costanti nel tempo.

6.1 Piano di monitoraggio

Durante i lavori per la realizzazione del rilevato e per la sistemazione del versante il controllo topografico sarà infittito ed eseguito a cadenza settimanale.

Dopo eventi meteo particolarmente intensi o dopo eventi sismici di magnitudo superiore a 3 sarà interdetto l'accesso al cantiere. Sarà possibile accedere al cantiere dopo le prime misure se queste sono in linea con il trend di movimento di ogni singola mira. Altrimenti, in funzione dell'evoluzione degli eventi, il Direttore dei Lavori, sentiti, se lo ritiene, specialisti in materia, può far proseguire a sua discrezione il monitoraggio e se, necessario, infittire ulteriormente le misure, anche con altri sistemi: L'accesso all'intero cantiere od a parti ben definite di esso sarà possibile solo quando i movimenti si sono stabilizzati in linea con il trend storico.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme</p>	<p>Foglio 45 di 46</p>

7 CONCLUSIONE

Le verifiche effettuate hanno permesso di indirizzare i criteri progettuali descritti negli elaborati n. 5 e 8. Si evidenzia inoltre che la stabilità complessiva del versante non è influenzata in modo significativo dalla costruzione del rilevato.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51 01 E CV CL DP04 00 001_D00 Riqualifica ambientale Val Lemme</p>
	<p>Foglio 46 di 46</p>

8 BIBLIOGRAFIA

- Barton, N.R. and Bandis, S.C. 1982. Effects of block size on the the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, 739-760.
- Bell J. (1968) – General slope stability analysis. ASCA, SM6.
- Bishop A. (1955) – The use of slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechniques, 5.
- Choquet, P. & Tanon, D.D.B - (1985). Nomograms for the Assessment of Toppling Failure in Rock Slopes. In Proc., 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics, South Dakota School of Mines and Technology, June 26-28, 1985, Rapid City, S.D., A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol. 1, pp. 19-30.
- Goodman, R.E. (1980) - Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 487 pp.
- Janbu N .(1969) – Method of slope stability analysis. Berkley.
- Lowe J., Karafiah L. (1960) – Stability of earth dams upon drawdown. Pan America Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Messico.
- Newmark (1965) – Effects of the earthquake on dams and embankment. Getotechnique.
- Sarma S. (1973) – Stability analysis of embankment and slopes. Geotechnique, 23.