

# AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

## 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

COMMITTENTE



FUNZIONE PROGETTO VALDASTICO

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Pier Mauro Masoli

PRESTATORE DI SERVIZI:  
**CONSORZIO RAETIA**



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

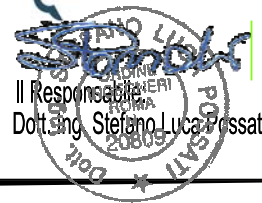
RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Technial S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



PROGETTAZIONE:



Il Responsabile:  
Dott. Ing. Stefano Luca Possati



ELABORATO: DOCUMENTAZIONE INTEGRATIVA PREDISPOSTA DURANTE LE PROCEDURE APPROVATIVE  
INTEGRAZIONI RICHIESTE DAL DIAO  
Relazione studi traiettografici e dimensionamento reti e barriere paramassi

Progressivo Rev.  
**21 04 03 001 A0**

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: -
00	APRILE 2018	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - F. OLIVETO	M. SORGE	S. L. POSSATI	NOME FILE: J16L1_21_04_03_001_0101_OPD_A0.doc
						CM.    PROGR.                    FG.    LIV.    REV.
						J16L1_21_04_03_001_0101_OPD_A0



**AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD**  
**1° LOTTO**  
**PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO**



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione studi traiettografici e di dimensionamento reti e barriere paramassi**



## INDICE

1. PREMESSA .....	6
2. CONDIZIONI DI PERICOLOSITA' E RISCHIO NEL SETTORE DELLO SVINCOLO DI PEDEMONTE .....	6
3. INTRODUZIONE ALLO STUDIO DEI FENOMENI DI CADUTA MASSI .....	14
2.1. Definizione e Classificazione .....	14
2.2. Fase di Pre-rottura .....	15
2.3. Fase moto verso valle .....	20
2.4. Effetti di alcuni parametri del blocco e del pendio sui percorsi di caduta .....	28
4. METODI DI ANALISI DEL MOTO .....	35
3.1. Generalità .....	35
3.2. Lumped Mass .....	39
3.3. CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program) .....	43
3.4. SASS & MASSI (Bozzolo e Pamini) CADMA (Azzoni et.al) .....	47
3.5. BRGM & RIGID BODY BLOCK .....	50
3.6. METODI PROBABILISTICI: Il Metodo di Montecarlo .....	54
5. ANALISI TRAIETTOGRAFICA DELLA CAVA MOLINO .....	56
4.1. Risultati sezione 1-CASO_1A .....	63
4.2. Risultati sezione 1-CASO_1B .....	66
4.3. Risultati sezione 1-CASO_1C .....	68
4.4. Risultati sezione 2-CASO_1A .....	69
4.5. Risultati sezione 2-CASO_1B .....	71
4.6. Risultati sezione 2-CASO_1C .....	73
4.7. Risultati sezione 3-CASO_1 .....	74
4.8. Risultati sezione 4-CASO_1 .....	76
4.9. Risultati sezione 5-CASO_1A .....	79
4.10. Risultati sezione 5-CASO_1B .....	81
4.11. Risultati sezione 2-CASO_1C .....	83
4.12. Risultati sezione 6-CASO_1A .....	84
4.13. Risultati sezione 5-CASO_1B .....	88
6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE RETI CHIODATE .....	91
7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI BARRIERE PARAMASSI .....	95

6.1.	Appendice 1 Calcolo Fondazioni Barriera 5000 KJ_Roccia fratturata .....	95
6.2.	Appendice 2 Calcolo Fondazioni Barriera 5000 KJ_Terreno.....	95
6.3.	Appendice 3 Calcolo Fondazioni Barriera 8000 KJ_Roccia fratturata .....	95
6.4.	Appendice 4 Calcolo Fondazioni Barriera 8000 KJ_Terreno.....	95
6.5.	Appendice 5 Calcolo Fondazioni Barriera Rigida 500 KJ_Terreno.....	95

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 38 Carta degli elementi del PAI di progetto con evidenza della non interferenza delle opere con zone di pericolosità in sponda sinistra, e con interessamento di una zona di attenzione attribuibile ad una conoide.....	7
Figura 39 – Panoramica generale dell’assetto geomorfologico di “Cava Molino” - Con la linea tratteggiata è indicato il settore di fondovalle su cui ricade lo svincolo di Pedemonte .....	8
Figura 39 - Rilievo geostrutturale pareti “Cava Molino” .....	9
Figura 39 – Svincolo di Pedemonte. Briglia di contenimento in corrispondenza della forra che incide le pareti calcareo-dolomitiche sovrastanti l’area di svincolo di Pedemonte .....	10
Figura 39 – Masso potenzialmente instabile riscontrato durante il rilievo in parete .....	11
Figura 40 – Parete sovrastante il settore di svincolo con potenziali distacchi soprattutto.....	12
Figura 40 – Parete sovrastante il settore di svincolo.....	13
Figura 40 – Assetto strutturale caratterizzato da giacitura degli strati suborizzontale. Si osserva una famiglia di discontinuità subverticale orientata parallelamente al fronte .....	13
<b>Fig. 1</b> : tipologie di frane da crollo in funzione del tipo di materiale (Varnes,1978).....	15
<b>Fig. 2</b> : Evoluzione di una frana per crollo (da Cascini et.al) .....	16
<b>Fig. 3</b> : Rappresentazione di alcune delle cause che portano al crollo di blocchi da pareti rocciose [da Cancelli ,1999] .....	17
<b>Fig. 4</b> : Rappresentazione delle situazioni di distacco dei blocchi, da cui dipende il moto successivo [Barla ,1999] .....	18
<b>Fig. 5</b> : Possibili condizioni iniziali della fase di caduta libera.....	21
<b>Fig. 6</b> : Determinazione del punto d'impatto nel caso di modelli Lumped-Mass.....	21
<b>Fig. 7</b> : Determinazione del punto d'impatto nel caso di blocchi a forma ellittica o sferica: .....	22
<b>Fig. 8</b> : Andamento tipico di forze impulsive durante un impatto di durata $t_D$ .....	23
<b>Fig. 9</b> : traiettorie del blocco al variare dei coefficienti di restituzione [da Richards, 1988] .....	25
<b>Fig. 10</b> : Definizione delle variabili utilizzate nel moto di rotolamento.....	26
<b>Fig. 11</b> : Variazione della forma del blocco con la distanza percorsa .....	29
<b>Fig. 12</b> : Tipo di movimento relativo alle condizioni d'impatto. ....	29
<b>Fig. 13</b> : Tipica roccia a struttura scistosa che si frattura nell'impatto [da Giani, 1995] .....	30
<b>Fig. 14</b> : Percorsi lungo pendii detritici. a) La dimensione del blocco minore di quella media del detrito.....	31
<b>Fig. 15</b> : Percorsi lungo pendii detritici funzioni dei volumi e velocità (Fumagalli et.al, 1975).....	31
<b>Fig. 16</b> : Fratturazione del blocco a causa dell'impatto con la superficie del pendio (Giani, 1995).....	32
<b>Fig. 17</b> : Effetto dell'attrito nel moto di scivolamento .....	33
<b>Fig. 18</b> : Effetto dell'attrito nel moto di scivolamento .....	34
<b>Fig. 19</b> : Interazione Blocco –Foresta.....	35
<b>Fig. 20</b> : Traiettoria reale e sua proiezione su un piano verticale (da Bozzolo e Pamini 1986) .....	37
<b>Fig. 21</b> : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di scivolamento secondo lo sliding rock block model .....	39

<b>Fig. 22</b> : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di rotolamento .....	40
<b>Fig. 23</b> : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di caduta libera .....	40
<b>Fig. 24</b> : Descrizione e grandezze cinematiche del blocco durante la fase d'impatto .....	40
<b>Fig. 25</b> : Grandezze cinematiche del moto durante la fase di caduta libera (modello CRSP).....	44
<b>Fig. 26</b> : Influenza della rugosità del pendio sul percorso del blocco[da Pfeiffer e Bowen,1989].	45
<b>Fig. 27</b> : a) Blocco reale b) blocco idealizzato [da Bozzolo et.al1988].....	47
<b>Fig. 28</b> : Grandezze cinematiche del moto durante la fase di caduta libera caduta libera (metodo CADMA).....	48
<b>Fig. 29</b> : Schematizzazione del blocco all'impatto [da Azzoni ed altri, 1996] .....	48
<b>Fig. 30</b> : Schematizzazione del blocco nella fase di rotolamento e grandezze cinematiche [da Azzoni, 1995] .....	49
<b>Fig. 31</b> : Condizioni di transizione tra tipi di movimenti e differenti tipologie di moto post-impatto[da Azzoni ed altri,1995] .....	50
<b>Fig. 32</b> : Condizioni limiti di contatto blocco versante: faccia versante e spigolo versante [da Falcetta,1985].....	51
<b>Fig. 33</b> : Diagramma forza normale spostamento adottato nel calcolo(Falcetta,1985) .....	52
<b>Fig. 34</b> : Kelvin-Voigt system of spring and dashpots in normal and tangential directions .....	53
<b>Fig. 35</b> : Variation of the contact's normal force in the linear viscoelastic system defined by Equation motion: .....	54
<b>Fig. 36</b> : Analisi probabilistica di caduta di massi in assenza e presenza di interventi da [Scavia e Barla,1988] .....	55
<b>Fig. 37</b> : Pareti sovrastanti l'area dello svincolo interessate da studi traiettografici. ....	59
<b>Fig. 38</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....	63
<b>Fig. 39</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	64
<b>Fig. 40</b> : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....	64
<b>Fig. 41</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica .....	64
<b>Fig. 42</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica nella posizione dell'intervento .....	65
<b>Fig. 43</b> : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell'intervento .....	65
<b>Fig. 44</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....	66
<b>Fig. 45</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	66
<b>Fig. 46</b> : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....	67
<b>Fig. 47</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica .....	67
<b>Fig. 48</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....	68
<b>Fig. 49</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	68
<b>Fig. 50</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....	69
<b>Fig. 51</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	69
<b>Fig. 52</b> : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....	70
<b>Fig. 53</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica .....	70
<b>Fig. 54</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica nella posizione dell'intervento .....	70
<b>Fig. 55</b> : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell'intervento .....	71
<b>Fig. 56</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate –Barriera rigida sul rilevato $H=3m-E=500 KJ$ .....	71
<b>Fig. 57</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	72
<b>Fig. 58</b> : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....	72
<b>Fig. 59</b> : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica .....	72
<b>Fig. 60</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate - Barriere alta energia $>5000 KJ-H=6-8 m$ .....	73
<b>Fig. 61</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	73
<b>Fig. 62</b> : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....	74
<b>Fig. 63</b> : Distribuzione statistica dei punti d'arresto .....	74
<b>Fig. 64</b> : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....	75

---

<i>Fig. 65 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica .....</i>	75
<i>Fig. 66 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica in corrispondenza della barriera sul vallo</i>	75
<i>Fig. 67 : Distribuzione statistica dei punti di impatto in corrispondenza della barriera sul vallo...</i>	76
<i>Fig. 68 : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....</i>	76
<i>Fig. 69 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	77
<i>Fig. 70 : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....</i>	77
<i>Fig. 71 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica .....</i>	77
<i>Fig. 72 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica in corrispondenza della barriera sul vallo</i>	78
<i>Fig. 73 : Distribuzione statistica dei punti di impatto in corrispondenza della barriera sul vallo...</i>	78
<i>Fig. 74 : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....</i>	79
<i>Fig. 75 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	79
<i>Fig. 76 : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....</i>	80
<i>Fig. 77 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica .....</i>	80
<i>Fig. 78 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica nella posizione dell’intervento .....</i>	80
<i>Fig. 79 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell’intervento .....</i>	81
<i>Fig. 80 : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....</i>	81
<i>Fig. 81 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	82
<i>Fig. 82 : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....</i>	82
<i>Fig. 83 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica .....</i>	82
<i>Fig. 84 : Inviluppo delle traiettorie analizzate - Barriere alta energia &gt;5000 KJ-H=6-8 m .....</i>	83
<i>Fig. 85 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	83
<i>Fig. 86 : Inviluppo delle traiettorie analizzate .....</i>	84
<i>Fig. 87 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	84
<i>Fig. 88 : Distribuzione statistica delle altezze di volo .....</i>	85
<i>Fig. 89 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica .....</i>	85
<i>Fig. 90 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica nella posizione dell’intervento 1 .....</i>	85
<i>Fig. 91 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell’intervento 1 .....</i>	86
<i>Fig. 92 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica nella posizione dell’intervento 2 .....</i>	86
<i>Fig. 93 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell’intervento 2 .....</i>	87
<i>Fig. 94 : Inviluppo delle traiettorie analizzate – Barriere alta energia &gt;6000 KJ-H=6-8 m .....</i>	88
<i>Fig. 95 : Distribuzione statistica dei punti d’arresto .....</i>	88
<i>Fig. 96 : Distribuzione statistica delle altezze di volo con gli interventi .....</i>	89
<i>Fig. 97 : Distribuzione statistica delle Energie Cinetiche.....</i>	89



## **1. PREMESSA**

Nella presente relazione , dopo un introduzione sostanziale sul metodo di studio dei fenomeni di caduta massi a carattere teorico pratico sull’iter da seguire per un corretto approccio al problema, viene presentato lo studio traiettografico inerente la valutazione del rischio associato alla costruzione dello svincolo autostradale Pedemonte - Valdastico in corrispondenza della Cava Molino costituita prevalentemente da calcari fratturati con geometrie del pendio notevolmente acclive il quale studio geomeccanico delle discontinuità evidenzia un’elevata probabilità alla formazione di blocchi con varie forme e volumi potenzialmente instabili. Scopo dell’analisi è la previsione delle traiettorie di caduta e l’informazione del massimo avanzamento potenziale, della distribuzione dell’energia e delle altezze di rimbalzo lungo il percorso al fine di individuare una strategia d’intervento che miri alla riduzione del rischio associato nel miglior rapporto costi benefici.

## **2. CONDIZIONI DI PERICOLOSITA’ E RISCHIO NEL SETTORE DELLO SVINCOLO DI PEDEMONTE**

Lo svincolo di Pedemonte è, ma solo in parte, compreso nella zona di attenzione della frana della Marogna, ma tale zona di attenzione non interessa in alcun modo le pareti subverticali che in sinistra idrografica delimitano l’Astico. L’esame della documentazione allegata al progetto (si veda in particolare la Carta degli elementi del PAI, Tav 5, elaborato 03.06.04.001.02 riportata in figura seguente) evidenzia infatti come in sinistra idrografica non vi siano perimetrazioni riconducibili a fenomeni di crollo/caduta massi che insistono sullo svincolo, sulla prosecuzione del tracciato e più in generale sulle opere. L’unica perimetrazione osservabile in sinistra idrografica è quella riconducibile alla conoide di valle Sperosa, a monte della quale è presente una briglia (vedi foto) e la cui interferenza con il tracciato viene risultata mediante uno specifico tombino in c.a. Le pareti subverticali che delimitano il fianco sinistro della valle (sottolineate in blu in figura) non interessano alcuna zona di pericolosità o di attenzione.

## AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

### 1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

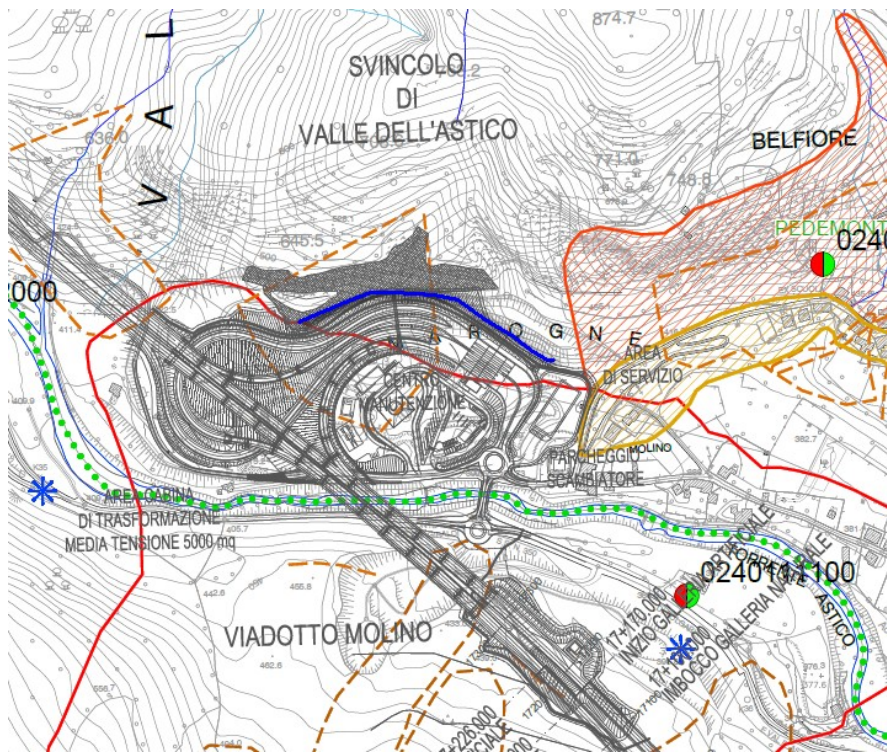


Figura 1 Carta degli elementi del PAI di progetto con evidenza della non interferenza delle opere con zone di pericolosità in sponda sinistra, e con interessamento di una zona di attenzione attribuibile ad una conoide

Come riportato nella relazione geologica, la porzione medio-inferiore della parete rocciosa in sinistra idraulica che ricade nelle adiacenze del settore di svincolo di Pedemonte è il risultato di un'attività di cava che, dopo l'asportazione del materiale detritico, ha previsto una parziale messa in sicurezza delle pareti stesse che sono state ripulite ed i principali volumi rocciosi instabili sottoposti a disaggio.

In ottemperanza alle prescrizioni pervenute dal Distretto delle Alpi Orientali è stato condotto un rilievo geostrutturale di dettaglio in parete i cui risultati sono riepilogati come di seguito indicato.



Figura 2 – Panoramica generale dell’assetto geomorfologico di “Cava Molino” - Con la linea tratteggiata è indicato il settore di fondovalle su cui ricade lo svincolo di Pedemonte

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

SCHEDA DI RILIEVO GEOSTRUTTURALE										
STAZIONE N°		FOTO N°		GSI (Stimato) 60 - 65						
LOCALITA' PEDEMONTE - CAVA MOLINO				RGD (Stimato)						
PROGETTO: VALDASTICO NORD LOTTO 1				COMMITTENTE: CONSORZIO RAETIA - AUTOSTRADA BS-PD						
FORMAZIONE: DOLOMIA PRINCIPALE				LITOLOGIA: DOLOMIA						
SISTEMA	ORIENTAZIONE		SPAZIATURA	PERSISTENZA	SCABREZZA	ALTERAZIONE	APERTURA	RIEMPIMENTO	H2O	RESISTENZA
	lmm	incl	cm	m	(JRC)	W	(mm)			Mpa
ST	290	25	30-100	>20	6-7	NA	0,1-0,25	A	-	35
K	140	80	40-120	3-6	4-5	NA	0,1-0,25	A	Umido	30
K	160	40	40-60	3-6	7	NA	0,1-0,27	A	-	32
K	270	90	20-40	1-3	5	NA	0,2-0,5	A	-	41
ST	300	20	30-50	>20	6	NA	0,1	A	-	38
K	90	32	20-50	3-6	7	NA	0,1	A	-	28
K	80	85	40-50	3-6	5-6	NA	0,5-2,5	A	-	33
ST	280	90	80	6-10	5	NA	0,5	A	-	30
K	180	35	50	2-3	6	NA	0,1	A	-	43
K	280	25	200	>20	6	NA	0,2	A	-	48
K	165	45	60	5	7	NA	0,1	A	-	30
K	270	85	50	2	5	NA	0,2	A	-	38
K	95	88	50	3	8	NA	0,5	A	-	28
K	150	85	100	5-6	5	NA	0,25	A	-	36
K	145	80	80-100	5	5	NA	0,1	A	-	30
K	170	35	50	6	7	NA	0,25	A	-	42

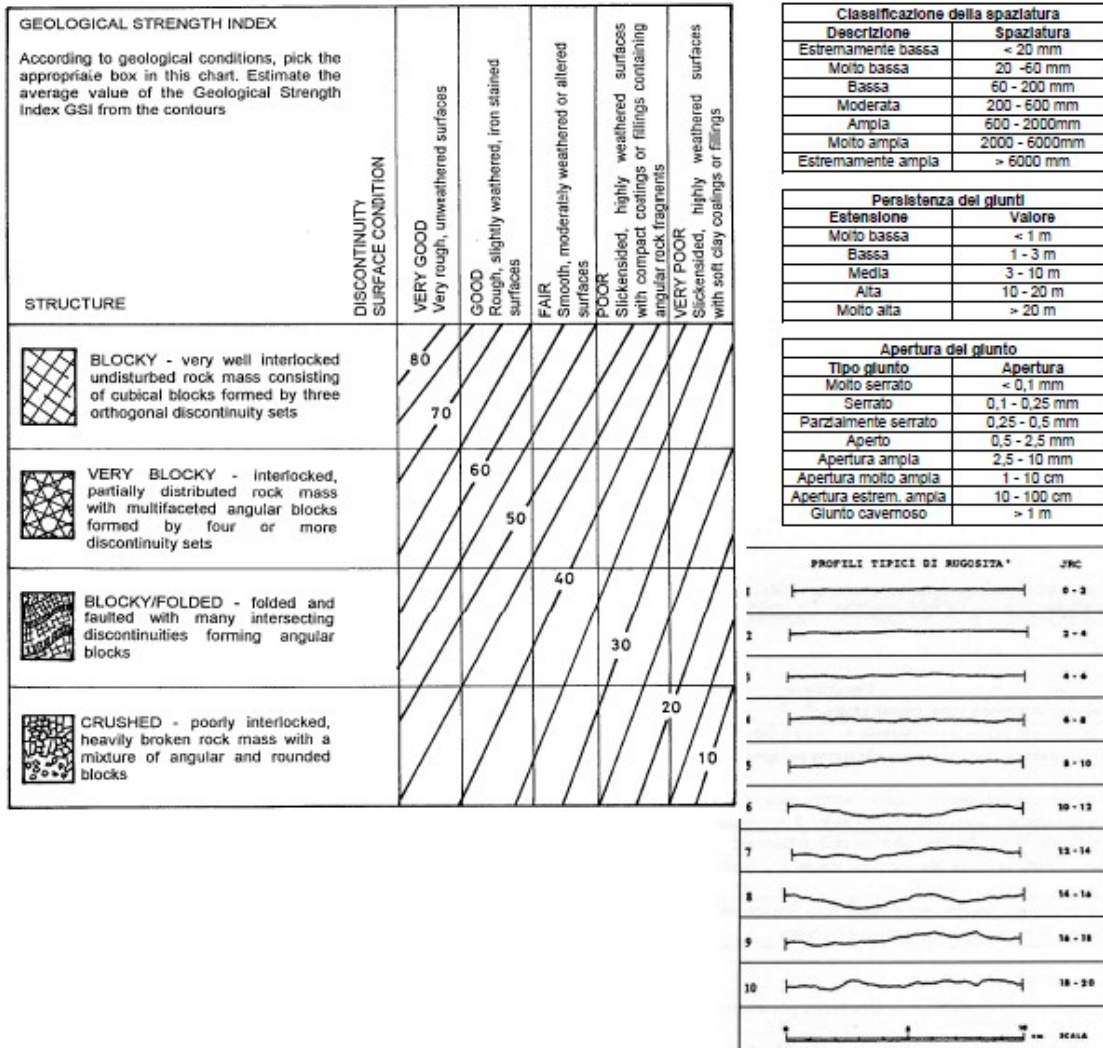


Figura 3 - Rilievo geostrutturale pareti "Cava Molino"



Figura 4 – Svincolo di Pedemonte. Briglia di contenimento in corrispondenza della forra che incide le pareti calcareo-dolomitiche sovrastanti l’area di svincolo di Pedemonte

Con riferimento all’assetto geologico-strutturale, le principali discontinuità sono essenzialmente riconducibili a 4 sistemi. Si evidenziano condizioni di pericolosità rappresentate dalla formazioni di blocchi e lastre lapidee potenzialmente isolati dall’intersezione fra la stratificazione ed i sistemi K3 + K2 e K1.

Si riconoscono in particolare alcuni “tetti” (sono quasi sempre letti di strati) esposti ed a sbalzo a causa della caduta o bonifica di volumi sottostanti.

Nel settore in sommità sovrastante le pareti aggettanti sulla zona di svincolo è presente un esteso versante incolto, con un fitto pioppeto e terrazzato con muri in pietrame, soggetto a manutenzione regolare.

Si osservano blocchi da centimetrici a decimetrici che si trovano a terra, potenzialmente a rischio di rotolamento verso valle. Alcuni blocchi he si sono fermati fra i rami degli alberi, verosimilmente provenienti da monte.

In tale contesto il progetto presentato prevede un sistema di protezione passiva mediante chiodi, rete e reticolo di funi, integrato da una duna sormontata da una barriera paramassi per far fronte al possibile rimbalzo di elementi lapidei che dovessero provenire dal tratto di versante posto al di sopra delle reti.

Il rilievo geostrutturale ha evidenziato che, benché sia stato eseguito un disgaggio, sono presenti alcuni volumi rocciosi potenzialmente instabili isolati dall’intersezione fra la stratificazione e sistemi di frattura subparalleli rispetto alla parete, alcuni dei quali a sbalzo (vedi foto).



Figura 5 – Masso potenzialmente instabile riscontrato durante il rilievo in parete

A seguito dei rilievi in parete, nel rispetto delle soluzioni progettuali già individuate ed a valle delle verifiche traiettografiche condotte in riscontro alla prescrizione formulata, si è proceduto ad affinare e incrementare la distribuzione dei tratti di parete interessati da disgaggio, chiodatura e rivestimento con reti. Sono state inoltre sono state meglio posizionate le barriere paramassi in sommità al pendio e in fregio alle piste di svincolo si sono adottate barriere paramassi di altezza maggiore.



Figura 6 – Parete sovrastante il settore di svincolo con potenziali distacchi soprattutto dal settore medio superiore del fronte



Figura 7 – Parete sovrastante il settore di svincolo



Figura 8 – Assetto strutturale caratterizzato da giacitura degli strati suborizzontale. Si osserva una famiglia di discontinuità subverticale orientata parallelamente al fronte



### 3. INTRODUZIONE ALLO STUDIO DEI FENOMENI DI CADUTA MASSI

L’Analisi Traiettografica consiste nella simulazione statistica di numero sufficiente di blocchi rocciosi che crollano e interagiscono lungo il pendio con fenomeni di impatto dinamico che danno origine a possibili rotture dei blocchi e moti di rimbalzo o rotoscivolamento con riduzione dell’energia lungo il percorso fino all’arresto. Nell’analisi delle traiettorie possono essere utilizzati modelli di calcolo analitici o numerici di tipo Lumped Mass (blocco puntiforme), Ibridi (Lumped mass in alcune fasi del moto e blocco rigido con forma assegnata in altre), completi (corpi rigidi o deformabili con forma prestabilita o qualsiasi in condizioni piane e tridimensionale. Qualunque sia il modello di calcolo adottato, dovranno restituire almeno le seguenti informazioni:

- *La traiettoria dei blocchi in caduta con riferimento alle altezze di volo/rimbalzo rispetto al pendio e relativa distribuzione statistica;*
- *I punti di arresto dei blocchi con relativa distribuzione statistica;*
- *La distribuzione statica dell’energia cinetica lungo il percorso, con componente traslazione o rotazionale se disponibile dal modello.*

Lo studio di un fenomeno di crollo o caduta blocchi si articola in diverse fasi da analizzare in ordine cronologico. Le fasi di studio e analisi riguardano:

1. *Definizione e Classificazione del fenomeno:* In funzione del materiale, del volume, della velocità, dell’interazione durante le fasi del moto;
2. *Fase di pre-rottura:* Studio geomeccanico dell’ammasso roccioso con individuazione delle discontinuità o famiglie di giunti, classificazione secondo ISMR, stima del blocco di progetto, individuazione di blocchi potenzialmente instabili con relative verifiche del cinematismo, cause del distacco e condizioni iniziali del moto.
3. *Fase di moto verso valle:* Tipi di movimento: caduta libera, impatto principale, rimbalzo, rotolamento e scivolamento. Condizioni di transizione tra le fasi del moto.
4. *Arresto del blocco:* esaurimento dell’energia cinetica persa durante le collisioni o arresto da parte di opere paramassi, quali barriere, rilevati e trincee, gallerie etc.

#### 2.1. Definizione e Classificazione

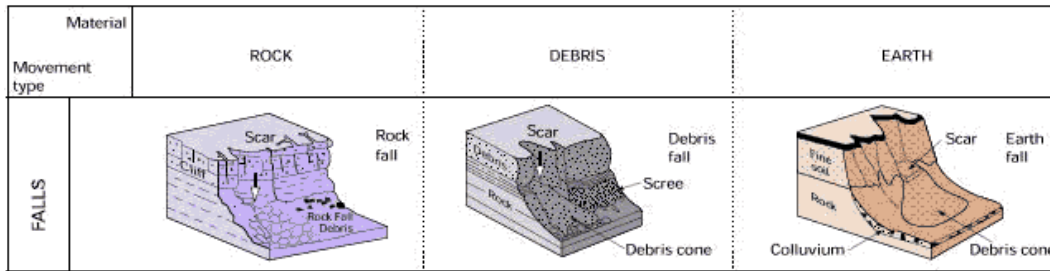
Il termine "frane da crollo" si riferisce al distacco di una massa di dimensione variabile da una parete rocciosa o da un pendio dotato di elevata acclività, dove l’innescò del movimento di caduta è determinato generalmente:

- *Dalla rottura per taglio o trazione lungo piani di discontinuità preesistenti dall’ammasso stabile con spostamento di distacco nullo o trascurabile nelle fasi iniziali;*

- *Il movimento è seguito da un moto vario per caduta libera in aria, impatto, rimbalzo, rotolamento o scivolamento, da rapido a estremamente rapido*

Le frane da crollo in generale si possono classificare:

- Secondo il materiale costituente la massa originaria instabile in Crolli di roccia, detrito e terra (fig.1);



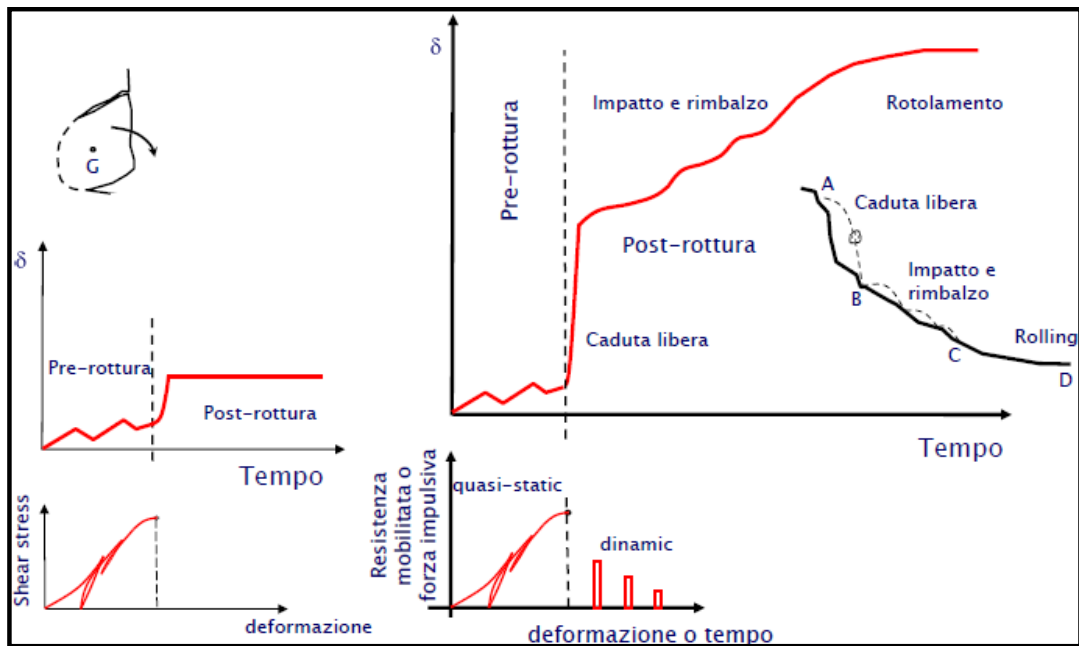
**Fig. 9** : tipologie di frane da crollo in funzione del tipo di materiale (Varnes,1978)

In funzione del volume di distacco  $V$  e l'entità delle interazioni dinamiche durante il moto (Rochet, 1987):

- *Crolli di blocchi isolati ( $10^2 \leq V[m^3] \leq 10^2$ ), in assenza d'interazioni;*
- *Crolli di piccole masse ( $10^2 \leq V[m^3] \leq 10^2$ ), con interazioni trascurabili tra i blocchi;*
- *Crolli di grandi masse ( $10^5 \leq V[m^3] \leq 10^7$ ), con interazioni non trascurabili e crescenti con il volume;*
- *Grandi movimenti di massa o rock avalanches ( $10^7 \leq V[m^3] \leq 10^{11}$ ), caratterizzate da interazioni sempre più elevate al crescere del volume;*

## 2.2. Fase di Pre-rottura

La fase di pre-rottura o distacco iniziale della massa instabile dalla sorgente (ammasso stabile), è caratterizzata dai movimenti relativi (traslazioni e rotazioni) tra i blocchi delimitati dalle discontinuità. I movimenti possono essere inizialmente di piccola entità fino a provocare la separazione dei blocchi dall'ammasso in posto per superamento della resistenza a taglio o rottura a trazione (vedi fig.2);



**Fig. 10** : Evoluzione di una frana per crollo (da Cascini et.al)

Successivamente alla fase di distacco, il moto dei blocchi è determinato dal tipo d'instabilità e dalla geomorfologia del pendio. I tipi di moto che avvengono in tale fase possono essere un'alternanza di:

- *Caduta libera;*
- *Impatto (con possibile rottura del blocco);*
- *Rimbalzo;*
- *Rotolamento e scivolamento;*

I fenomeni di crollo di blocchi rocciosi sono classificati convenzionalmente in:

- *Crolli primari (distacco del blocco direttamente dall'ammasso roccioso in posto);*
- *Crolli secondari (rimobilizzazione di blocchi fermi sul pendio a seguito d'impatti di blocchi sovrastanti oppure da sollecitazioni sismiche);*

Generalmente i crolli si generano senza evidenti indizi premonitori. In ogni caso come per le altre tipologie di frane è possibile individuare delle cause predisponenti e innescanti. Tra le cause predisponenti abbiamo:

- *La morfologia del versante;*
- *La struttura dell'ammasso roccioso che deve essere caratterizzata dalla presenza di discontinuità principali e secondarie la cui intersezione può isolare blocchi di roccia di varie dimensioni.*

La condizione d'instabilità si genera quando lungo i probabili piani di movimento si ha la rottura per taglio o trazione.

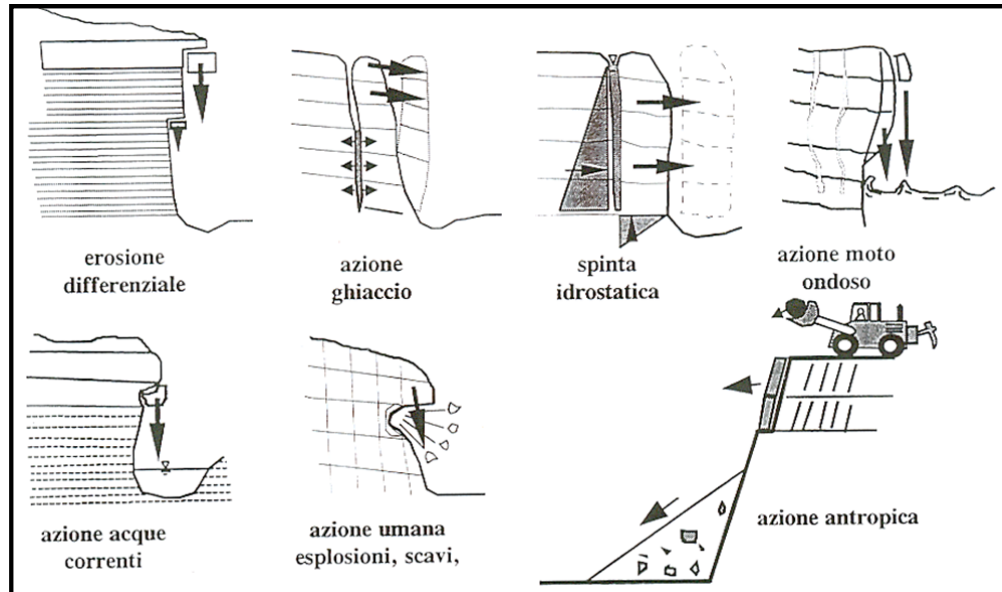


Fig. 11 : Rappresentazione di alcune delle cause che portano al crollo di blocchi da pareti rocciose [da Cancelli ,1999]

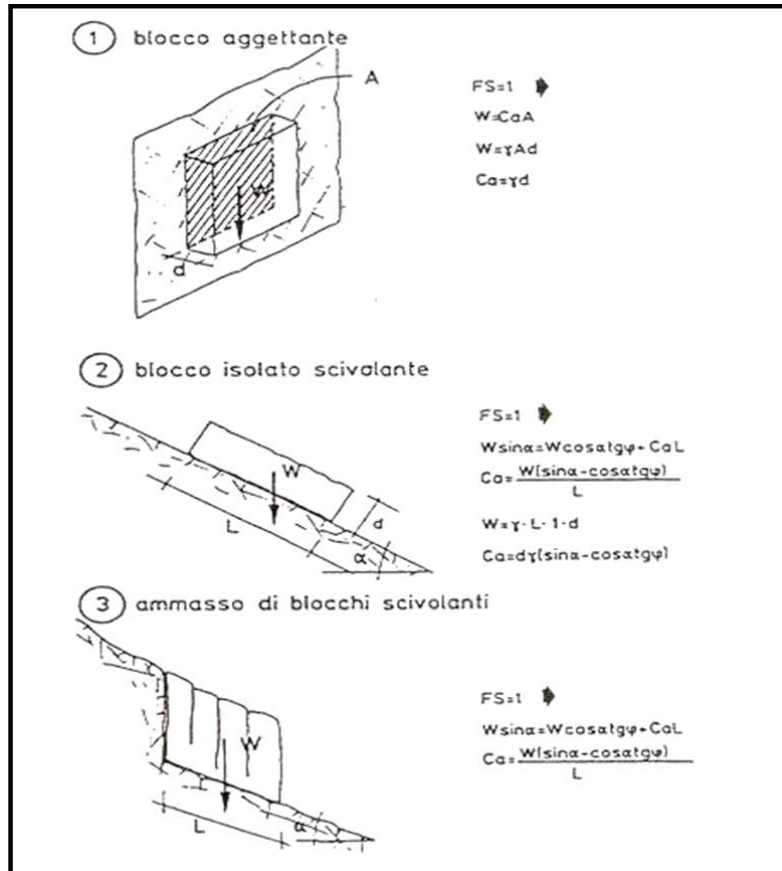
Le cause che possono provocare la rottura (fig.3) possono essere riassunte in:

- *Erosione differenziale con formazioni di blocchi aggettanti;*
- *Spinta derivante dalla formazione del ghiaccio nelle fratture;*
- *Spinta dell'acqua nelle fratture;*
- *Azione umana (escavazioni, etc.);*
- *Sollecitazioni dinamiche agenti sul pendio (uso d'esplosivi, azioni sismiche, etc.);*

#### **FASE DI DISTACCO: Condizioni iniziali del moto**

La fase di distacco dei blocchi può essere analizzata con i consueti metodi della stabilità dei pendii in roccia.

- *Il problema che si presenta di solito è lo studio della stabilità del singolo blocco o di un sistema di blocchi soggetti ad un sistema di forze esterne quali la gravità, spinte idrauliche, azioni dinamiche, sovraccarichi etc.*
- *L'analisi di stabilità può essere di tipo statico e dinamico. Nel caso d'analisi statica si fa riferimento ai classici metodi dell'equilibrio limite, note, infatti, la geometria del problema, le caratteristiche di resistenza al taglio dei piani di discontinuità interessati e l'entità delle forze agenti, si valuta se queste ultime sono sufficienti a violare il criterio di rottura e a mobilitare i blocchi.*



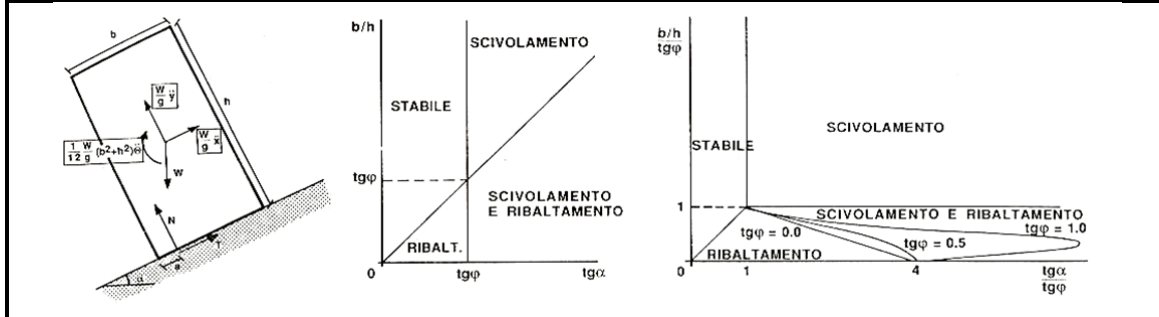
**Fig. 12 :** Rappresentazione delle situazioni di distacco dei blocchi, da cui dipende il moto successivo [Barla ,1999]

Successivamente al distacco del blocco, il moto dei blocchi è determinato dal tipo d'instabilità che si genera e dalla morfologia del pendio.

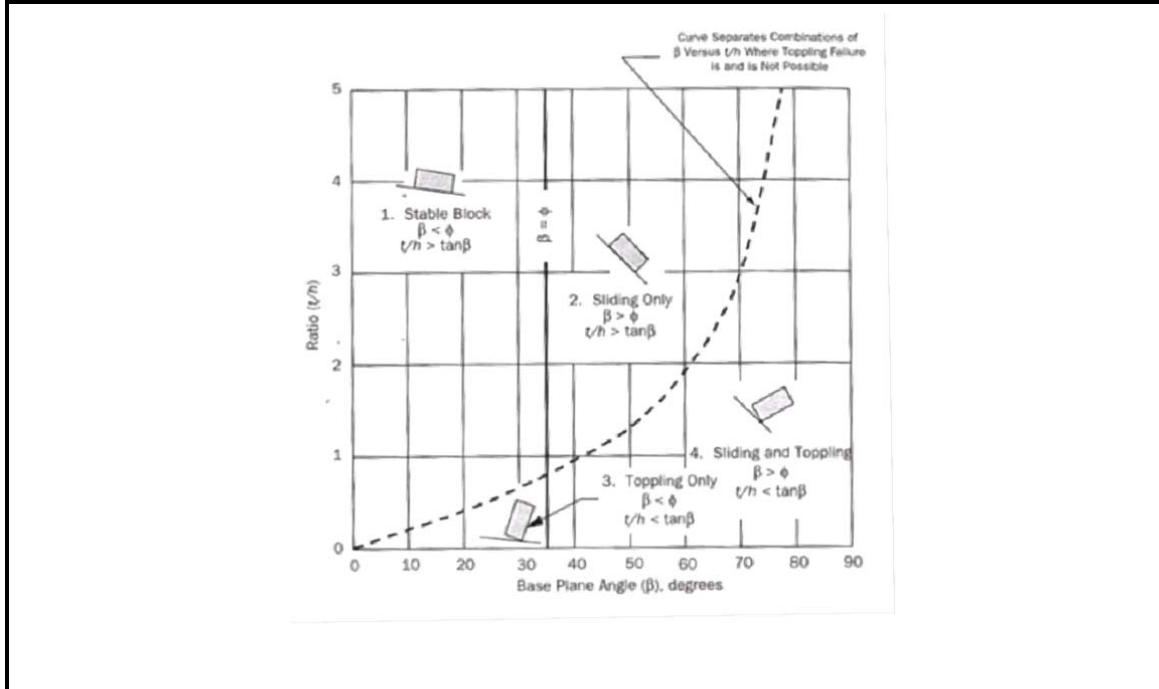
- Successivamente al distacco del blocco, il moto dei blocchi è determinato dal tipo d'instabilità che si genera e dalla morfologia del pendio;
- Nel caso di scorrimento traslazionale (planare o a cuneo), essi possono traslare con una velocità che è funzione della gravità, d'altre forze esterne, della geometria del piano di scorrimento e dell'attrito piano blocco. Questo tipo di moto avviene finché la geometria del pendio non innesca una nuova fase di caduta libera.

Esistono inoltre in letteratura per lo studio della fase di distacco semplici carte di stabilità (fig.5) che permettono per blocchi di forma assegnata (approssimata a parallelepipedo) di studiare la stabilità del blocco oppure riconoscere un'instabilità per scivolamento, ribaltamento e scivolamento - ribaltamento.

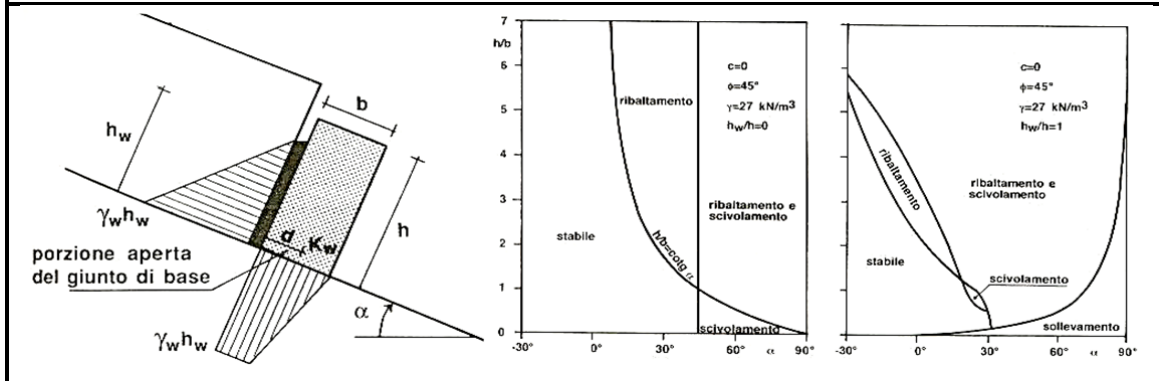
**CARTA DI STABILITÀ DI SAGASETA (1986)**



**CARTA DI STABILITÀ DI HOEK E BROWN (1981)**



**CARTA DI STABILITÀ DI MARTINETTI E RIBACCHI (1977)**



### 2.3. Fase moto verso valle

Dopo il distacco iniziale, il movimento lungo il versante procede secondo cinematismi diversi, comprendenti:

- *Caduta libera in aria e primo impatto principale con elevata dissipazione d'energia ed eventuale frammentazione del blocco (con riduzione di dimensioni e proiezione di schegge);*
- *Uno o più rimbalzi successivi (non sempre con progressiva riduzione d'altezze e gittate delle parabole);*
- *Rotolamento definito con criterio convenzionale, con progressiva riduzione dell'energia cinetica (o della velocità), fino al punto d'arresto del blocco;*

La sequenza dei vari cinematismi può variare in funzione delle variazioni della topografia del pendio, ma più in generale le modalità di scendimento dei massi lungo il pendio, in termini di traiettorie ed energia cinetica, sono condizionati da una serie di fattori quali:

Fattori connessi alla roccia di distacco:	Fattori connessi al pendio:
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <i>Litologia, forma, dimensioni, resistenza meccanica del blocco in caduta;</i></li> <li>▪ <i>Velocità iniziale del blocco (nel caso d'accelerazioni sismiche, esplosioni etc.);</i></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <i>Altezza di caduta libera;</i></li> <li>▪ <i>Geometria del pendio;</i></li> <li>▪ <i>Tipologia del materiale che costituisce il pendio;</i></li> <li>▪ <i>Compattezza del materiale che costituisce il pendio;</i></li> <li>▪ <i>Coefficienti di restituzione normale e tangenziale;</i></li> <li>▪ <i>Presenza e tipo di vegetazione;</i></li> <li>▪ <i>Irregolarità minori lungo il pendio;</i></li> <li>▪ <i>Presenza d'opere antropiche;</i></li> </ul>

#### FASE DI MOTO: Caduta libera

La fase di caduta libera (fig. 5a) è caratterizzata dal fatto che il movimento del blocco avviene in aria, quindi non a contatto con il pendio. Può avere inizio a seguito dell'*impatto del masso con il pendio* (fig.5b), oppure a seguito di una *fase di rotolamento e scivolamento per una brusca variazione della superficie topografica* (fig.5a). In questa fase sono trascurate le forze dovute alla resistenza all'aria e al sollevamento aereodinamico. Il moto può essere suddiviso in due contributi:

- *un moto di traslazione del baricentro del blocco;*
- *un moto di rotazione del blocco attorno al centro di massa;*

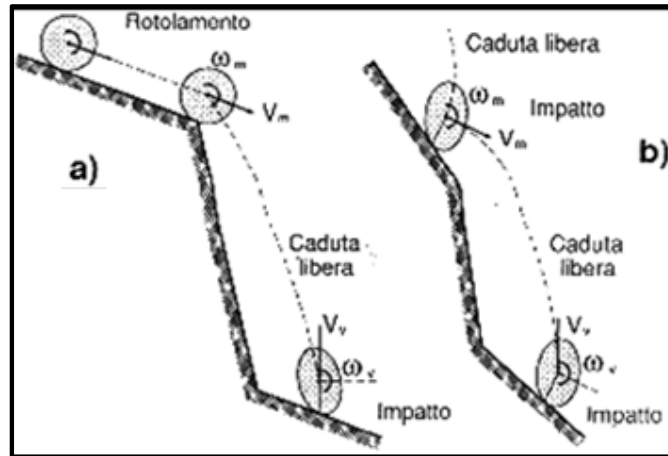
In ogni caso per conoscere il moto, bisogna conoscere le condizioni (velocità traslazionale e rotazionale) che si hanno nel punto all'origine di distacco. Il moto di caduta libera può essere studiato con l'ausilio delle equazioni cardinali della meccanica dei corpi rigidi (riferiti al baricentro del blocco), che con le ipotesi fatte diventano:

$$\begin{cases} R^e = m \cdot a_G \\ M_G^e = K_G = 0 \end{cases}$$

20

dove:

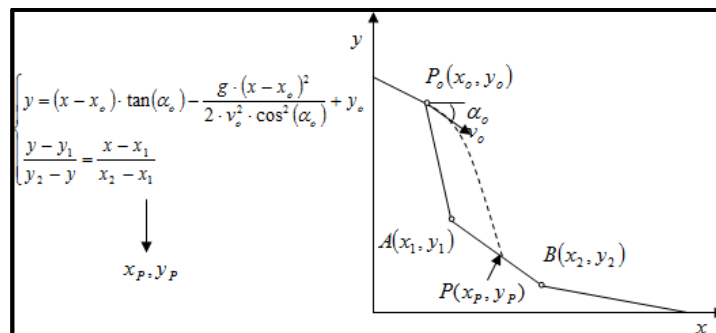
- La prima equazione consente di determinare il moto del centro di massa del blocco, che è un arco di parabola (trascurando la resistenza all'aria);
- La seconda equazione definisce il moto rotatorio attorno al centro di massa.



**Fig. 13** : Possibili condizioni iniziali della fase di caduta libera

Il punto di intersezione blocco - pendio può essere calcolato in modi diversi a seconda delle caratteristiche con cui si schematizza il corpo nella fase d'impatto.

- *Blocco puntiforme (Lumped Mass)*: in questo caso il punto d'impatto si determina facendo intersezione tra l'equazione della parabola di caduta del baricentro del blocco, con la spezzata che definisce il profilo del pendio (fig. 6)



**Fig. 14** : Determinazione del punto d'impatto nel caso di modelli Lumped-Mass

- Nel caso in cui il blocco è considerato con la forma (sferica, ellittica), il punto d'impatto è determinato o come tangenza del blocco con il piano che definisce il pendio (fig.7a), oppure come appartenente ad uno spigolo della spezzata che definisce il pendio (fig.7b).
- Nel caso di blocchi di qualsiasi forma (poligonali) il punto d'impatto è determinato come condizione d'appartenenza di uno dei vertici del blocco con il pendio (o suoi spigoli);
- Nel caso di blocchi di qualsiasi forma (poligonali) il punto d'impatto è determinato come condizione d'appartenenza di uno dei vertici del blocco con il pendio (o suoi spigoli);



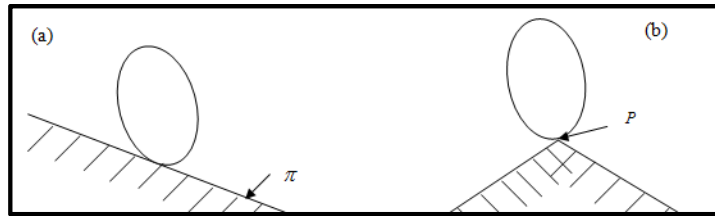


Fig. 15 : Determinazione del punto d'impatto nel caso di blocchi a forma ellittica o sferica:  
(a) impatto con il tratto di pendio; (b) impatto contro l'apice del pendio

### FASE DI MOTO: Impatto e rimbalzo

L'urto di un blocco solido su una superficie d'impatto è un fenomeno dinamico il cui studio completo richiede la conoscenza oltre delle forze esterne anche di quelle interne che si scambiano i corpi in collisione. Poiché nei processi d'urto sono preponderanti rispetto a quelle esterne (gravità, attrito etc.), ai fini ingegneristici è possibile studiare il fenomeno d'urto con riferimento ai principi di conservazione della quantità di moto, del momento della quantità di moto e dell'energia totale.

Gli urti sono classificati in elastici e anelastici a seconda o meno che si conservi l'energia cinetica del blocco, mentre nel caso in cui il blocco rimanga conficcato nel terreno allora l'urto è completamente anelastico. Il fenomeno d'impatto blocco - terreno può essere studiato utilizzando la meccanica del corpo rigido e la teoria degli urti, inoltre conviene suddividere gli impatti in:

- *Impatti normali ed obliqui in cui la velocità relativa è, rispettivamente parallela o inclinata rispetto alla normale all'urto;*
- *Impatti centrali ed eccentrici, quando il centro di massa giace o non giace sulla normale d'urto;*
- *Contatto puntiforme spigolo - superficie: la superficie d'impatto è estremamente limitata e può essere considerata puntiforme;*
- *Contatto spigolo - superficie: il contatto avviene in corrispondenza dello spigolo del blocco;*
- *Contatto faccia - superficie: il contatto avviene lungo una delle facce del blocco;*
- *Urto completamente anelastico: il corpo impatta il terreno e vi penetra per una profondità (z) fino ad esaurire l'energia cinetica iniziale. Blocco e terreno aderiscono durante tutta la durata dell'impatto e le deformazioni del terreno sono esclusivamente plastiche;*
- *Urto parzialmente anelastico: il terreno in conseguenza dell'impatto subisce delle deformazioni elastoplastiche. La parte elastica è restituita dopo l'urto e blocco e terreno assumono velocità diverse dopo l'impatto.*

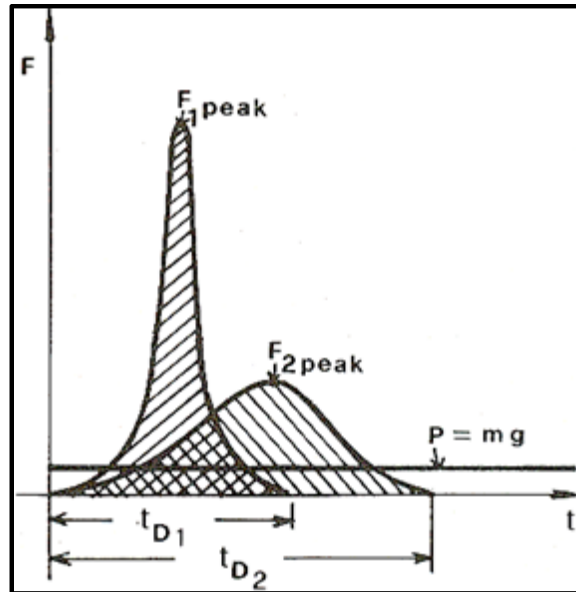


Fig. 16 : Andamento tipico di forze impulsive durante un impatto di durata  $t_D$

La forza d'impatto  $F_i$  (fig.8) è una forza impulsiva, la cui intensità dipende dalla rigidità relativa tra blocco e pendio, inoltre è variabile nel tempo e produce una variazione discontinua della velocità. Se il blocco che impatta è molto più rigido della superficie d'impatto (detrito, terreno), allora la dinamica del fenomeno è controllata dalle proprietà geomeccaniche del substrato.

**IMPATTO E RIMBALZO: Coefficiente di restituzione**

La modellazione del fenomeno di caduta massi implica, per l'indeterminazione di tutte le variabili presenti nel problema e per economia di calcolo una semplificazione della trattazione fisico matematica del problema. Alcuni Autori dei modelli Lumped Mass, hanno proposto che le caratteristiche d'impatto e rimbalzo siano esprimibili con dei semplici parametri, definiti coefficienti di restituzione, che esprimono la dissipazione dell'energia cinetica nell'impatto. I coefficienti di restituzione possono determinati utilizzando il principio di conservazione della quantità di moto (Spang e Rautenstrauch, 1988) definiti come:

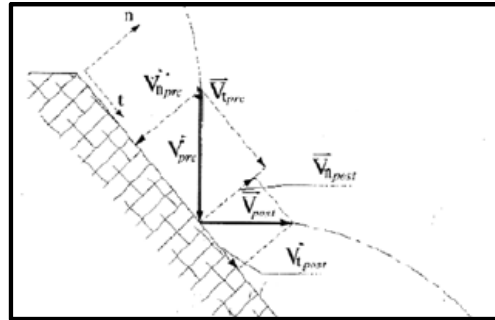
$$k = \frac{v_r}{v_i}$$

Rapporto tra la velocità post-impatto e pre-impatto. Esso varia nell'intervallo (0-1) tra urto completamente anelastico ad elastico.

L'evidenza sperimentale ha mostrato che il coefficiente di restituzione deve essere considerato nelle sue componenti normali ( $kn$ ) e tangenziali ( $kt$ ), piuttosto che come unica aliquota d'abbattimento dell'energia cinetica. In tal caso  $kn$  quantifica l'energia dissipata per affossamento del blocco mentre  $kt$  quantifica quella dissipata per attrito al contatto blocco-pendio. I coefficienti sono così definiti:

$$k_n = \frac{v_{nr}}{v_{ni}}$$

$$k_t = \frac{v_{tr}}{v_{ti}}$$



Rispettivamente come rapporto tra le componenti normali e tangenziali post-impatto e pre-impatto. In realtà il coefficiente di restituzione è un parametro aleatorio che dipende da:

- *Massa, forma e dimensioni del blocco: decresce al crescere delle dimensioni dei blocchi;*
- *Angolo d'incidenza all'impatto: decresce al crescere dell'angolo d'impatto ossia all'approssimarsi dell'angolo alla normale al pendio;*
- *Dalla velocità d'impatto (traslazione e rotazione): decresce al crescere della velocità;*
- *Dalle proprietà meccaniche del blocco e del pendio.*

Altri Autori di modelli ibridi (Bozzolo e Pamini, 1982, Azzoni, 1991, et al.) studiano invece il fenomeno d'impatto con riferimento al coefficiente di restituzione dell'energia così definito:

$$k = \frac{E_r}{E_i}$$

Questa definizione è equivalente a quella di prima, nel caso di blocco puntiforme ma non di blocco con forma poiché si tiene conto della parte d'energia cinetica legata al moto rotatorio.

Infine altri studiano il fenomeno d'impatto (Falcetta, 1985, et al.) con riferimento all'interazione corpo rigido pendio compressibile analizzando lo stato di deformazione nel pendio ipotizzando legami costitutivi diversi secondo il tipo di materiale del pendio (substrato).

**FASE DI MOTO: Rimbalzo**

Il Rimbalzo: Il moto di rimbalzo è un moto che può instaurarsi dopo l'impatto. Il fenomeno di rimbalzo viene descritto con riferimento alle equazioni della caduta libera una volta noti velocità di rimbalzo (del baricentro e angolare) ed angolo di rimbalzo.

Osserviamo inoltre che l'angolo di rimbalzo definito sulla base dei coefficienti di restituzione può variare per effetto della rugosità del pendio. Nella fig.9 viene illustrata l'influenza dei coefficienti di restituzione sui percorsi dei blocchi.

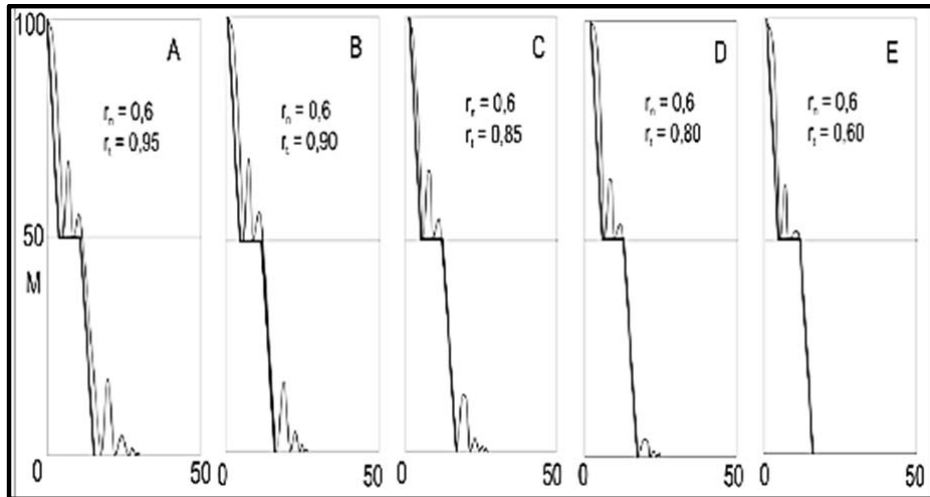
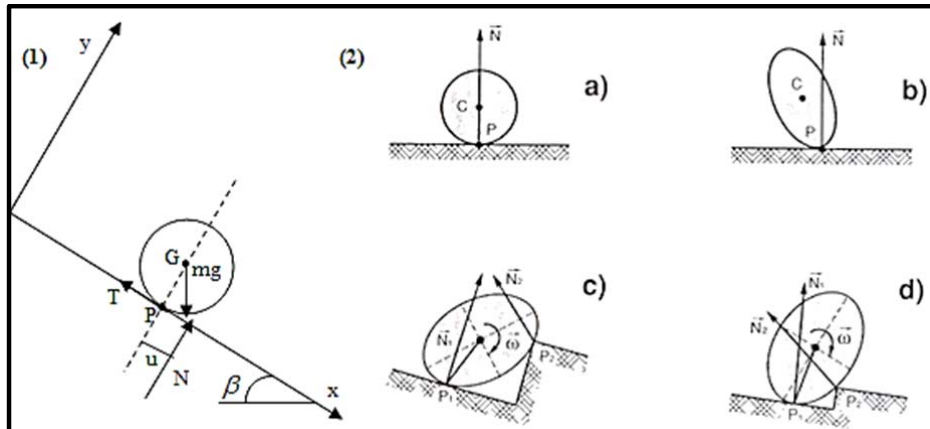


Fig. 17 : traiettorie del blocco al variare dei coefficienti di restituzione [da Richards, 1988]

#### FASE DI MOTO: Rotolamento

Il moto di un blocco a seguito di un impatto può essere di diverso tipo: arresto del blocco nel punto d'impatto, rimbalzo, rotolamento e scivolamento. Da un punto di vista energetico che può instaurarsi un moto di rotolamento (fig.10), la dissipazione dell'energia cinetica per unità di percorso dipende dalla rugosità del pendio e dalla geometria del blocco. La dissipazione energetica per unità di percorso può essere posta pari ad un coefficiente d'attrito al rotolamento equivalente. I valori misurati da prove in sito tendono a crescere con la rugosità del pendio e l'irregolarità del blocco (aumentano il numero di collisioni tra blocco e pendio). Il valore limite inferiore si ha per superficie piana e un blocco di forma sferica.

Nel caso di blocchi di roccia teneri, l'effetto delle collisioni multiple, tende a smussare gli spigoli con aumento del coefficiente d'attrito al rotolamento. Ciò porta a concludere che il moto di rotolamento nel caso di caduta blocchi su pendii reali non è un moto di puro rotolamento ma è un moto di rotazioni aeree e collisioni multiple. Nella necessità di schematizzare il fenomeno fortemente aleatorio, si semplifica il moto facendo riferimento a blocchi di forma a sezione circolare (cilindro, sfera e disco) che rotolano sul pendio (piano) in presenza di attrito al rotolamento o volvente. Tale semplificazione per ciò che abbiamo detto in precedenza è cautelativa (vedi fig.10).



**Fig. 18** : Definizione delle variabili utilizzate nel moto di rotolamento.

(2) influenza della geometria del blocco e della superficie del pendio sulle caratteristiche del moto

Nella necessità di schematizzare il fenomeno fortemente aleatorio, si semplifica il moto facendo riferimento a blocchi di forma a sezione circolare (cilindro, sfera e disco) che rotolano sul pendio (piano) in presenza di attrito al rotolamento o volvente. Tale semplificazione per ciò che abbiamo detto in precedenza è cautelativa.

Il significato fisico dell'attrito al rotolamento è legato al momento antagonista che si crea al vincolo di contatto tra blocco e superficie. Nel caso di contatto blocco - superficie entrambi i materiali si deformano, poiché il comportamento dei materiali non è lineare, la reazione normale al vincolo avrà una retta d'azione che non passa per il punto di contatto ma un'eccentricità rispetto al baricentro del blocco (misura del coefficiente d'attrito al rotolamento), ciò causa la nascita di un momento antagonista che si oppone al movimento del blocco. Per un blocco reale (irregolare) e un pendio naturale (rugoso) il fenomeno è più complicato. Momenti antagonisti nascono oltre alla non linearità del comportamento meccanico dei materiali, sia per le irregolarità della forma del masso che della superficie di rotolamento. Studiando il fenomeno in questa maniera si ha la necessità di inglobare nel coefficiente d'attrito al rotolamento una serie di fenomeni complessi. Espressioni del coefficiente d'attrito al rotolamento sono state proposte da Statham (1979) e Azzoni (1995) che con riferimento a prove condotte su pendii detritici:

$$\tan \delta_{rol} = \tan \delta_o + K \cdot \left( \frac{d}{D} \right)$$

Dove  $\delta_0$  è il coefficiente d'attrito al rotolamento per superficie piana, e  $d$ - $D$  sono rispettivamente la dimensione media della granulometria costituente il terreno e il diametro del blocco,  $K$  è un coefficiente ricavato sperimentalmente. L'affidabilità di tale relazione è stata verificata da Bozzolo e Pamini (1986), che hanno proposto i seguenti valori per i parametri:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \delta_o = 0.37 - 0.67 \\ K = 0.17 - 0.26 \\ \tan \delta_{rot} = 0.4 - 1.5 \end{array} \right.$$

Le formule e i valori precedenti sono stati ottenuti per interpolazione di dati sperimentali, sfruttando i risultati di prove in sito. A rigore un calcolo più realistico del coefficiente d'attrito al rotolamento, dovrebbe essere fatto come perdita d'energia per unità di percorso nella fase di rotolamento, tenendo conto in questo modo delle collisioni tra blocco e pendio.

Un altro modo per studiare il fenomeno del rotolamento e quello di studiare il moto di rotolamento come una serie di piccoli rimbalzi ottenendo risultati più reali ma meno cautelativi dei precedenti.

**FASE DI MOTO: Scivolamento:** Per ciò che attiene la fase di scivolamento, la trattazione è simile al rotolamento tranne che, si utilizza il coefficiente d'attrito allo scivolamento ed il corpo può assumere qualsiasi forma. Sulla base d'osservazioni sperimentali alcuni autori (Bozzolo e Pamini, 1986) hanno evidenziato che fenomeni di scivolamento si verificano solo nelle fasi iniziali e finali del moto, e brevi fasi all'impatto (scorrimento al contatto). Nel caso dello scivolamento bisogna introdurre nelle analisi un coefficiente dinamico d'attrito allo scivolamento, ricavabile, in questo caso da prove di laboratorio su giunti in roccia (Schneider, 1974).

## 2.4. Effetti di alcuni parametri del blocco e del pendio sui percorsi di caduta

### *Effetto resistenza all'aria*

Quasi tutti i metodi di simulazione trascurano la resistenza all'aria. Da un punto di vista del calcolo trascurare tale effetto significa:

- *Sovrastimare le grandezze cinematiche (velocità, energia etc.) del moto rendendo l'analisi più cautelativa;*
- *Avere traiettorie del moto paraboliche e quindi trascurare l'effetto della massa (dimensioni) dei blocchi sulle grandezze cinematiche del moto.*

Nell'ipotesi di regime idraulico, ossia per velocità comprese tra 2 e 200 m/s, il moto verticale discendente di un grave può essere analizzato con riguardo alla resistenza all'aria utilizzando la seguente formula

$$\begin{cases} a = g \cdot \left(1 - \frac{v^2}{V^2}\right) \\ V = \sqrt{\frac{m \cdot g}{K \cdot A \cdot f}} \end{cases}$$

Dove:

- *a, v: sono rispettivamente accelerazione e velocità del blocco che cade;*
- *V: è la velocità critica del corpo che cade ossia la velocità del moto uniforme;*
- *f: fattore di forma, vale 1 per corpi a sezione quadrata che si muovono normalmente a tale piano;*
- *K=0,08 kg/cm: Attrito dell'aria (Eiffel, 1990).*

Dalla formula possiamo osservare che la velocità di caduta è sempre inferiore a quella critica e vi converge asintoticamente al crescere indefinito del tempo.

Volume Blocchi [mc]	Altezze e velocità di caduta dei blocchi						
	h= 10 m v(10)	h= 20 m v(20)	h= 30 m v(30)	h= 40 m v(40)	h= 50 m v(50)	h= 100 m v(100)	h= 200 m v(200)
<b>0.01</b>	13.82	19.28	23.29	26.29	29.22	38.18	43.49
<b>0.08</b>	13.89	19.48	23.67	27.11	30.05	40.65	51.86
<b>0.027</b>	13.93	19.59	23.86	27.41	30.48	41.89	55.68
<b>0.125</b>	13.95	19.67	24.02	27.65	30.81	42.86	57.27
<b>1</b>	13.98	19.74	24.13	27.82	31.06	43.57	60.61
<b>2</b>	13.99	19.77	24.19	27.91	31.18	43.92	61.62
<b>20</b>	13.99	19.79	24.22	27.96	31.26	44.13	62.22
<b>Velocità nel vuoto</b>	14.00	19.80	24.25	28.00	31.30	44.27	62.61

La tabella mostra prefissati i valori f e K, le differenze tra le velocità teoriche previste di caduta libera nel vuoto e nell'aria. Si può notare, che l'influenza della resistenza all'aria, è trascurabile per cadute libere

minori di 50m e volumi uguali o superiori al mc. Tale circostanza nei casi reali non è verificata nel moto di schegge prodottesi dalla rottura del blocco, in cui le velocità arrivano a 60-70 m/s e le dimensioni del blocco sono piccole (dmc).

### Effetto forma del blocco

L'osservazione di fenomeni di caduta massi in sito tramite prove in scala reale, permette di evidenziare l'effetto della forma e della resistenza dei blocchi sul percorso di caduta massi. Blocchi di forma e resistenza diversa percorrono percorsi diversi e subiscono diversi tipi di rottura. Le osservazioni portano alle seguenti conclusioni:

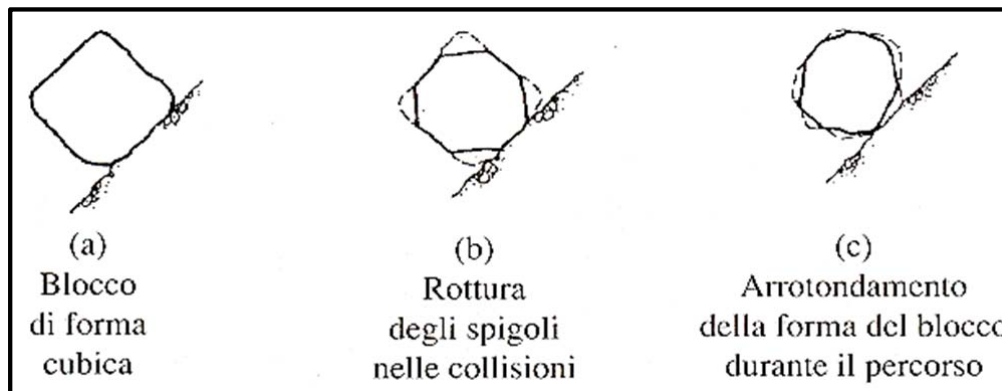


Fig. 19 : Variazione della forma del blocco con la distanza percorsa

Blocchi costituiti da rocce tenere e di forma poliedrica (fig.11) durante il loro moto subiscono rotture degli spigoli, a causa delle collisioni multiple che si verificano durante le fasi di rotolamento. IL blocco tende dunque a raggiungere una condizione di moto più efficiente poiché l'arrotondamento degli spigoli porta ad un minore coefficiente d'attrito al rotolamento (Chan, 1986; Giani, 1992)

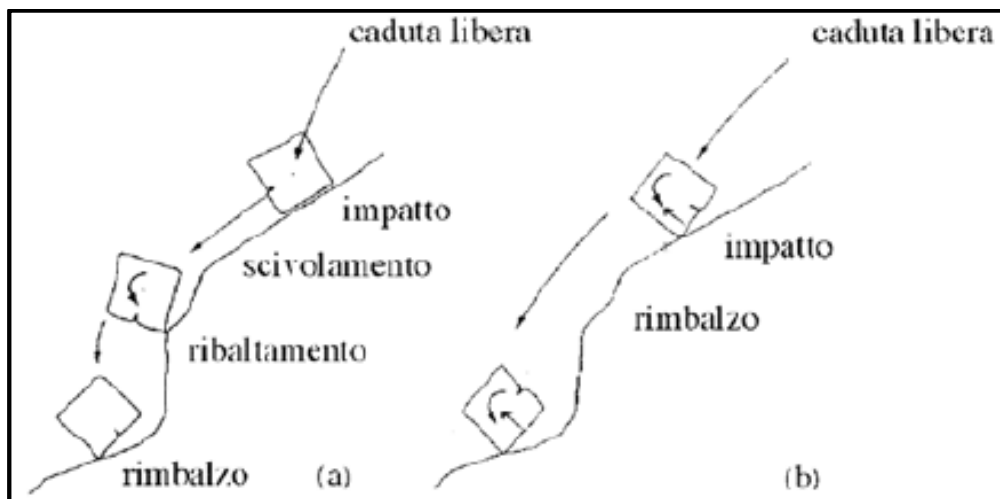
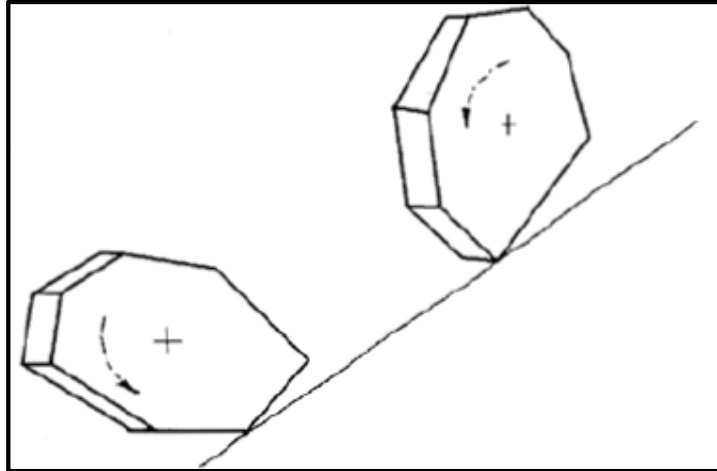


Fig. 20 : Tipo di movimento relativo alle condizioni d'impatto.

Forma e dimensioni dei blocchi (fig.12) determinano una differenza nel moto post-impatto. In altre parole, se il blocco impatta con una delle facce il moto più probabile è lo scivolamento, questo permane fin quanto



l'irregolarità della superficie topografica non induce un ribaltamento del blocco con una fase di caduta libera, se l'impatto avviene lungo uno spigolo allora il moto più probabile è il ribaltamento e successivo rotolamento;



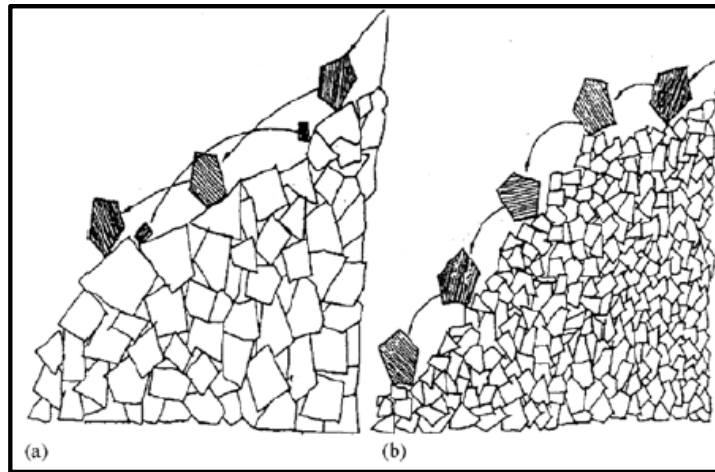
**Fig. 21 :** Tipica roccia a struttura scistosa che si frattura nell'impatto [da Giani, 1995]

Blocchi che si staccano da una massa rocciosa a struttura scistosa (fig.13), tendono a rompersi a seguito degli impatti lungo i piani di scistosità. A seguito di ciò si generano dei solidi di roccia a forma tabulare, il movimento di questi blocchi è molto efficiente poiché il moto avviene nel piano di maggiore inerzia del solido parallelo alla sezione verticale del movimento (simile al moto di una ruota di bicicletta). Osserviamo che tale circostanza si verifica solo se la velocità dei blocchi è sufficientemente elevata

#### ***Effetto della dimensione del blocco e rugosità del pendio***

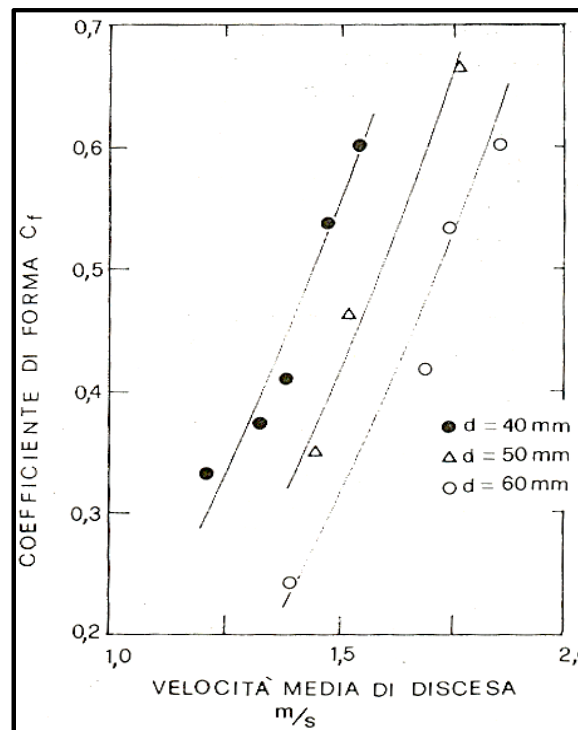
Prove effettuate su pendii coperti da materiali detritici portano risultati dipendenti dalla pezzatura del detrito (rugosità) e delle dimensioni dei blocchi (Giani,1992).

- 1. Il blocco ha volume maggiore di quello medio della pezzatura del detrito (fig.14b), si nota una maggiore perdita d'energia all'impatto ed il blocco tende a rotolare, se il pendio è molto rugoso ed il blocco ha forma irregolare il moto di rotolamento è combinato con piccoli rimbalzi (collisioni multiple);*
- 2. Il blocco ha volume inferiore a quello medio del detrito (fig.14a), il moto a rimbalzi predomina su quello di rotolamento. Inoltre si ha una grossa dispersione delle distribuzioni delle lunghezze percorse;*



**Fig. 22** : Percorsi lungo pendii detritici. a) La dimensione del blocco minore di quella media del detrito.  
b) La dimensione del blocco maggiore di quella media del detrito.

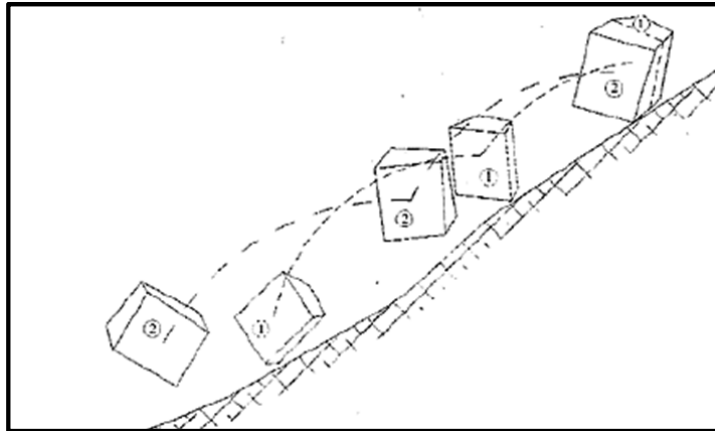
Le distanze percorse aumentano all'aumentare dei volumi dei corpi in movimento (fig.19), con velocità che sono direttamente proporzionali alle dimensioni e al coefficiente di forma (Fumagalli e Camponuovo, 1975).



**Fig. 23** : Percorsi lungo pendii detritici funzioni dei volumi e velocità (Fumagalli et.al, 1975)

### **Effetto della rottura del blocco**

Blocchi possono subire delle rotture negli impatti, soprattutto se il materiale affiorante è roccioso, e il blocco contiene delle discontinuità. Rotture locali si verificano anche nella fase di rotolamento (rottura di spigoli).



**Fig. 24** : Fratturazione del blocco a causa dell'impatto con la superficie del pendio (Giani, 1995)

Il fenomeno di rottura avviene con grande dispersione di energia, per cui i frammenti che si generano compiono in genere percorsi più brevi. In alcuni casi (fig.16), però la rottura può determinare solidi di forma tabulare che si possono disporre in una condizione di moto più efficiente di quella del blocco originario. Ciò accade in rocce distaccatesi da strutture scistose che all'impatto generano solidi di forma tabulare.

#### **Effetto dello scarring sul moto di scivolamento**

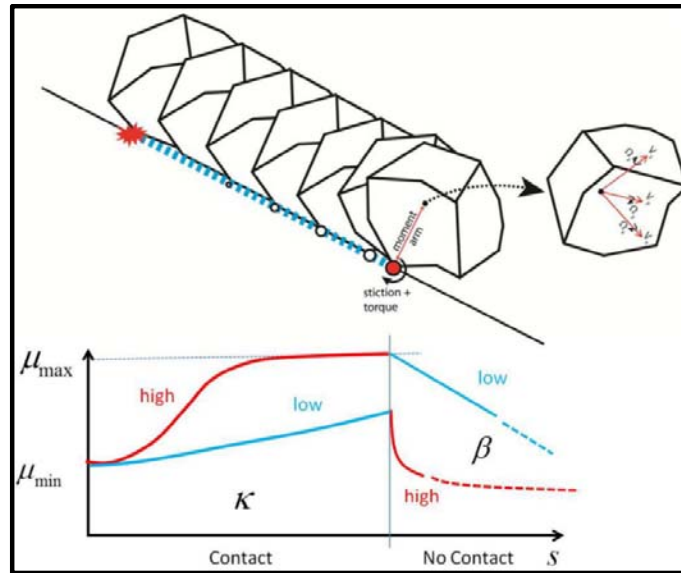
Le condizioni sono quelle di avere, grandi blocchi che nella fase d'impatto con terreni molto deformabili l'energia per innescare il fenomeno del rimbalzo è molto elevata rispetto allo scorrimento per attrito massimo attivato. La dipendenza del coefficiente di attrito in funzione della distanza percorsa (s) è:

$$\mu(s) = \mu_{\min} + \frac{2}{\pi} (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \arctan(Ks)$$

La distanza (s) di scorrimento è una variabile di transizione che ha un'evoluzione temporale. Fintanto che esiste un contatto attivo con la forza di contatto normale ( $n > 0$ ) tra terreno e blocco, la distanza aumenta tramite integrazione della velocità del centro di massa del blocco  $V_s$ .

L'attrito  $\mu(s)$  aumenta quindi con la distanza di scivolamento. Ci sono due parametri  $K$  e  $\beta$  che controllano il moto dell'attrito.

- Il parametro  $K$  (costante di proporzionalità dell'attrito a scorrimento) controlla quanto velocemente aumenta l'attrito da  $\mu_{\min}$  a  $\mu_{\max}$ .
- Il parametro  $\beta$  controlla quanto velocemente l'attrito viene rilasciato e il blocco non lascia la scia prodotta a terra (scarring).



**Fig. 25** : Effetto dell'attrito nel moto di scivolamento

Il parametro  $\beta$  è legato alla profondità di penetrazione della roccia nel terreno. Le profondità di penetrazione più grandi (materiali più morbidi) sono associati a valori  $\beta$  minori.

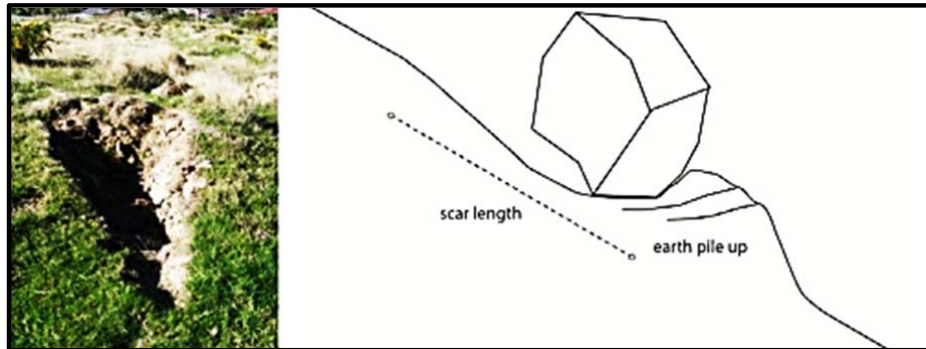
Se  $\beta$  è grande, l'attrito viene immediatamente rimosso quando la roccia si allontana dal suolo. Al contrario, quando  $\beta$  è piccolo, l'attrito scorrevole può agire, anche dopo che la roccia non è più in contatto con il suolo che deve riflettere il comportamento fisico che la roccia deve gradualmente superare il mucchio di materiale a terra davanti a esso.

	$\mu_{min}$	$\mu_{max}$	$\beta$ (s <sup>-1</sup> )	$K$ (m <sup>-2</sup> )	Ground drag	Characteristics
Snow	0.1	0.35	150	2	0.7	Snow-Gliding
Extra Soft	0.2	2	200	1	0.9	
Soft	0.25	2	185	1.25	0.8	
Medium Soft	0.3	2	175	1.5	0.7	
	$\mu_{min}$	$\mu_{max}$	$\beta$ (s <sup>-1</sup> )	$K$ (m <sup>-2</sup> )	Ground drag	Characteristics
Medium	0.35	2	150	2	0.6	
Medium hard	0.4	2	125	2.5	0.5	
Hard	0.55	2	100	3	0.4	
Extra hard	0.8	2	50	4	0.2	Bedrock

Viene introdotta un'ulteriore forza di trascinamento a scorrimento per rappresentare la deformazione viscoplastica che si verifica in terreni morbidi sotto l'impatto del blocco. Siamo nel campo delle grandi deformazioni viscoplastiche. Il materiale di substrato più duro crea il fenomeno di sgretolamento tra i granuli e il blocco con dissipazione di energia. La resistenza del terreno viscoplastica opposta al moto del blocco è data da:

$$F_V = -\frac{m}{2} \cdot C_V \cdot V_s^2$$

Essa agisce quando il blocco di roccia a contatto con il suolo ( $n > 0$ ) scivola lungo la superficie del terreno ( $s > 0$ ). La forza di trascinamento  $F_v$  è proporzionale al quadrato della velocità  $V_s$  e della massa del blocco  $m$ . Ciò vuol dire che blocchi in movimento più pesanti e più veloci trascinano i blocchi più piccoli a bassa velocità, mentre penetrano nella superficie del suolo (scarring). La forza di trascinamento è proporzionale all'energia cinetica totale del Blocco. Il coefficiente di trascinamento  $C_v$  varia con il tipo di substrato tra 0.0 (hard) ed 1.00 (soft).



*Fig. 26 : Effetto dell'attrito nel moto di scivolamento*

**Effetto Foresta/Vegetazione**

L'effetto della foresta sui percorsi e la cinematica dei massi può essere tenuta in conto in diversi modi, di cui il più semplice (RAMMS, ROCKFALL V6, etc.), la stessa è parametrizzata dall'altezza effettiva dello strato vegetale ( $Z_h$ ) e dal coefficiente di resistenza ( $\hat{C}_f$ ). Questi parametri sono definiti per ciascuna area forestale in funzione della densità così come riportato in tabella.

Forest type	Effective forest height ( $Z_h$ )(m)	Drag coefficient ( $\hat{C}_f$ )
Light forest	5	1000
Medium forest	5	1500
Dense forest	5	2000
Lake/River/Moor	5	50000

L'altezza effettiva dello strato vegetale è stimata approssimativamente corrispondente all'altezza della foresta, la stessa definirà lo spessore dello strato di trascinamento ( $Z_h$ ). Quando il centro di massa dei blocchi in caduta, si trova all'interno di tale strato, una forza resistente agisce su di esso (fig.18). Questa forza è linearmente proporzionale alla velocità del Blocco  $V_s$  e data da:

$$F_{df} = -C_f \cdot V_s$$

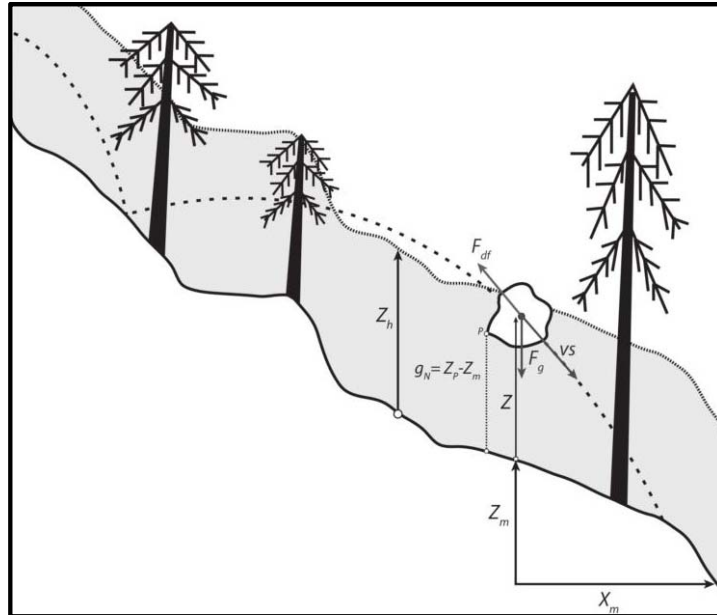


Fig. 27 : Interazione Blocco –Foresta

#### 4. METODI DI ANALISI DEL MOTO

##### 3.1. Generalità

Il problema della modellazione di caduta massi è oggetto di numerosi studi solo da questi ultimi 30-40 anni. Allo stato attuale della ricerca esistono modellazioni sia di tipo fisico che matematico

1. *La metodologia di tipo fisico è assai valida **ma molto onerosa dal punto di vista economico e poco adatta alla valutazione statistica del fenomeno.***
2. *Recentemente con lo sviluppo di potenti mezzi di calcolo automatico, i limiti menzionati per i modelli fisici sono stati superati con il ricorso a **modellazioni di tipo matematico.***
3. *Il ricorso a sperimentazioni in sito di caduta massi è una necessità indispensabile, sia per **determinare i parametri fisici** che controllano il problema e sia per la necessità di calibrare i **modelli matematici sulle risultanze sperimentali.***
4. *Il metodo d'analisi più efficace consiste nel far ricorso a modellazioni sia di tipo fisico sia matematico. In questo modo da un lato è possibile evidenziare **gli aspetti fenomenologici del problema**, dall'altro ricercare al meglio le **relazioni funzionali tra le grandezze fisiche** che intervengono nel fenomeno.*

I modelli matematici utilizzabili per la previsione del moto di caduta massi descrivono il comportamento di un singolo blocco che si muove lungo il versante. La validità di un modello, dipende:

1. *Sia dal modo in cui i diversi fenomeni fisici che si verificano durante il moto (caduta libera, impatto, rottura con generazioni di frammenti, rimbalzo, rotolamento e scivolamento) sono individuati e descritti in termini matematici;*
2. *sia dall'affidabilità dei parametri scelti per i modelli.*

La validità di un modello si effettua confrontando **le simulazioni in scala reale (prove in sito) con quelle numeriche svolte con il modello stesso.**

Le finalità che si propone un modello matematico sono quelle di determinare:

- *Possibili percorsi di caduta lungo il versante;*
- *Altezze delle traiettorie di caduta rispetto alla superficie del pendio, velocità ed energie assunte dai blocchi lungo la traiettoria;*
- *Massime distanze raggiunte dai massi e zone d'espansione a valle;*

Modellazioni tridimensionali richiedono al modello di descrivere la topografia completa della superficie del pendio, spesso è svolta quando il fenomeno si è già realizzato e i blocchi staccati hanno realizzato una vera e propria pista. In tal caso i blocchi che si staccheranno in fasi successive con buona probabilità la seguiranno. In questo caso la descrizione della topografia del pendio è meno onerosa poiché riguarda solo la pista creata dai blocchi.

Il problema tridimensionale (fig.20) viene nella maggior parte dei casi ricondotto con buon'approssimazione a piano, ciò si traduce innanzi tutto nella scelta della sezione verticale che accoglie tutti i percorsi di caduta. Nel caso in cui il problema è trattato piano, si possono fare delle correzioni per tener conto del fatto che i blocchi seguono il percorso che soddisfa la massima efficienza del moto, cambiando la direzione dei movimenti di caduta e rimbalzo in accordo con l'inclinazione locale del pendio o alle caratteristiche del materiale che costituiscono il pendio. Tale correzione comporta che:

- *I percorsi di caduta massi sono stabiliti a priori sulla planimetria del pendio in cui si sviluppano tenendo conto della posizione dei massi instabili, della morfologia del pendio della forma del masso etc.;*
- *I percorsi e le traiettorie di caduta sono approssimati in planimetria con spezzate a tratti rettilinei. Ciascun tratto di spezzata nello spazio tridimensionale è contenuto in un piano verticale;*
- *La cinematica del moto del baricentro dei massi viene studiata in un piano verticale, ottenuto sviluppando mediante rotazione i piani verticali contenenti i singoli tratti di spezzata;*

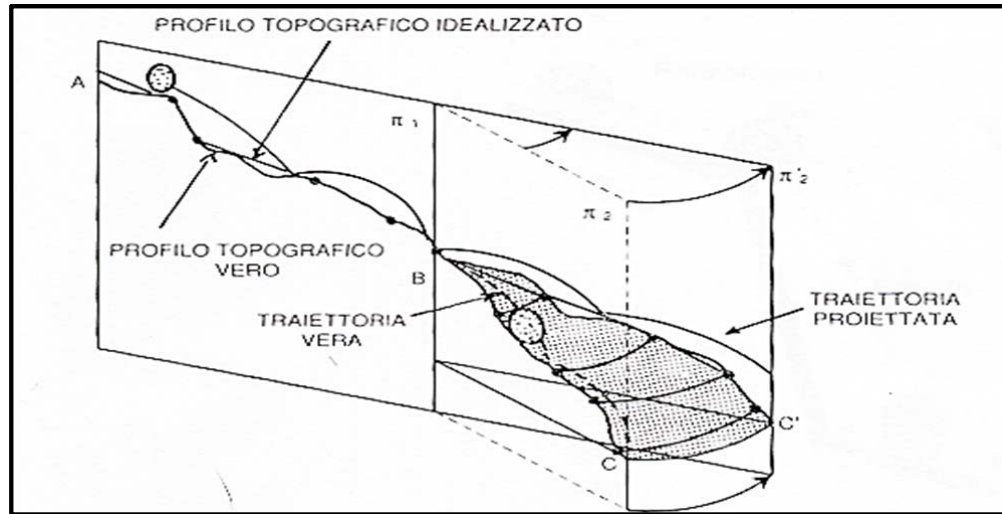


Fig. 28 : Traiettoria reale e sua proiezione su un piano verticale (da Bozzolo e Pamini 1986)

Per effettuare una modellazione matematica corretta è necessario evidenziare quali sono gli aspetti di un fenomeno di caduta massi. L'analisi sperimentale permette di individuare un'alternanza continua di fenomenologie distinte ciascuna con peculiari caratteristiche del moto (Giani, 1988):

- *Caduta libera;*
- *Urto e rimbalzo del blocco sulla superficie del pendio;*
- *Rotolamento;*
- *Scivolamento;*

Un modello per simulare in modo affidabile fenomeni di caduta massi deve essere in grado di descrivere con sufficiente approssimazione i quattro tipi di moto associati alle rispettive fasi. I più importanti problemi che riguardano la modellazione sono:

- *La scelta delle condizioni che determinano il passaggio da un tipo di moto ad un altro;*
- *La descrizione del comportamento del blocco durante l'impatto;*
- *La rottura del blocco in più frammenti;*

Può essere possibile che il passaggio da movimento ad un altro non avviene istantaneamente, potendo coesistere due moti simultaneamente (esempio rotolamento e scivolamento).

I modelli di calcolo noti in letteratura si differenziano per il modo in cui sono schematizzati:

- *La geometria del blocco;*
- *La morfologia del versante;*
- *Il fenomeno d'impatto e le condizioni di transizioni tra tipi di movimento;*

Tali modelli si suddividono in tre grandi categorie:

- *Metodi analitici;*
- *Metodi numerici;*



- *Metodi empirici;*

A loro volta i modelli analitici si suddividono in:

- **Modelli Lumped Mass:** *il blocco è assimilato come punto materiale coincidente con il suo centro in cui è concentrata la massa (Piteau, 1977; Hungr & Evans, 1988; Scioldo, 1990);*
- **Modelli di corpo rigido:** *il blocco è schematizzato come corpo rigido durante tutte le fasi del moto, la cui dinamica è studiata integrando le equazioni del moto dei corpi rigidi (Falcetta, 1985 ; Descouders & Zimmermann, 1987);*
- **Modelli ibridi:** *il blocco è schematizzato come corpo rigido o come punto materiale con caratteristiche differenziate, a seconda della fase del moto che si considera (Bozzolo & Pamini, 1986; Azzoni, 1985; Pfeiffer & Bowen, 1989, Falcetta, 1984, etc.);*

### 3.2. Lumped Mass

I metodi che considerano il blocco come punto materiale dotato di massa  $m$  e velocità  $v$  sono definiti **LUMPED MASS**. Le ipotesi fondamentali di tali metodi sono:

- *Il blocco è considerato come punto materiale dotato di sola massa concentrata nel centro di massa del blocco (trascurando il moto attorno al centro di massa);*
- *Il punto in aria si muove secondo una traiettoria balistica (traiettoria parabolica) e la resistenza all'aria è trascurata;*
- *Il fenomeno d'impatto è studiato con riferimento al principio di conservazione della quantità di moto tramite i coefficienti di restituzione (semplice, normale e tangenziale);*
- *Il fenomeno di rotolamento e scivolamento viene studiato con riferimento a corpi di forma assegnata (sferica, cilindrica etc.) trascurando il moto di rotazione del corpo, in presenza di attrito al rotolamento e allo scivolamento;*

Modellazioni di tale tipo si differenziano in base alle condizioni di transizioni tra tipi di movimento, alla presenza o meno di tutti i tipi di moto, se bidimensionale o tridimensionale (Scioldo, 1990). Si riportano le espressioni analitiche che modellano ogni fase del moto:

**Fase iniziale del moto:** la fase iniziale del moto consiste nell'assegnare le condizioni iniziali del moto ed il tipo di cinematismo iniziale.

- *Punto di distacco ( $x_0, y_0$ );*
- *Condizioni cinematiche iniziali ( $v_0$ );*
- *Tipo di cinematismo iniziale (scivolamento, caduta libera, traiettoria, rotolamento ossia  $\alpha_0$ );*

**Fase di scivolamento:** la fase di scivolamento viene modellata con riferimento ad un corpo rigido che scivola lungo un piano inclinato in presenza di attrito dinamico allo scivolamento. Le grandezze cinematiche del moto sono rappresentate in fig.21

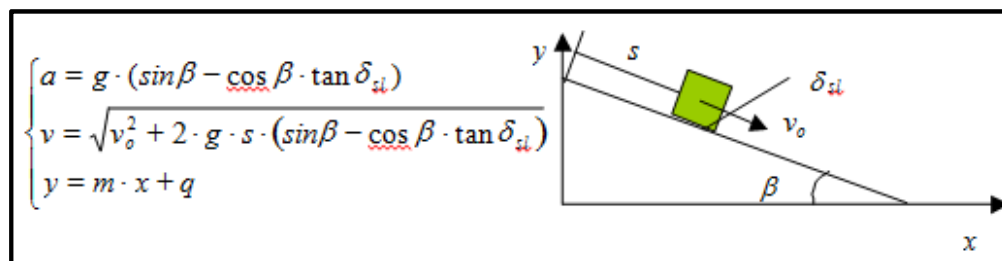


Fig. 29 : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di scivolamento secondo lo sliding rock block model

**Fase di rotolamento:** la fase di rotolamento è modellata facendo riferimento ad un criterio di rotolamento convenzionale dedotto dalla cinematica rotazionale del corpo rigido. Le grandezze cinematiche del moto sono rappresentate in fig.22.

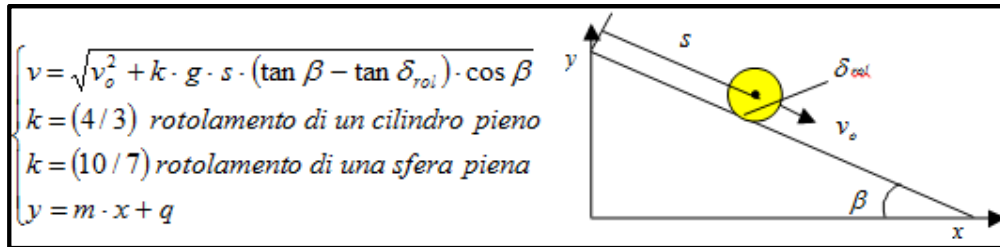


Fig. 30 : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di rotolamento

**Fase di caduta libera:** la fase di caduta libera è modellata facendo riferimento alla caduta di un grave nel vuoto trascurando dunque la resistenza dell'aria (traiettoria parabolica) e facendo riferimento al solo moto del centro di massa del blocco. Le grandezze cinematiche del moto sono rappresentate in fig.23.

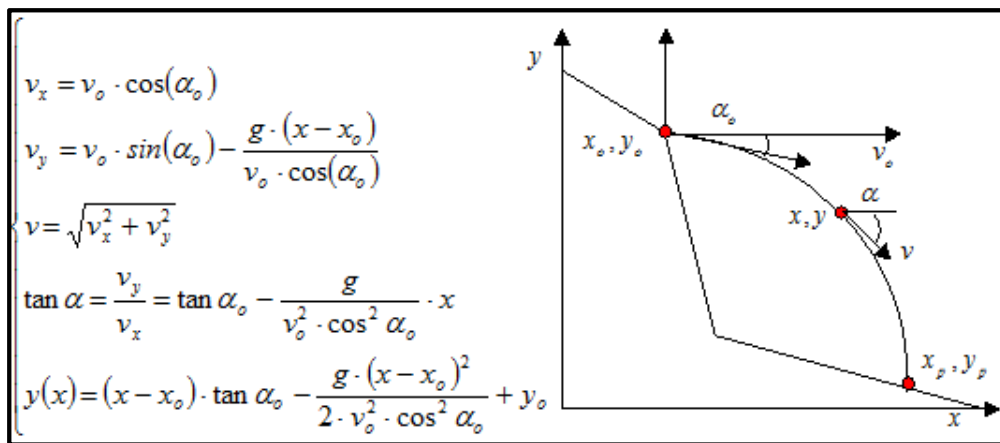


Fig. 31 : Grandezze cinematiche del blocco durante la fase di caduta libera

**Fase d'impatto e rimbalzo:** il fenomeno d'impatto con tale metodologia è studiato facendo riferimento ai principi di conservazione della quantità di moto tramite i coefficienti di restituzione dell'energia semplice  $k$  oppure nelle sue componenti normali  $k_n$  e tangenziale  $k_t$ . Il fenomeno di rimbalzo del blocco invece è modellato come una caduta libera una volta determinata velocità e angolo di rimbalzo. Con riferimento alla figura.24 abbiamo:

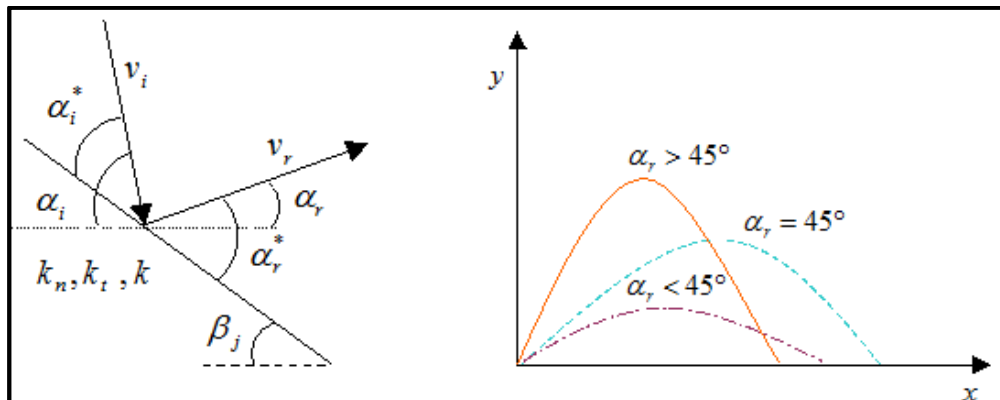


Fig. 32 : Descrizione e grandezze cinematiche del blocco durante la fase d'impatto

Utilizzando il coefficiente  $k$  si ha:

$$v_r = k \cdot v_i \quad \alpha_r = \alpha_i \quad \text{oppure} \quad \alpha_r = 45^\circ;$$

Utilizzando i coefficienti  $kn$  e  $kt$  si ha:

$$v_r = \sqrt{v_{nr}^2 + v_{tr}^2} \quad \tan(\alpha_r) = \frac{v_{nr}}{v_{tr}} \quad \alpha_r^* = \alpha_r - \beta_j;$$

Dove:

$$\begin{cases} v_i = v(x_p) \\ v_{xi} = v_x(x_p) \\ v_{yi} = v_y(x_p) \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_i = a \tan \alpha(x_p) \\ \alpha_i^* = \alpha_i - \beta_j \end{cases} \quad \begin{cases} v_{ni} = -v_i \cdot \sin(\alpha_i^*) \\ v_{ti} = v_i \cdot \cos(\alpha_i^*) \end{cases}$$
  

$$\begin{cases} v_{nr} = -k_n \cdot v_{ni} \\ v_{tr} = k_t \cdot v_{ti} \end{cases} \quad \begin{cases} v_{yr} = v_r \cdot \sin(\alpha_r^* - \beta_j) \\ v_{xr} = v_r \cdot \cos(\alpha_r^* - \beta_j) \end{cases}$$

**Condizioni di transizione tra tipi di movimento:** tra le condizioni di transizione tra tipi di movimento possiamo avere:

- *Passaggio tra rotolamento o scivolamento a caduta libera (e viceversa) per brusca variazione della superficie topografica;*
- *Passaggio post-impatto tra moto a rimbalzi a quello di rotolamento o scivolamento;*
- *Arresto del blocco;*

La prima condizione è impostata confrontando l'angolo compreso tra il prolungamento del segmento generico  $i$ -esimo ed il suo successivo (variazione di pendenza del profilo topografico) con un valore limite di distacco del blocco dal pendio:

$$\Delta \beta = \beta_j - \beta_{j-1} \leq \alpha_{lim}$$

Se è verificata la disequazione di cui sopra il **moto è di rotolamento o scivolamento**, altrimenti il moto è di **caduta libera**. Le condizioni iniziali sono quelle **finali del tratto precedente**.

La seconda condizione è impostata tramite due approcci differenti:

- **Piteau e Clayton (1977)** controllano l'angolo di rimbalzo dopo l'impatto con la seguente condizione:

$$\alpha_r^* \cong 0 \quad e \quad v_r > v_{lim}$$

Se è verificata la disequazione allora il moto post-impatto è un moto di rotolamento con,  $v_0=vr$ , altrimenti il moto è un rimbalzo con,  $v_0=vr$  e  $\alpha_0=\alpha r$

- **Hungr ed Evans (1989)** applicano il principio di massima efficienza del moto (il moto post-impatto è il più efficiente, ossia il moto che determina la minore perdita di energia per unità di percorso):

$$\left(\frac{\Delta E}{\Delta l}\right)_{\text{rimbalzo}} = \frac{v_i^2}{2 \cdot g} \cdot \left( \frac{k_t^2 + k_n^2 \cdot \tan^2(\alpha_i) - 1}{1 + \tan^2(\alpha_i)} - 1 \right) < \left(\frac{\Delta E}{\Delta l}\right)_{\text{rotolamento}} = \delta_{\text{rot}}$$

Il primo e secondo termine rappresentano rispettivamente la perdita di energia cinetica specifica nel moto a rimbalzi e nel moto di rotolamento. Se è verificata la diseuguaglianza allora il moto post-impatto è un rimbalzo, altrimenti è un rotolamento.

La terza condizione può verificarsi in due circostanze diverse:

- *arresto nell'impatto:*

$$v_r \leq v_{\text{lim}}$$

Se verificata allora **si ha l'arresto nel punto d'impatto.**

- *arresto per attrito:*

$$v = 0$$

Se verificata allora si ha **l'arresto per attrito lungo il tratto di pendio interessato.** Inoltre possiamo osservare che:

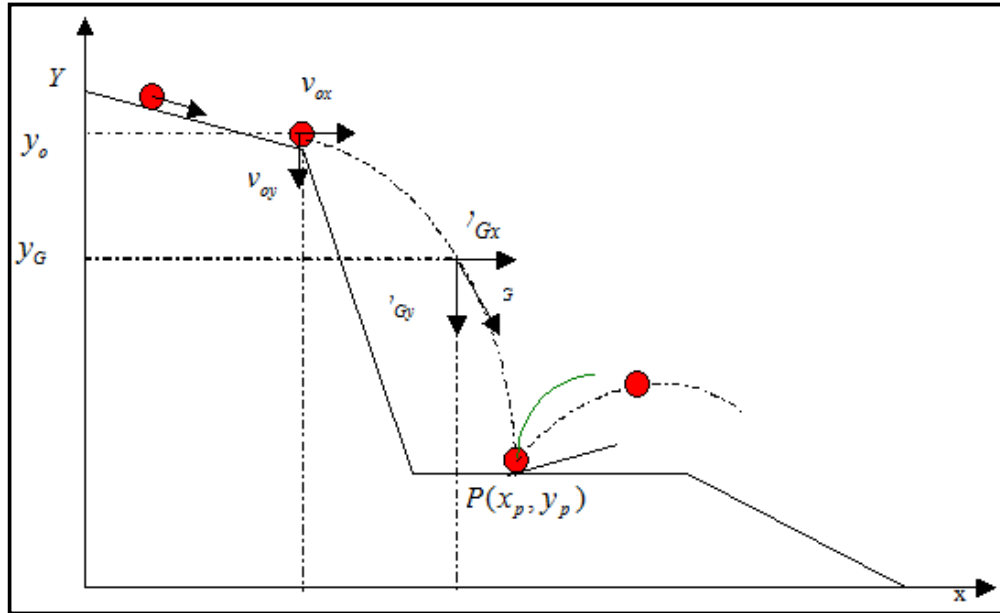
- *l'arresto nel punto d'impatto può aversi nel punto d'impatto principale se il **comportamento del materiale è prevalentemente plastico**, oppure in **impatti successivi**;*
- *l'arresto per attrito può verificarsi in corrispondenza di **una fase di rotolamento o scivolamento**, se il blocco è in una **fase di moto decelerato** ed il **tratto di pendio è abbastanza lungo**;*

### 3.3. CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program)

Il CRSP è un modello matematico statistico messo a punto da Pfeiffer e Bowen, allo scopo di simulare la caduta di massi aventi forma a sezione circolare nel piano verticale del movimento (sfere, dischi, cilindri). Tale modello aggiunge ulteriori parametri che condizionano il moto dei blocchi rispetto ai Lumped-mass, quali forma e dimensioni del blocco e la rugosità del pendio. Il modello è statistico, la rugosità è variabile aleatoria. Le ipotesi fondamentali sono:

- **Modello ibrido:** *considera il corpo come rigido (a sezione circolare) nelle fasi di caduta libera (rimbalzo) e di roto-scivolamento e come punto materiale nella determinazione del punto d'impatto.*
- **Modello bidimensionale:** *come gli altri modelli anch'esso descrive il moto nel piano ipotizzando le traiettorie più probabili in base alle posizioni dei blocchi e alla topografia e morfologia locale del pendio;*
- **Fase di caduta libera:** *nella fase di caduta libera il blocco è considerato come corpo rigido piano a sezione circolare (disco, cilindro, sfera);*
- **Fase d'impatto:** *nella fase d'impatto il corpo è sempre considerato rigido, però il fenomeno è studiato considerando ulteriori parametri relativi al pendio (la rugosità) e ai blocchi (dimensioni e forma). Il modello assume che l'angolo formato tra la direzione del blocco e il profilo del pendio varia secondo una statistica che deve essere definito per ogni caso analizzato. Il fenomeno d'impatto è studiato utilizzando il principio di conservazione dell'energia totale;*
- **Fase di rotolamento e scivolamento:** *nella fase di rotolamento o scivolamento il corpo è considerato rigido. Tale fase è modellata trattando il rotolamento come una serie di piccoli rimbalzi (per tenere in conto della rugosità del pendio).*

**Fase di caduta libera:** Con riferimento alla fig.25 vengono applicate le seguenti equazioni:



**Fig. 33** : Grandezze cinematiche del moto durante la fase di caduta libera (modello CRSP)

$$\left\{ \begin{array}{l}
 y_G = y_o + \frac{v_{oy}}{v_{ox}} \cdot (x_G - x_o) - \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{(x_G - x_o)^2}{v_{ox}^2} \\
 \tan \alpha = \frac{v_{Gy}}{v_{Gx}} = \frac{v_{oy}}{v_{ox}} - g \cdot \frac{(x_G - x_o)}{v_{ox}^2} \\
 v_{Gx} = v_{ox} \\
 v_{Gy} = v_{oy} - \frac{g \cdot (x_G - x_o)}{v_{ox}} \\
 v_G = \sqrt{v_{Gx}^2 + v_{Gy}^2}
 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l}
 \omega(t) = \omega_o = \cos t \\
 \theta(t) = \theta_o + \omega_o \cdot t \\
 \theta(x_G) = \theta_o + \omega_o \cdot \frac{(x_G - x_o)}{v_{ox}}
 \end{array} \right.$$

**Punto d'impatto:** per la determinazione del punto d'impatto si applicano le equazioni valide per i Lumped mass, da cui si ricavano le coordinate del punto P(X<sub>p</sub>,Y<sub>p</sub>).

**Fase d'impatto:** con riferimento alla fig.26 il fenomeno d'impatto è modellato utilizzando ulteriori parametri oltre i coefficienti di restituzione normale e tangenziale, quali la rugosità del pendio e la dimensione dei blocchi. Il modello CRSP assume che l'angolo formato tra la direzione del blocco ed il profilo locale del pendio varia con una statistica che deve essere definita per ogni caso analizzato.

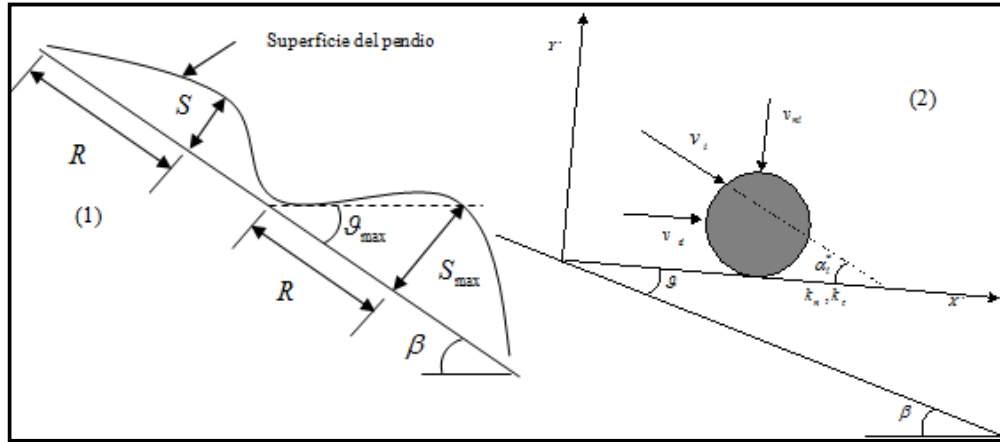


Fig. 34 : Influenza della rugosità del pendio sul percorso del blocco[da Pfeiffer e Bowen,1989].

1) situazione reale; 2) schematizzazione semplificata per il calcolo del moto

Ad ogni impatto l'inclinazione del profilo del pendio è fatta variare casualmente in un campo di valori compresi tra 0 e  $\theta_{MAX}$ , dove il valore di  $\theta_{MAX}$  dipende dalla rugosità del pendio e dalla dimensione dei blocchi tramite la seguente relazione e deve essere dato per ogni tratto del profilo del pendio:

$$\tan \theta_{max} = \frac{S_{max}}{R}$$

Con il modello CRSP l'impatto è studiato applicando il principio di conservazione dell'energia totale, tenendo conto tramite espressioni semi-empiriche dell'energia dissipata nell'urto tra blocco e pendio

$$\left( \frac{1}{2} \cdot I_G \cdot \omega_i^2 + \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_{ii}^2 \right) \cdot f(F) \cdot SF = \frac{1}{2} \cdot I_G \cdot \omega_r^2 + \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_{rr}^2$$

dove:

$$v_{ii} = v_{Gi} \cdot \cos(\alpha_i^* = \alpha_i - \beta + \theta)$$

$$v_{ni} = v_{Gi} \cdot \sin(\alpha_i^* = \alpha_i - \beta + \theta)$$

$$f(F) = k_t + \frac{(1 - k_t)}{\left\{ \left[ \frac{(v_{ii} - \omega_i \cdot R)}{20} \right]^2 + 1.2 \right\}}$$

$$SF = \frac{k_t}{\left\{ \left[ \frac{v_{ni}}{250 \cdot k_n} \right]^2 + 1 \right\}}$$

I termini **f(F)** e **SF** sono stati ricavati sperimentalmente tramite espressioni empiriche, valutando le perdite d'energia cinetica nell'impatto tra blocco e pendio a causa dell'attrito e dell'urto. L'attrito riguarda principalmente la dissipazione dell'energia cinetica prodotta dalla velocità tangenziale, l'urto quella prodotta dalla velocità normale al pendio. Inoltre per rendere il problema determinato s'ipotizzano le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} v_{rr} = \omega_r \cdot R \\ v_{nr} = \frac{v_{ni} \cdot k_n}{1 + \left( \frac{v_{ni}}{9} \right)^2} \end{cases}$$



dove:

- *La prima esprime la relazione tra velocità tangenziale e angolare post impatto (assume che i blocchi abbandonano il pendio ruotando indipendentemente dalla velocità angolare pre- impatto);*
- *Nella seconda la velocità normale post-impatto è messa in relazione con quella pre-impatto tramite un'espressione empirica che tiene conto del fatto verificato sperimentalmente, che il rapporto tra la velocità normale post e pre-impatto diminuisce all'aumentare della velocità normale pre impatto;*

**Fase di rimbalzo:** Nella fase di rimbalzo vengono applicate le equazioni della caduta libera una volta calcolati i parametri cinematici post- impatto (velocità del centro di massa, angolo di rimbalzo e velocità angolare). Si applicano le equazioni con:

$$\left\{ \begin{array}{l} x_o = x_p \\ y_o = y_p \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} v_{ox} = v_r \cdot \cos \alpha_r \\ v_{oy} = v_r \cdot \sin \alpha_r \\ \omega_o = \omega_r \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_r = \alpha_r^* + \vartheta - \beta \\ v_r = \sqrt{v_{tr}^2 + v_{nr}^2} \\ \alpha_r^* = a \tan \left( \frac{v_{nr}}{v_{tr}} \right) \end{array} \right.$$

**Fase di rotolamento:** il rotolamento del masso per tenere conto dell'effetto della rugosità del pendio (il moto di rotolamento reale a causa della rugosità del pendio e dell'irregolarità del blocco risulta un moto rotazioni aeree e brevi collisioni multiple) viene modellato come una serie di piccoli rimbalzi. Facendo in questo modo si tiene conto dell'energia cinetica dissipata nelle collisioni multiple tra blocco e pendio. Per cui si applicano sempre le equazioni del modello Lumped Mass con l'unica variante:

$$\alpha_r = \vartheta - \beta$$

**Condizioni di transizione tra tipi di movimento:**

Passaggio da moto a rimbalzi a rotoscivolamento:

- *Ad ogni impatto con un processo d'iterazione si calcola il tempo trascorso tra un rimbalzo ed il successivo;*
- *Noto tale tempo si può determinare la posizione relativa alla nuova posizione d'impatto e quindi la distanza orizzontale tra due impatti;*
- *Se la distanza tra due rimbalzi è inferiore al raggio del blocco considerato il moto post-impatto è di rotolamento o di scivolamento, altrimenti è un rimbalzo;*

Arresto del blocco;

- *Se  $v_r < v_{lim}$  allora si ha l'arresto nel punto d'impatto. Tale condizione per le ipotesi fatte si utilizza anche nella fase di rotolamento;*

**Osservazioni sul CRSP:** il modello CRSP fa un passo in avanti nella modellazione matematica del problema di caduta massi, in quanto permette di portare in conto due parametri che influenzano il moto dei blocchi,

quali la rugosità del pendio e la dimensione e forma dei blocchi, l’effetto che provocano ad ogni impatto sul moto, ed inoltre permettono di simulare più realisticamente il fenomeno del rotolamento.

### 3.4. SASS & MASSI (Bozzolo e Pamini) CADMA (Azzoni et.al)

**CADMA** è un modello matematico di simulazione di caduta massi messo a punto da alcuni ricercatori dell’ISMES (Azzoni & La Barbera, 1995) di Bergamo in collaborazione con ricercatori dell’ENEL CRIS di Milano intorno agli anni 90. Con tale modello si fa un passo in avanti nella modellazione, in quanto si riesce a tenere in conto in qualche modo dell’influenza della forma e dimensioni dei blocchi sul percorso dei blocchi e sulle grandezze cinematiche (velocità, energia, etc.).

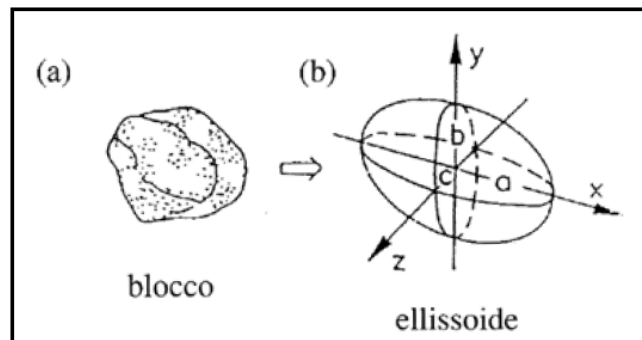


Fig. 35 : a) Blocco reale b) blocco idealizzato [da Bozzolo et.al1988].

Le ipotesi fondamentali del metodo sono:

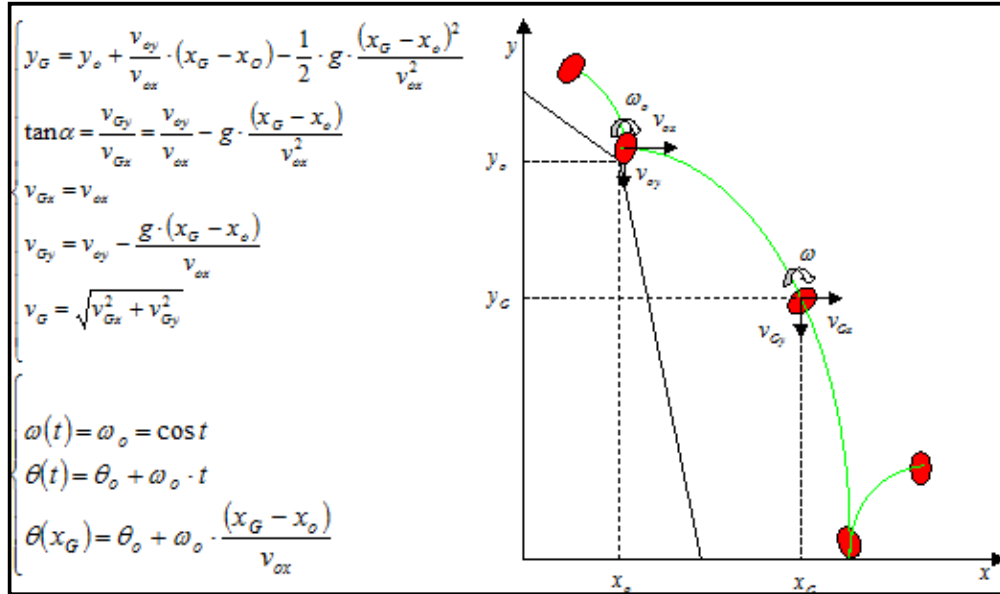
- **Modello ibrido:** il moto del corpo è assunto come corpo rigido in alcune fasi del moto e come punto materiale in altre;
- **Modello bidimensionale:** i percorsi dei blocchi sono stabiliti a priori sulla planimetria (tenendo conto delle zone di distacco della topografia e della morfologia del pendio);
- **Impatto:** i blocchi all’impatto sono considerati come corpi rigidi di forma ellissoidica (la sezione del blocco è un’ellisse di semiassi  $a$  e  $b$ ), inoltre il blocco mantiene inalterato il volume dopo l’urto, escludendo fenomeni di rottura. Inoltre s’ipotizza che la zona di contatto blocco pendio è considerata puntiforme e che tale punto diventa centro d’istantanea rotazione;
- **Fase di caduta libera:** in tale fase il blocco è considerato come corpo rigido di forma ellissoidica o sferica, mentre nella determinazione del punto d’impatto è schematizzato come punto materiale;
- **Fase di rotolamento e scivolamento:** nella fase di rotolamento o scivolamento il blocco è schematizzato come corpo rigido a sezione circolare (sfera, cilindro, disco) che ruota in presenza di attrito al rotolamento o allo scivolamento;

**Analisi statistica:** siccome tutte le grandezze utilizzate dal modello hanno variabilità infinita e casuale, viene affiancato al metodo Monte Carlo considerando aleatorie le seguenti variabili:

- Forma e dimensioni del masso;

- *Inclinazione locale del pendio all’impatto (effetto della rugosità sul moto post-impatto);*
- *Punto di distacco e angolo di lancio.*

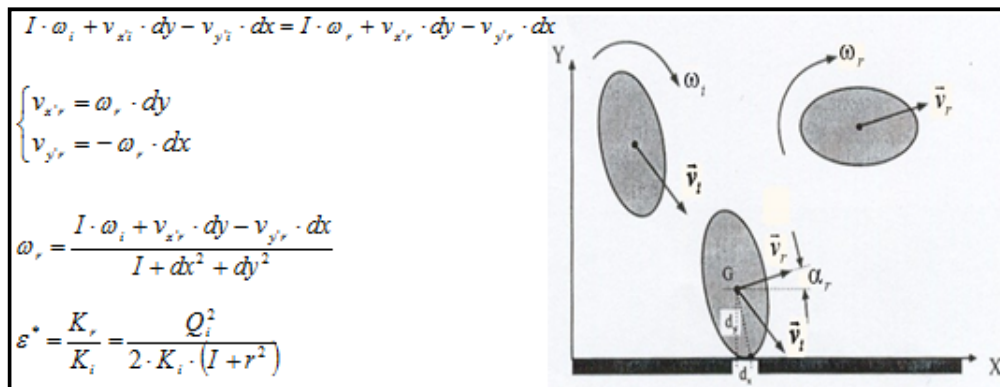
**Fase di caduta libera:** con riferimento alla fig.28 viene trattata la fase:



**Fig. 36 :** Grandezze cinematiche del moto durante la fase di caduta libera caduta libera (metodo CADMA)

**Punto d’impatto:** per la determinazione del punto d’impatto si applicano le equazioni valide per i Lumped mass, da cui si ricavano le coordinate del punto P(X<sub>p</sub>,Y<sub>p</sub>).

**Fase d’impatto:** con riferimento alle ipotesi fatte e ricordando che in fenomeno d’urto le forze interne sono preponderanti rispetto a quelle esterne (gravità, attrito) e siccome le prime si esplicano nella zona di contatto (considerata puntiforme), allora il fenomeno d’impatto può essere studiato applicando il principio di conservazione del momento angolare. Con riferimento alla fig.29 abbiamo:



**Fig. 37 :** Schematizzazione del blocco all’impatto [da Azzoni ed altri, 1996]

dove:

$$K_r = \frac{1}{2} \cdot (I \cdot \omega_r^2 + v_{x'r}^2 + v_{y'r}^2) \quad K_i = \frac{1}{2} \cdot (I \cdot \omega_i^2 + v_{x'i}^2 + v_{y'i}^2) \quad Q_i = I \cdot \omega_i + v_{x'i} \cdot dy - v_{y'i} \cdot dx$$

$$dx = x_G - x_P \quad dy = y_G - y_P \quad r = \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

Potrebbe però essere che i valori di  $\varepsilon^*$  così calcolati, possono essere elevati rispetto alle evidenze sperimentale (non validità del principio di conservazione del momento angolare). In questo caso si assegna ad ogni tratto di pendio un limite superiore del coefficiente di restituzione dell’energia  $\varepsilon_{MAX}^*$  a determinare sperimentalmente. Per cui abbiamo:

- Se  $\varepsilon^* < \varepsilon_{MAX}^*$  si conserva il momento angolare ,per cui si applicano per calcolare le grandezze cinematiche post-impatto (velocità di traslazione, di rotazione e l’energia cinetica etc.) le equazioni precedenti;
- Se  $\varepsilon^* \geq \varepsilon_{MAX}^*$  il momento angolare non è conservato, per cui si assume  $\varepsilon^* = \varepsilon_{MAX}^*$  come limite superiore, ma mantenendo ancora come ipotesi che il punto d’impatto rimane centro d’istantanea rotazione abbiamo:

$$K_r = \varepsilon_{max}^* \cdot K_i \quad \omega_r = \sqrt{\frac{2 \cdot \varepsilon_{max}^* \cdot K_i}{I + r^2}}$$

per calcolare la velocità del centro di massa si applicano le stesse equazioni in virtù dell’ipotesi mantenuta precedentemente.

**Fase di rotolamento e scivolamento:** Con riferimento alla fig.30 e alle ipotesi fatte abbiamo:

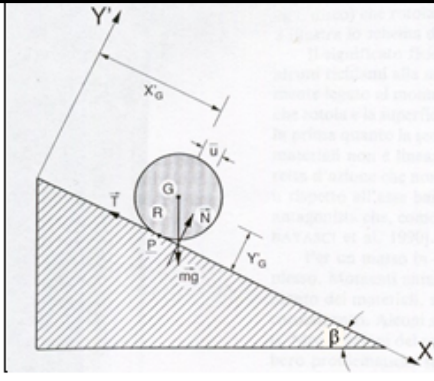
$$\begin{cases} N - m \cdot g \cdot \cos(\beta) = 0 \\ m \cdot g \cdot \sin(\beta) - T = m \cdot \ddot{x}_G \\ T \cdot R - N \cdot \bar{u} = I_G \cdot \ddot{\theta} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T = \frac{I_G}{R^2} \cdot \ddot{x}_G + N \cdot \frac{\bar{u}}{R} \\ N = m \cdot g \cdot \cos(\beta) \\ \ddot{\theta} = \frac{\ddot{x}_G}{R} \end{cases}$$

$$\ddot{x}_G = a_G = A \cdot g \cdot \cos(\beta) \cdot (\tan \beta - \tan \delta_{rot})$$

$$\begin{cases} A = \frac{m}{m + \frac{I_G}{R^2}} \\ \delta_{rot} = \frac{\bar{u}}{R} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dot{x}_G = v_G = A \cdot g \cdot \cos(\beta) \cdot (\tan \beta - \tan \delta_{rot}) \cdot t + \dot{x}_{G0} \\ x_G = \frac{1}{2} \cdot A \cdot g \cdot \cos(\beta) \cdot (\tan \beta - \tan \delta_{rot}) \cdot t^2 + \dot{x}_{G0} \cdot t + x_{G0} \end{cases}$$

$$\begin{cases} v_{ox} = v_{xr} \\ v_{oy} = v_{yr} \\ \omega_o = \omega_r \end{cases}$$



$$t = \frac{\dot{x}_G - \dot{x}_{G0}}{A \cdot g \cdot \cos(\beta) \cdot (\tan \beta - \tan \delta_{rot})}$$

$$x_G = \sqrt{\dot{x}_{G0}^2 + 2 \cdot g \cdot A \cdot \cos(\beta) \cdot (\tan \beta - \tan \delta_{rot}) \cdot (x_G - x_{G0})}$$

$$\tan \delta_{rot} = \tan \beta - \frac{\dot{x}_G^2 - \dot{x}_{G0}^2}{2 \cdot g \cdot A \cdot (x_G - x_{G0})}$$

$$K = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{x}_G^2 + \frac{1}{2} \cdot I_G \cdot \dot{\theta}^2$$

Fig. 38 : Schematizzazione del blocco nella fase di rotolamento e grandezze cinematiche [da Azzoni, 1995]

**Fase di rotolamento e scivolamento:** Osserviamo come dalle 30 la velocità del blocco (traslazione e di rotazione) dipende oltre che dalla geometria e dai parametri fisici del pendio, anche dalla forma del corpo tramite il fattore. Possiamo ricavare dalle 30 la formula del coefficiente d'attrito al rotolamento, utile da sfruttare per l'interpretazione dei risultati ottenuti da prove in sito.

**Fase di rimbalzo:** nella fase di rimbalzo vengono applicate le equazioni della caduta libera una volta calcolati i parametri cinematici post-impatto. Si applicano le stesse equazioni.

$$\begin{cases} x_o = x_p \\ y_o = y_p \end{cases} \quad \begin{cases} v_{ox} = v_{xr} \\ v_{oy} = v_{yr} \\ \omega_o = \omega_r \end{cases}$$

**Condizioni di transizione tra tipi di movimenti:** Con riferimento alla figura 31, abbiamo:

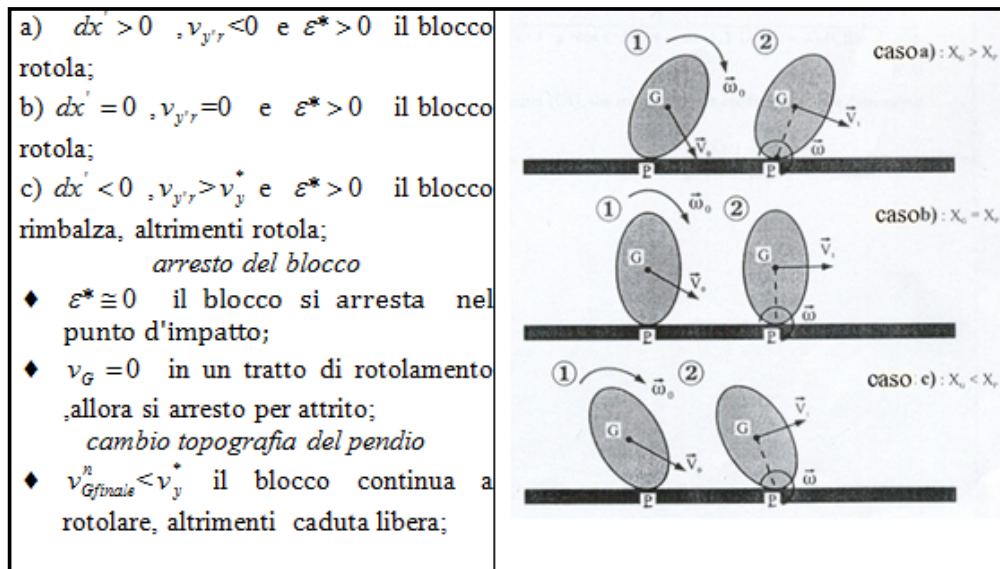


Fig. 39 : Condizioni di transizione tra tipi di movimenti e differenti tipologie di moto post-impatto[da Azzoni ed altri,1995]

### 3.5. BRGM & RIGID BODY BLOCK

L'utilizzo di una modellazione basata sul punto materiale o di blocchi di forma assegnata (sfera, cilindro, ellissoide, forme non reali del massa) non permette di considerare l'influenza che ha la forma e le dimensioni reali dei blocchi sui percorsi di caduta e sulle grandezze cinematiche del moto (velocità, altezze di rimbalzo, punti d'arresto etc.).

Il modello **BRGM** è stato messo a punto da alcuni ricercatori Francesi (Falcetta et al., 1984). Il calcolo delle traiettorie è basato sull'algorithmo di Cundall (DEM) in una forma semplificata. Rispetto agli altri modelli precedenti, analizza il fenomeno d'impatto in maniera più rigorosa utilizzando un legame tensioni deformazioni per il pendio secondo il tipo di materiale (roccia, detrito etc.) e del comportamento meccanico (elastico, elastoplastico, plastico). I vantaggi ottenuti con questo modello sono:

- Il blocco è considerato nella sua forma reale avente la propria inerzia;

- È possibile calcolare forze di contatto impulsive e le deformazioni nella zona d'impatto;
- Lo schema di calcolo è unico e i tipi di movimento possono essere qualsiasi (scivolamento, scivolamento e ribaltamento, rotolamento con collisioni multiple, etc.).

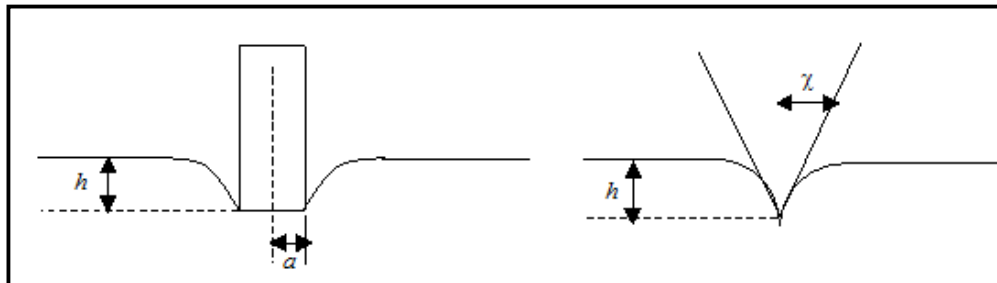
Le ipotesi fondamentali del modello sono:

- Il blocco è considerato come un poligono definito dai suoi vertici, omogeneo e indeformabile (rigido);
- Il profilo del pendio è rappresentato da una successione di segmenti rettilinei;
- Il modello è bidimensionale;
- Il fenomeno d'impatto è studiato ipotizzando un legame forza-spostamento assegnato, dipendente dal comportamento del materiale del pendio (elastico, elastoplastico, plastico) e dal tipo d'impatto blocco-pendio (spigolo, faccia);
- Nella fase di caduta libera la resistenza all'aria è trascurata.

Il movimento del blocco è descritto dalle equazioni della meccanica del corpo rigido in moto piano. L'integrazione delle equazioni del moto è fatta passo, passo scegliendo intervalli di tempo piccoli (per avere una soluzione stabile) una volta note le forze applicate sul blocco. Il modello considera sia gli aspetti cinematici (legge del movimento) sia dinamici (legge forza-spostamento).

$$\left\{ \sum_{i=1}^{i=n} Fx_i = m \cdot \ddot{X}_G \right. \left\{ \sum_{i=1}^{i=n} Fy_i = m \cdot \ddot{Y}_G \right. \left\{ \sum_{i=1}^{i=n} M_{Gi} = I \cdot \ddot{\theta}_G$$

Con tale approccio, il fenomeno d'impatto è studiato tramite due funzioni di contatto (forze d'urto)  $F_N$ ,  $F_T$  responsabili degli spostamenti normali e tangenziali (deformazioni) del pendio nella zona d'impatto. Le funzioni di contatto hanno leggi costitutive diverse a seconda del tipo d'impatto (contatto spigolo versante o faccia versante) (vedi fig.31) e del tipo di comportamento meccanico del materiale (elastico, elastoplastico, plastico) costituente il pendio.



**Fig. 40** : Condizioni limiti di contatto blocco versante: faccia versante e spigolo versante [da Falcetta,1985]

FUNZIONE DI CONTATTO NORMALE $F_N$			
Tipo di contatto	Comportamento meccanico del materiale		
	Elastico [es roccia]	Elastoplastico[es detrito] [impatti di blocchi di forma sferica]	Plastico [es terreno]
Spigolo versante	$F_N = K_1 \tan(\chi) \cdot h^2$	$F_N = K_4 \cdot h^{\frac{3}{2}}$	$F_N = K_3 \cdot \tan^2 \chi \cdot h^2$
Faccia versante	$F_N = K_1 \cdot a \cdot h$		$F_N = K_2$
Impatti con blocchi a forma di cuneo	$F_N = K_5 \cdot h$	//	//

Tabella.1: Funzioni di contatto normali  $F_N$  determinate sperimentalmente da prove di laboratorio, per blocchi di forma diversa e diversa tipologia del materiale [da SNEDDON, 1965; JOHNSON, 1970; SAMAMA, 1982]

**Funzione di contatto normale:** Per semplificare ulteriormente l'analisi si fa riferimento al legame forza normale-spostamento riportato nella figura 33, dove:

- $h$ : spostamento normale del punto di contatto;
- **C1** e **C2** parametri caratteristici del fenomeno di penetrazione;
- **C3** parametro caratteristico della fase elastica di restituzione;
- **LE** limite del dominio tra **C1** e **C2**;
- **MU** coefficiente di attrito al contatto;

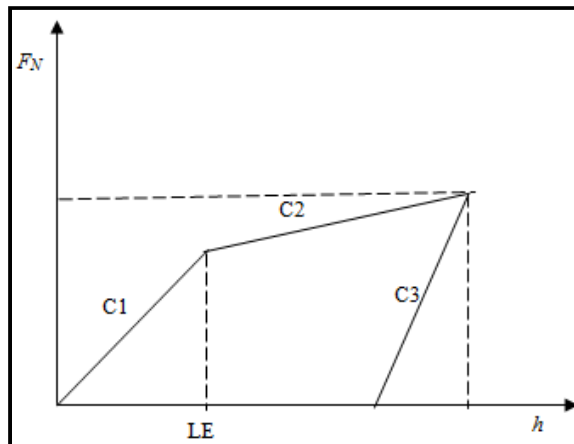


Fig. 41 : Diagramma forza normale spostamento adottato nel calcolo(Falcetta,1985)

Inoltre:

- **C1, C2, C3, MU, LE** dipendono dalla geometria del contatto e dal comportamento del materiale;
- Se **C1 < C3** e **C2 < C3** allora **C3** rappresenta il comportamento elastico del materiale, mentre **C1** e **C2** rappresentano il comportamento elastoplastico;
- L'area racchiusa dal diagramma forza-spostamento rappresenta l'**energia dissipata**;
- **C1 < C2** in un contatto faccia versante mentre in un contatto spigolo versante si ha **C1 > C2**;

**Funzione di contatto tangenziale  $F_T$ :** Durante l'impatto del blocco con il pendio gli spostamenti tangenziali al pendio fanno nascere una componente tangenziale delle forze d'impatto. Nel metodo questa componente tangenziale della forza è posta proporzionale a  $h$  tramite la seguente relazione:

$$F_T = C_4 \cdot h$$

Dove,  $C_4$  è funzione di  $C_1$ ,  $C_2$  e  $MU$

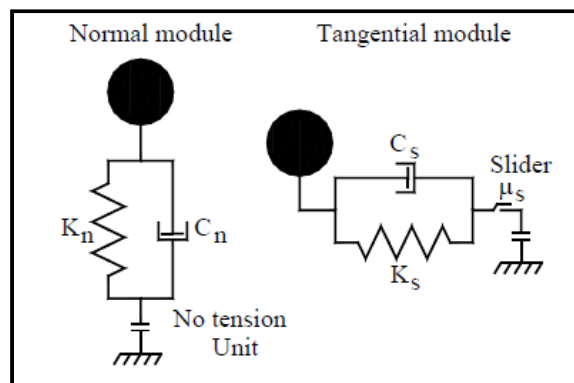
**Procedimento di calcolo:**

Il calcolo avviene per integrazione numerica fatta per piccoli passi temporali delle tre equazioni differenziali del moto riferite al baricentro del blocco.

- *Ad ogni impatto sono associate alle equazioni del moto, le forze di contatto normali e tangenziali. A questo punto s'innesca un processo di calcolo che porta al calcolo delle forze impulsive  $F_N$  e  $F_T$  e delle deformazioni del pendio ( $h$ ).*
- *Il valore massimo di  $h$  si ricava dal sistema di equazioni quando la velocità del blocco soggetto al sistema di forze si annulla (massima deformazione).*
- *Il distacco del blocco dal pendio si ha quando le forze di contatto si annullano (fine restituzione).*

In questo modo si possono determinare tutte le grandezze cinematiche (velocità, energia dissipata, deformazioni del pendio), e dinamiche (forze d'impatto) nel tempo e quindi individuare i valori massimi e minimi.

Il metodo del RIGID BODY BLOCK (Rockfall 5.0, Rocscience Toronto) è molto simile al metodo BRGM, versione semplificata del metodo DEM, la differenza sta nella simulazione dell'impatto dove l'interazione con il pendio nelle due direzioni normali e tangenziali si utilizza il modello elasto viscoso equivalente alla Kelvin Voigt con elementi no tension e ad attrito in serie (vedi fig.34-35).



**Fig. 42 :** Kelvin-Voigt system of spring and dashpots in normal and tangential directions with a no-tension unit in normal direction and a slider in tangential direction.



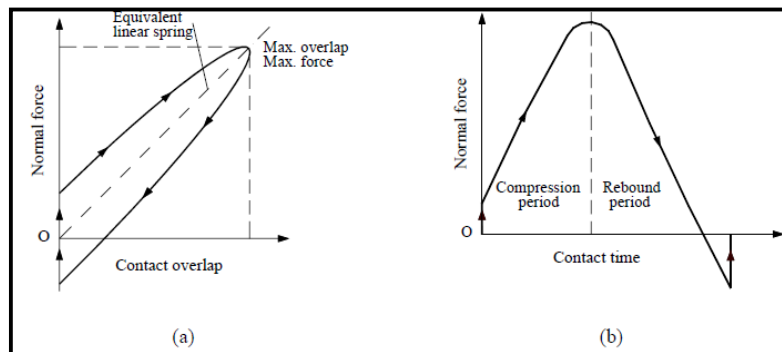


Fig. 43 : Variation of the contact's normal force in the linear viscoelastic system defined by Equation motion:  
(a) versus overlap, and (b) versus time.

### 3.6. METODI PROBABILISTICI: Il Metodo di Montecarlo

Il problema della simulazione di caduta massi è fortemente aleatoria, basti pensare all'incertezza dei parametri da introdurre nella simulazione, in particolare  $K_N$ ,  $K_T$  (coefficienti di restituzione dell'energia),  $\delta_{roll}$  (angolo d'attrito massa versante al rotoscivolamento),  $V$  (volume del masso in caduta) e le condizioni iniziali di distacco e del moto iniziale  $(x_0, y_0, v_0, \alpha_0)$  fanno sì che la risposta del sistema non è deterministica ossia a piccole variazioni dei parametri di input corrispondono forti variazioni dei parametri di output con carattere stocastico. Quindi al fine di poter ottenere risultati affidabili è necessario effettuare numerose simulazioni in modo da avere un campione statisticamente affidabile.

Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di **MONTECARLO**, che si basa sulla generazione di numeri casuali, scelti in determinati intervalli (0-1), 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. È 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  $E$  (coefficiente di restituzione),  $\delta_{roll}$  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  $E$ ,  $\delta_{roll}$  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 coppie di valori di  $E$ ,  $\delta_{roll}$  e  $V$  e si effettuano le simulazioni numeriche, ripetendo  $n$  volte ( $500 < n < 1000$ ) si ottiene una distribuzione statistica stabile dei parametri di output in termini di frequenza o probabilità, quali i punti di arresto dei massi, le energie cinetiche, velocità, altezze di rimbalzo etc.

Un’applicazione di questo metodo (fig.36) è stata effettuata Barla e Scavia, con il modello di Piteau. Le variabili aleatorie scelte con distribuzione di frequenza cumulata assegnata sono:

- le componenti della velocità iniziale ( $V_{0x}$ ,  $V_{0y}$ ) per tenere conto delle incertezze relative al punto di distacco;
- l’angolo d’inclinazione ( $\beta$ ) del pendio nella zona d’impatto, per tenere conto delle irregolarità su piccola scala del pendio, suddiviso in segmenti a pendenza costante;
- i coefficienti di restituzione ( $K_N$ ,  $K_T$ ) e l’angolo d’attrito al rotolamento ( $\delta_{roll}$ ).

Così operando si ottengono numerose informazioni quali distribuzione dei punti di arresto e relative traiettorie, dell’energia cinetica, altezze di rimbalzo etc.)

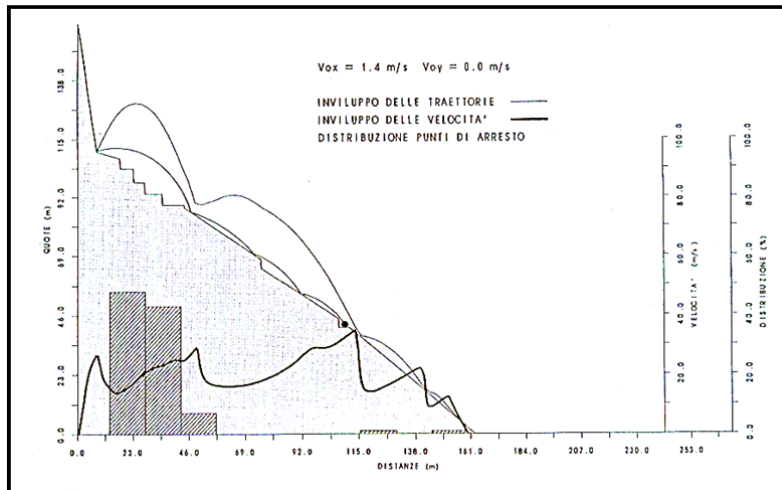


Fig. 44 : Analisi probabilistica di caduta di massi in assenza e presenza di interventi da [Scavia e Barla,1988]

## 5. ANALISI TRAIETTOGRAFICA DELLA CAVA MOLINO

Con riferimento alle osservazioni e prescrizioni richieste, ai fini della messa in sicurezza da fenomeni di caduta massi dalle pareti calcaree sovrastanti il settore della Cava Molino interagenti con lo svincolo di progetto, aumentandone la pericolosità e il rischio associato, è stata effettuata un’analisi traiettografica di scoscendimento di blocchi al fine di ottimizzare le scelte progettuali degli interventi proposti in sede di progetto definitivo.

Per la definizione del modello geotecnico e geomeccanico inerente i blocchi potenzialmente instabili e il pendio su cui interagiscono con il substrato, la vegetazione ed eventuali opere esistenti è stato fatto riferimento:

- Caratterizzazione geomeccanica /geostrutturale dell’ammasso/i roccioso fratturato sorgente di blocchi potenzialmente instabili. L’analisi geomeccanica secondo le indicazioni I.S.R.M. (1978, 1985, 1993) ha permesso di definire i principali parametri e indici geometrici e la classificazione dell’ammasso. I parametri misurati con riferimento alle discontinuità sono stati:

<b>GEOMETRIA DISCONTINUITA’</b>				
Orientazione	Spaziatura	Persistenza	Apertura	Ampiezza
<b>CONDIZIONI GIUNTI</b>				
Scabrezza	Riempimento	Alterazione	Condizioni idriche	
<b>DIMENSIONI BLOCCHI E VOLUMI</b>				
Indice della dimensione dei blocchi <b>I<sub>b</sub></b>		Numero volumetrico delle discontinuità <b>J<sub>v</sub></b>		

A partire dai dati geostrutturali è stato poi possibile associare ad ogni affioramento un valore di GSI (Geological Strenght Index), ovvero un indice che valuta la riduzione di resistenza di un ammasso in differenti condizioni geologiche, tramite la definizione

**Resistenza delle pareti delle discontinuità:** è la resistenza a compressione equivalente dei lembi affacciati di una discontinuità. Può essere minore della resistenza della matrice rocciosa per l’esposizione agli agenti atmosferici e per l’alterazione delle pareti;  
**Resistenza della matrice rocciosa:** è il valore corrispondente allo sforzo di rottura per un campione di roccia sottoposto a compressione monoassiale senza confinamento.

Dalla caratterizzazione geomeccanica dell’ammasso roccioso tramite rilievo geostrutturale e l’analisi geometrica dei blocchi presenti sul pendio, precedentemente crollati e delle traiettorie seguite lungo piste esistenti è stato definito il **Crollo e Blocco di Progetto**.

Con il termine "**crollo di progetto**" s'intende la valutazione preliminare del peggiore evento franoso potenziale che può avvenire sul versante analizzato. Il crollo di progetto può essere quantificato da un'energia potenziale di riferimento *EPR* dalla seguente relazione:

$$EPR = \rho_r \cdot V \cdot g \cdot H \quad (1)$$

Nella (1) si tiene conto del volume totale mobilizzabile e dell'altezza della scarpata. Essa esprime il valore di energia potenziale che può essere speso durante la discesa dei blocchi di cui.

- *La parte principale si perde istantaneamente nell'impatto principale (deformazione plastiche del pendio, scoppi e frantumazioni, propagazioni di onde elastiche);*
- *La parte residua si converte in energia cinetica di rotazione e traslazione e successivamente dissipato nella discesa;*

I parametri caratteristici che definiscono il "**blocco di progetto**" sono:

- *L'energia d'impatto  $E_t$  che dipende dalla massa, dalla forma e dalla velocità traslazionale e rotazionale;*
- *L'altezza massima delle traiettorie di discesa con riferimento ai rimbalzi.*

La valutazione della velocità e delle traiettorie dei blocchi e in genere affidata a modelli di simulazione statistica.

Per stimare la massa del blocco è utile definire la classe d'appartenenza del "*volume roccioso unitario residuo*", inteso come il massimo elemento volumetrico mobilizzabile sul pendio.

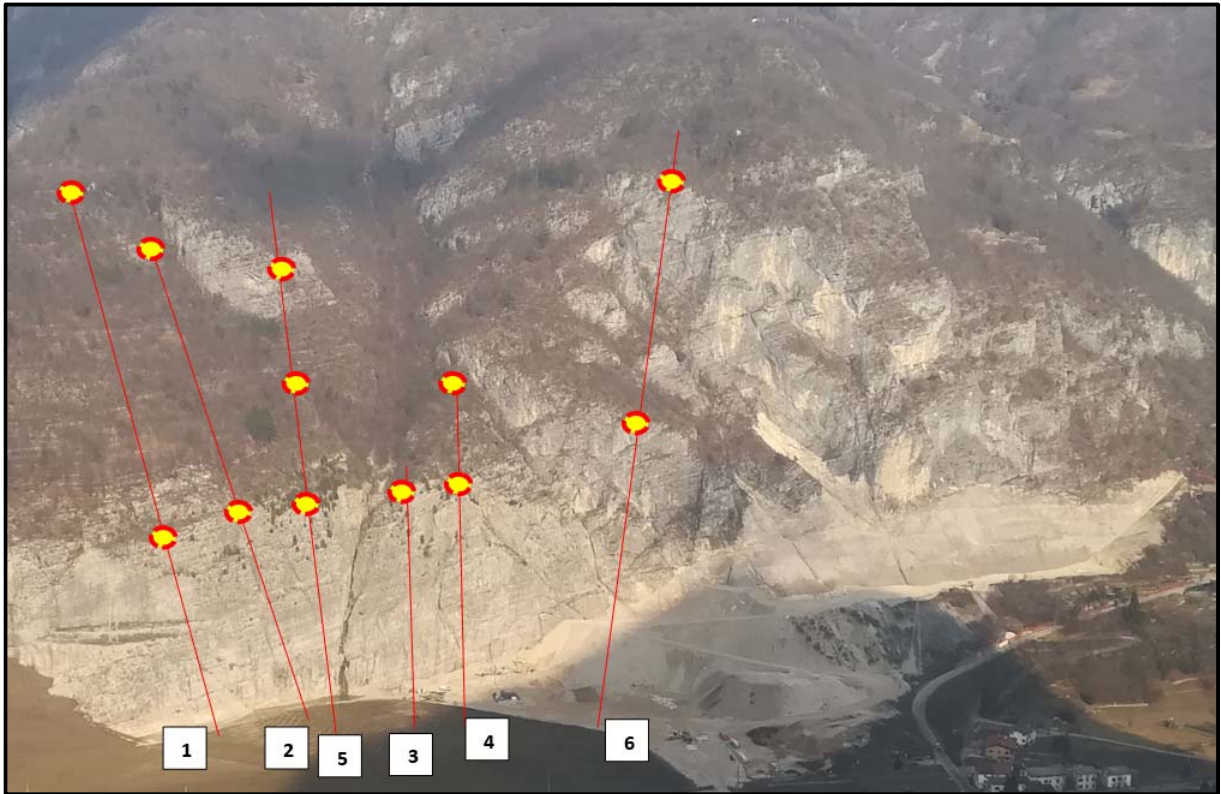
Tale volume dipende dallo stato di suddivisione dell'ammasso, dai caratteri geomeccanici della matrice rocciosa, dall'entità delle cadute libere e dalla deformabilità del materiale soggetto all'impatto.

A rigore il **volume residuo** deve essere stimato sulla base delle analisi geostrutturali delle zone di distacco non sempre potenzialmente accessibile, in questo caso si effettuano valutazioni statistiche delle masse già franate e presenti lungo il versante oppure in mancanza di ciò si considerano le dimensioni di blocchi mobilitati su pendii di caratteristiche morfologiche e geolitologiche simili.

Si riportano in tabella il blocco di progetto e relativo crollo in funzione delle sezioni di verifica e posizioni di distacco (vedi fig.37), utilizzato per le analisi previsionali e il dimensionamento dell'intervento:

<b>BLOCCO DI PROGETTO E CROLLO DI PROGETTO</b>				
Zona di distacco	Forma	Dimensioni/Volume [mc]	Massa [kg/mc]	EPR [KJ]
<b>Sezione S1_A</b>	Irregolare o prismatica	1.50	2700	10000
<b>Sezione S1_B</b>	Parallelepipedo 1:2	4.00	2700	12000
<b>Sezione S2_A</b>	Irregolare o prismatica	1.50	2700	7500
<b>Sezione S2_B</b>	Parallelepipedo 1:2	4.00	2700	12500
<b>Sezione S3_A</b>	Parallelepipedo 2:3	4.00	2700	11500
<b>Sezione S4_A</b>	Irregolare o prismatica	1.50	2700	6000
<b>Sezione S4_B</b>	Parallelepipedo 1:2	4.00	2700	12000
<b>Sezione S5_A</b>	Parallelepipedo 2:3	4.00	2700	15000
<b>Sezione S5_B</b>	Irregolare o prismatica	1.50	2700	6500
<b>Sezione S5_C</b>	Parallelepipedo 1:2	4.00	2700	12000
<b>Sezione S6_A</b>	Parallelepipedo 2:3	8.00	2700	23000
<b>Sezione S6_B</b>	Parallelepipedo 1:2	8.00	2700	45000

Nella figura seguente si riportano le sezioni su cui sono state effettuate le analisi traiettografiche.

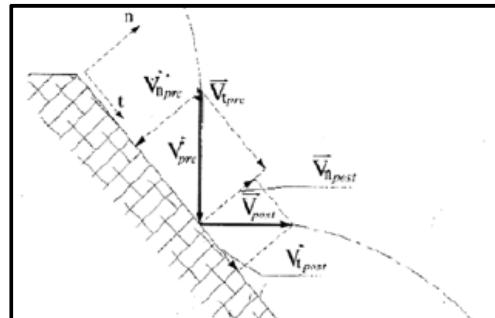


*Fig. 45 : Pareti sovrastanti l’area dello svincolo interessate da studi traiettografici.  
 Su ciascuna sezione sono indicate le aree di distacco*

Le analisi sono state condotte con modelli di calcolo numerico bidimensionali di integrazione al passo che schematizzano il blocco sezioni di forma qualsiasi tramite la teoria del RBIM implementata nel software Rockfall V.6 (Rocscience). L’interazione con il pendio è studiata tramite i coefficienti di restituzione tangenziale e normale dell’energia definiti come:

$$k_n = \frac{v_{nr}}{v_{ni}}$$

$$k_t = \frac{v_{tr}}{v_{ti}}$$



Inoltre nelle fasi di rotolamento/scivolamento sono stati utilizzati i coefficienti di attrito dinamico dati dalle formulazioni proposte da Statham (1979) e Azzoni (1995) che con riferimento a prove condotte su pendii detritici:

$$\tan \delta_{rol} = \tan \delta_o + K \cdot \left( \frac{d}{D} \right)$$

L'affidabilità di tale relazione è stata verificata da Bozzolo e Pamini (1986), che hanno proposto i seguenti valori per i parametri:

$$\begin{cases} \tan \delta_o = 0.37 - 0.67 \\ K = 0.17 - 0.26 \\ \tan \delta_{rol} = 0.4 - 1.5 \end{cases}$$

Le formule e i valori precedenti sono stati ottenuti per interpolazione di dati sperimentali, sfruttando i risultati di prove in sito. A rigore un calcolo più realistico del coefficiente d'attrito al rotolamento, dovrebbe essere fatto come perdita d'energia per unità di percorso nella fase di rotolamento, tenendo conto in questo modo delle collisioni tra blocco e pendio.

Sono stati definiti le seguenti tipologie di substrato in funzione delle litologie presenti nell'area di distacco ed interazione con il pendio a cui sono assegnati i valori geomeccanici sopra riportati:

1. Ammasso roccioso con detrito e vegetazione sparsa;
2. Ammasso roccioso fratturato;
3. Vallo paramassi;
4. Rilevato paramassi;
5. Pavimentazione stradale;
6. Terreno nudo all'interno dello svincolo.

<b>PARAMETRI GEOMECCANICI PER ANALISI TRAIETTOGRAFICHE</b>			
<b>Litologia/substrato</b>	<b>Coefficienti di restituzione dell'energia ed attrito dinamico al roto-scivolamento</b>		
	$K_N$	$K_T$	$\mu$
Ammasso roccioso con detrito vegetato	<b>0.35</b>	<b>0.85</b>	<b>0.50</b>
Ammasso roccioso fratturato	<b>0.37</b>	<b>0.83</b>	<b>0.40</b>
Vallo paramassi	<b>0.10-0.15</b>	<b>0.50-0.60</b>	<b>0.30</b>
Rilevato paramassi	<b>0.20-0.25</b>	<b>0.55-0.65</b>	<b>0.35</b>
Pavimentazione stradale	<b>0.40</b>	<b>0.90</b>	<b>0.20</b>
Terreno nudo o a prato	<b>0.20</b>	<b>0.65</b>	<b>0.40</b>

Le condizioni iniziali del moto impongono un distacco istantaneo con velocità iniziale con variabilità statistica in modulo e direzione che dipende dal valore massimo di PGA del sito funzione:

- Vita nominale dell’opera;
- Classe d’uso;
- Amplificazione stratigrafica e topografica tramite i coefficienti  $S_s$  ed  $S_t$ .

Le velocità iniziali calcolate sono variabili da 0.50-0.70 m/s con atto di moto iniziale determinato in funzione della direzione sismica data dal rapporto  $k_h/k_v$ .

Tutte le analisi statistiche considerano come variabili aleatorie durante il calcolo della traiettoria:

- Velocità iniziale e angolo di getto  $V_0$  ed  $\alpha_0$ ;
- Coefficienti di restituzione dell’energia  $k_n$  e  $k_t$ ;
- Coefficienti di attrito dinamico al rotolamento  $\mu$ ;
- La rugosità del pendio  $S_{MAX}/R$ ;
- Il volume dei blocchi  $V$ .

Le analisi sono condotte con riferimento a diversi scenari di progetto:

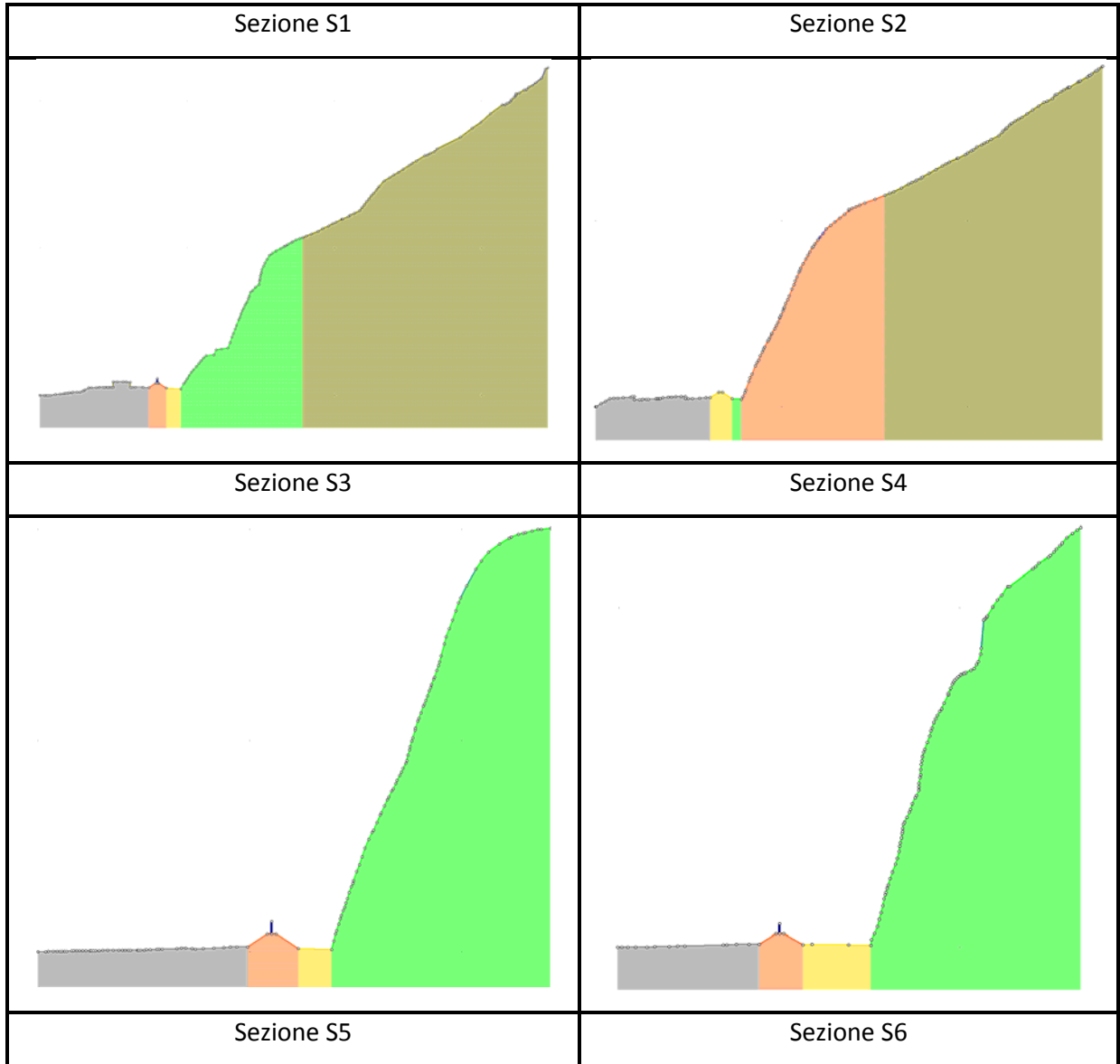
1. Analisi dei blocchi dalle diverse posizioni in assenza degli interventi lungo il pendio e presenza di solo rilevato e vallo di fondo;
2. Definizione degli interventi in funzione delle analisi effettuate al punto 1;
3. Analisi con gli interventi di difesa passiva ed attiva al fine di verificare l’intervento proposto.

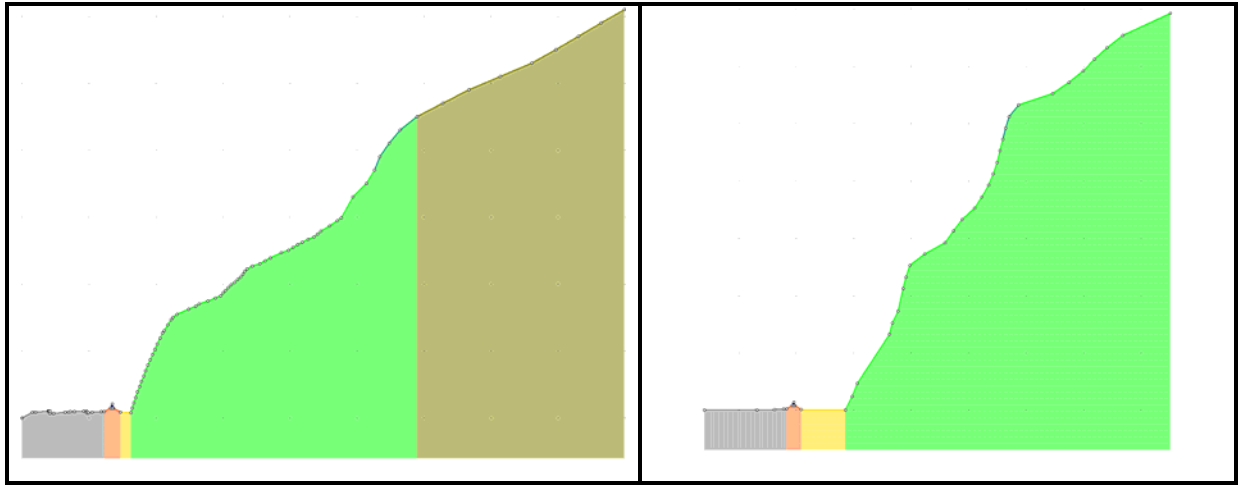
Le sezioni analizzate sono riportate nelle tabella seguente (nelle sezioni, a valle del costone roccioso, è riportato il profilo topografico di progetto, con il vallo, l’adiacente rilevato paramassi e, sulla sinistra, l’area occupata dallo svincolo):



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---





4.1. Risultati sezione 1-CASO\_1A

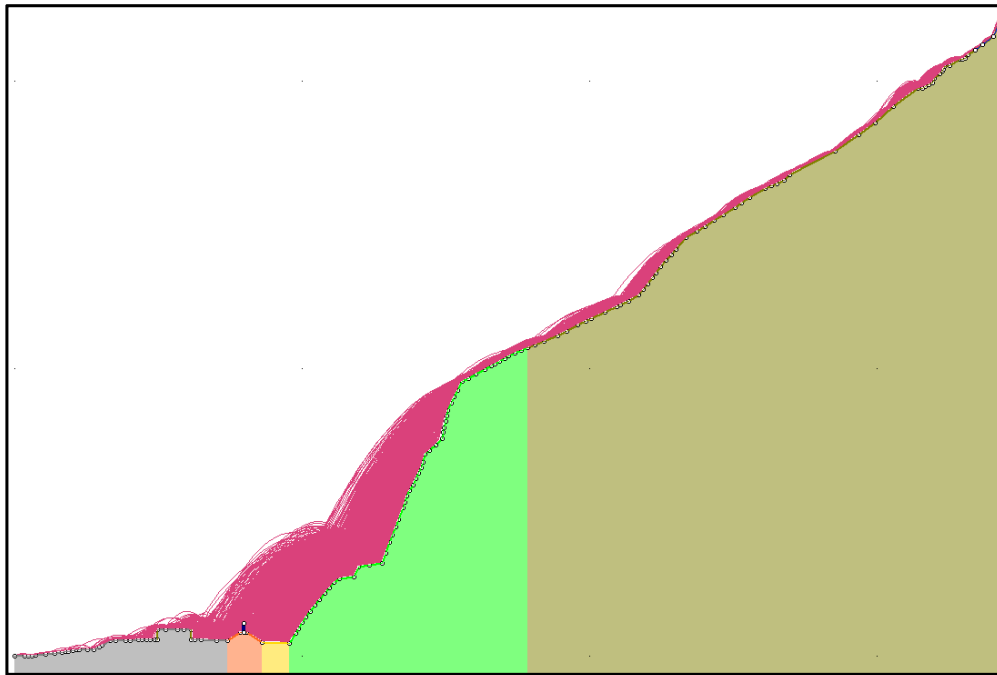


Fig. 46 : Involuppo delle traiettorie analizzate

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

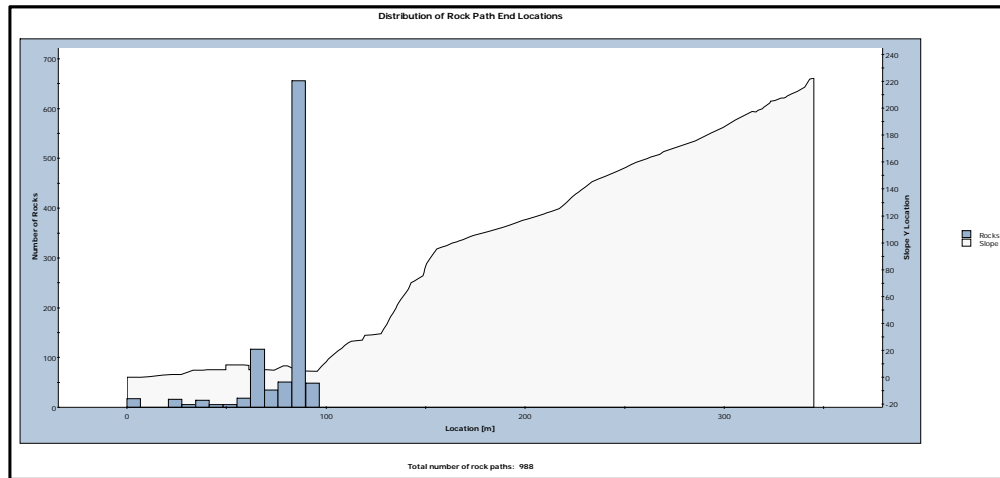


Fig. 47 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

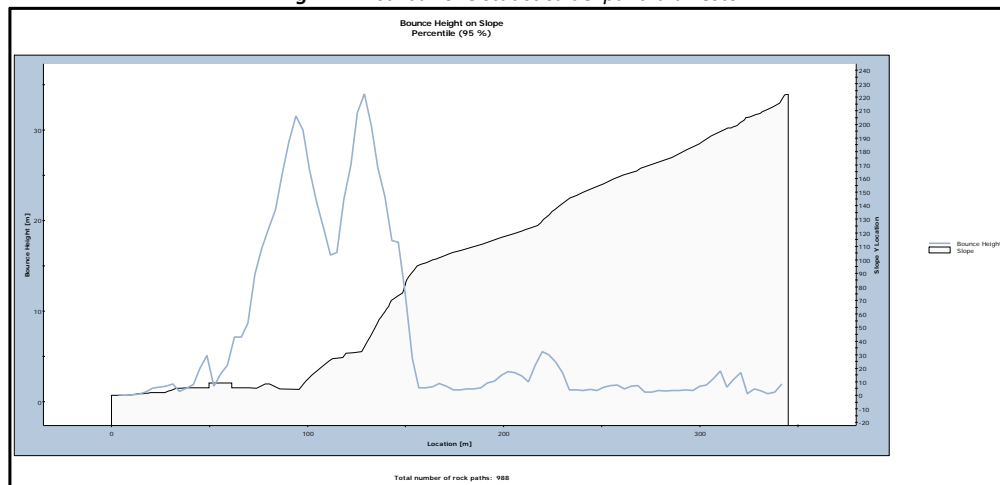


Fig. 48 : Distribuzione statistica delle altezze di volo

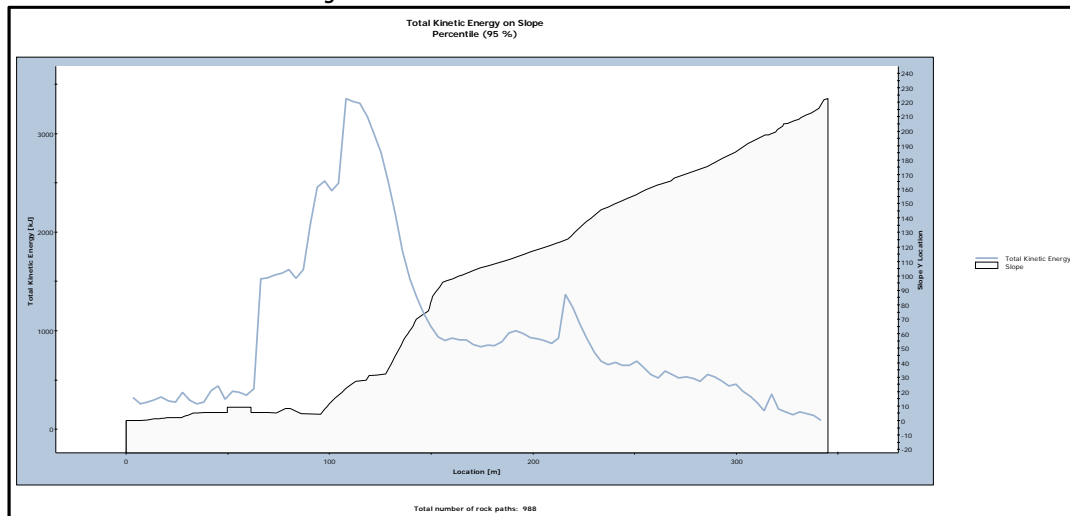
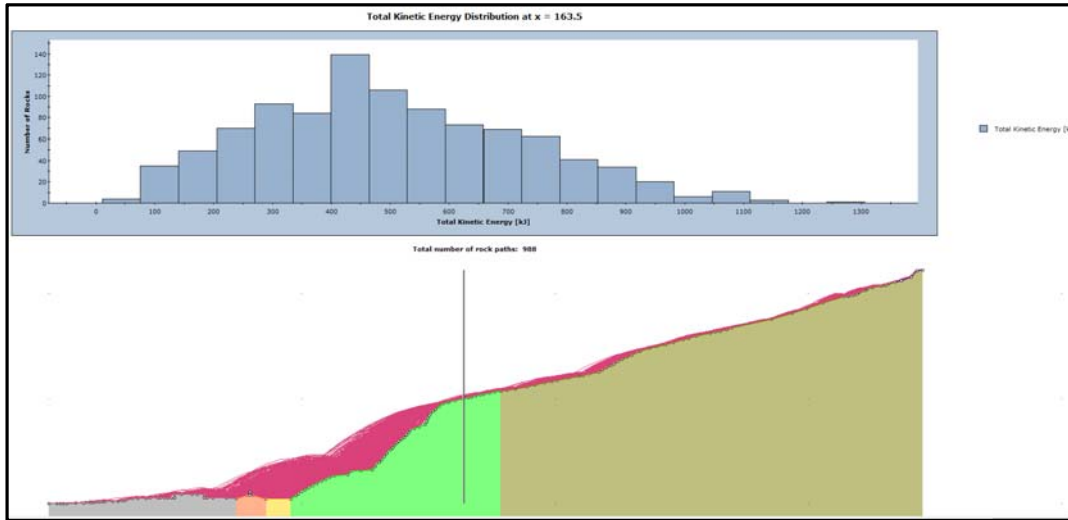
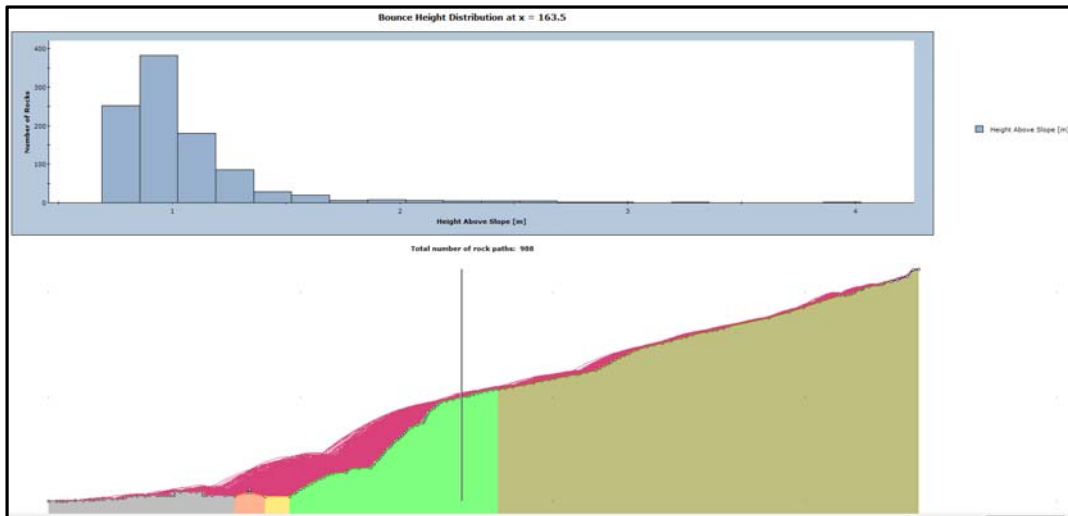


Fig. 49 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



*Fig. 50 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica nella posizione dell'intervento*



*Fig. 51 : Distribuzione statistica delle altezze di rimbalzo nella posizione dell'intervento*

4.2. Risultati sezione 1-CASO\_1B

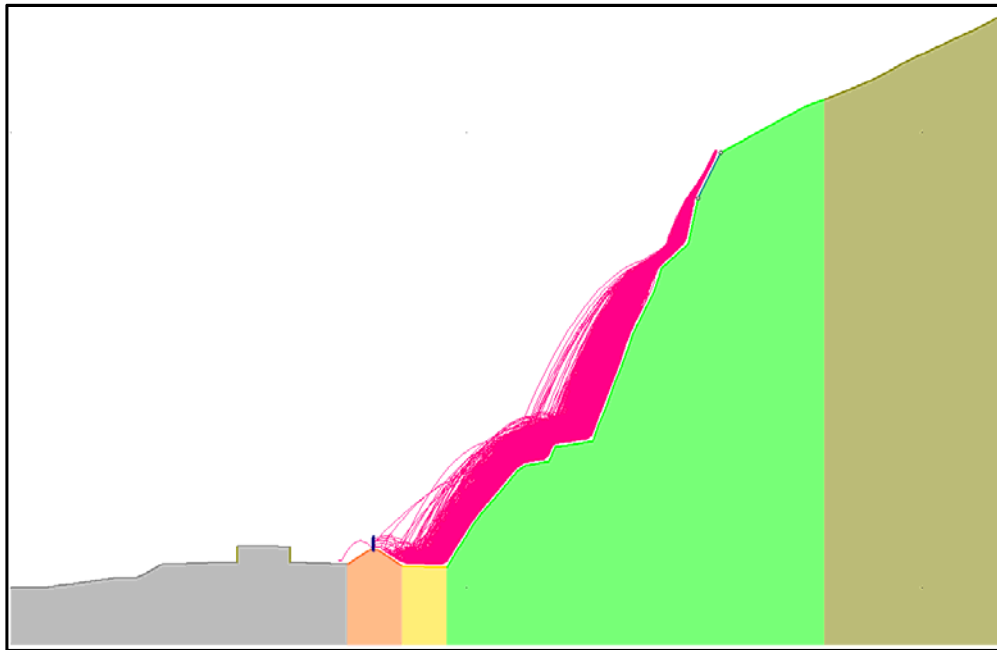


Fig. 52 : Inviluppo delle traiettorie analizzate

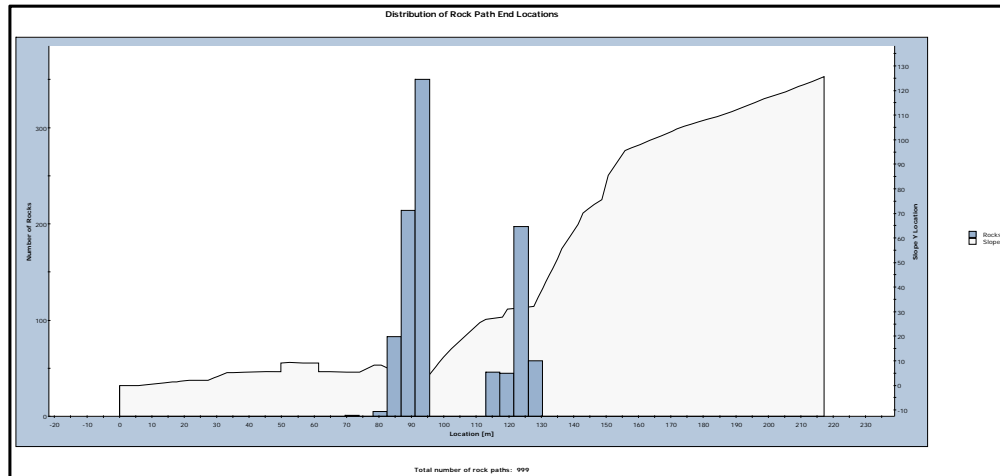
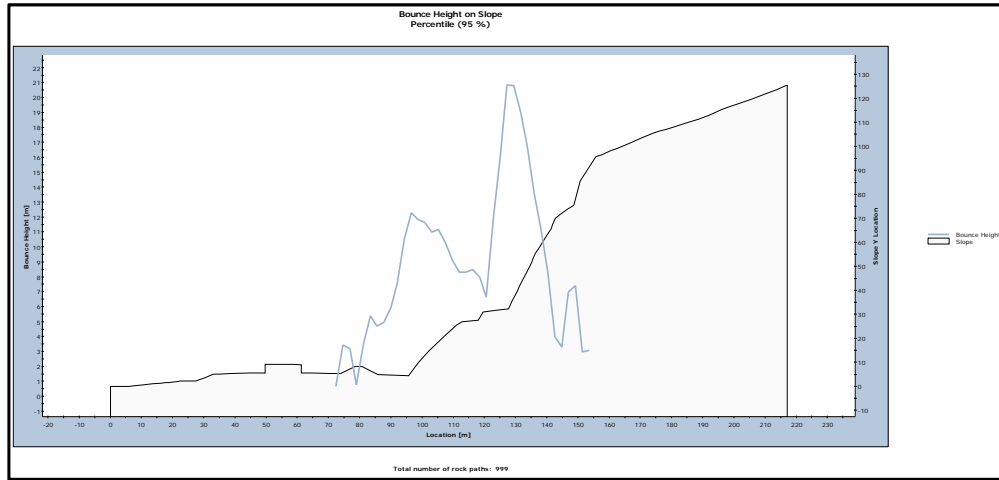
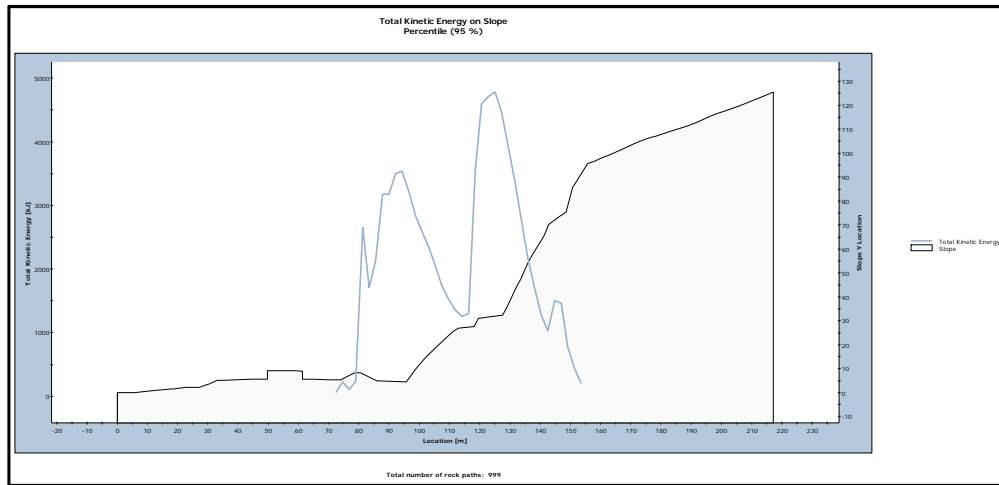


Fig. 53 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 54 :** Distribuzione statistica delle altezze di volo



**Fig. 55 :** Distribuzione statistica dell'Energia cinetica

4.3. Risultati sezione 1-CASO\_1C

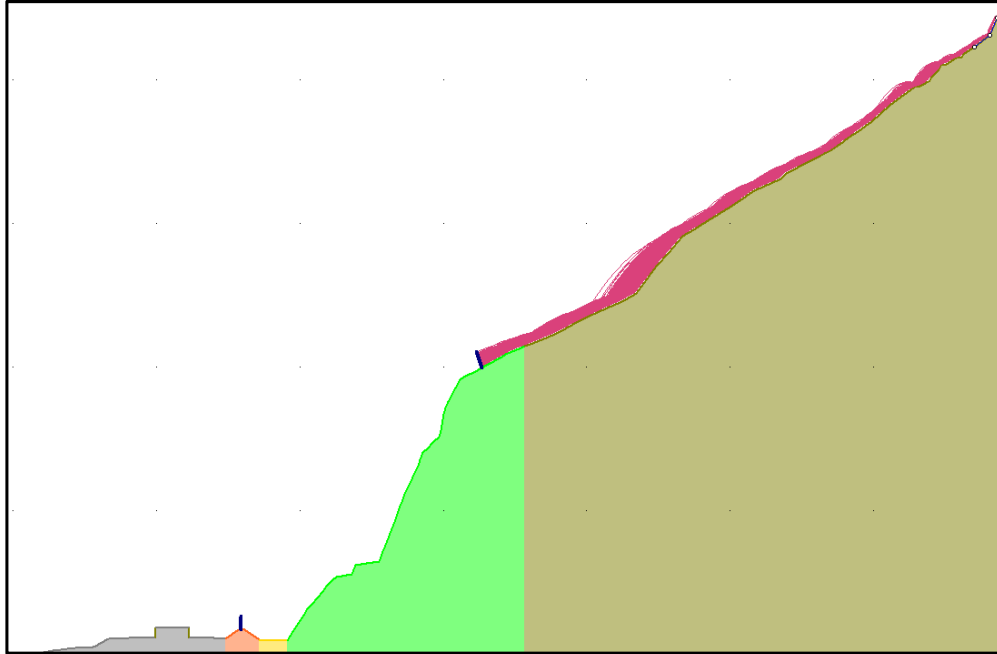


Fig. 56 : Inviluppo delle traiettorie analizzate

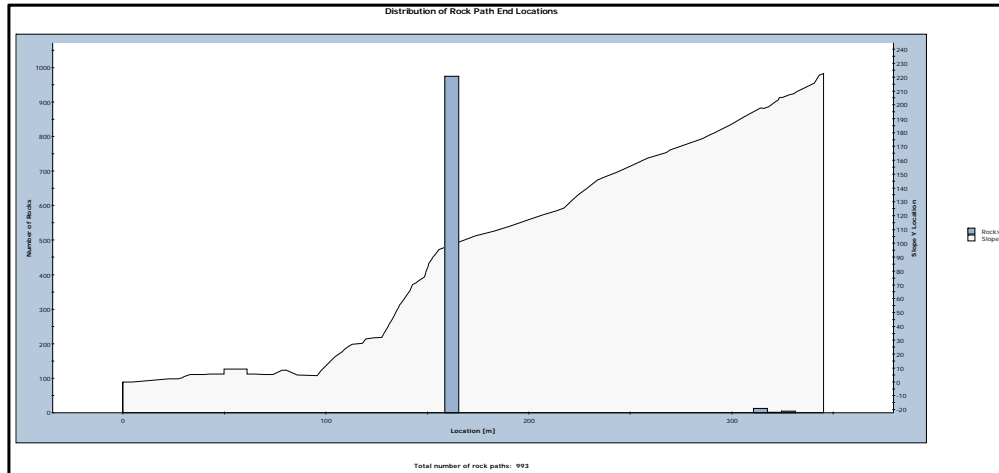


Fig. 57 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

4.4. Risultati sezione 2-CASO\_1A

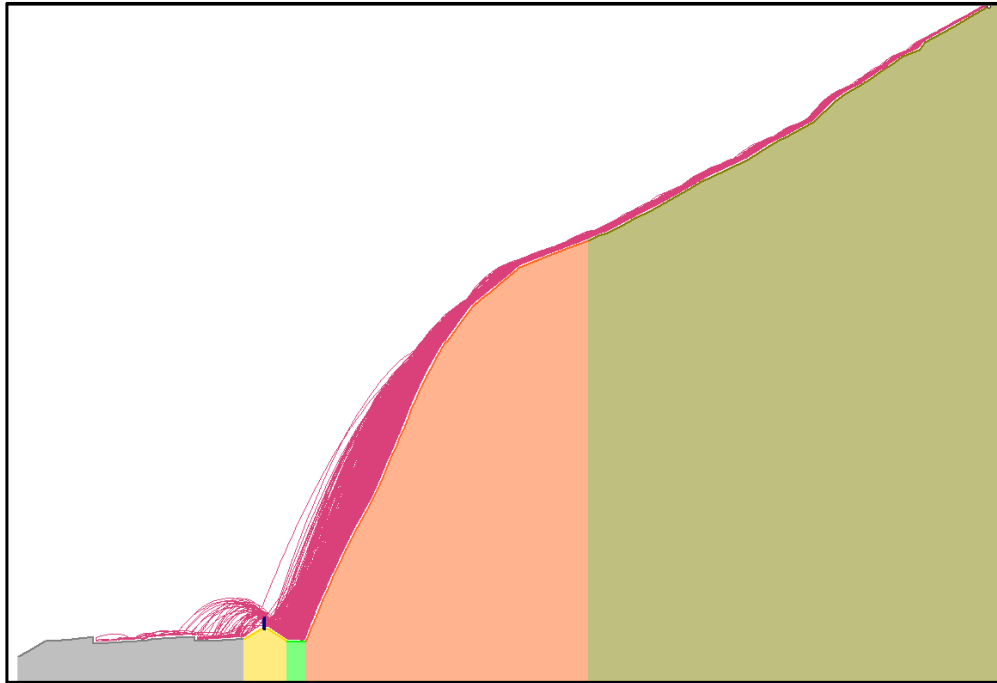


Fig. 58 : Inviluppo delle traiettorie analizzate

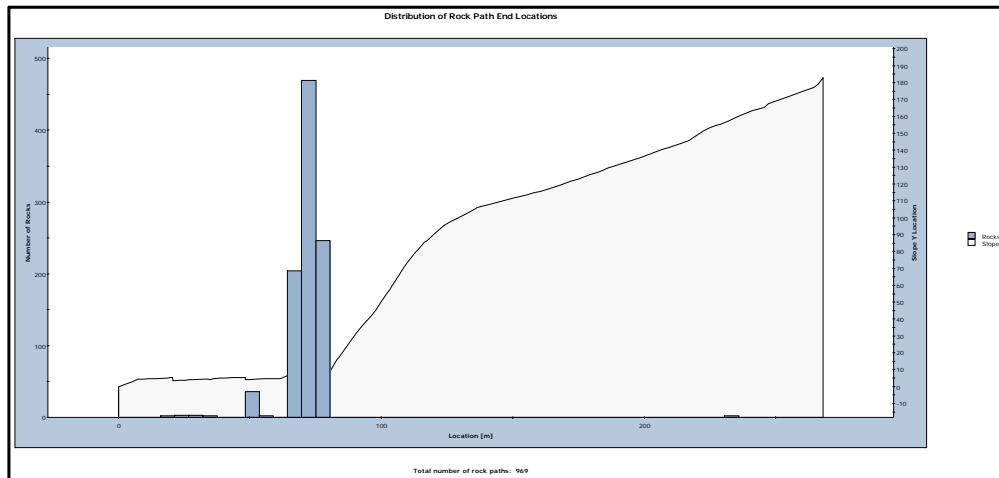
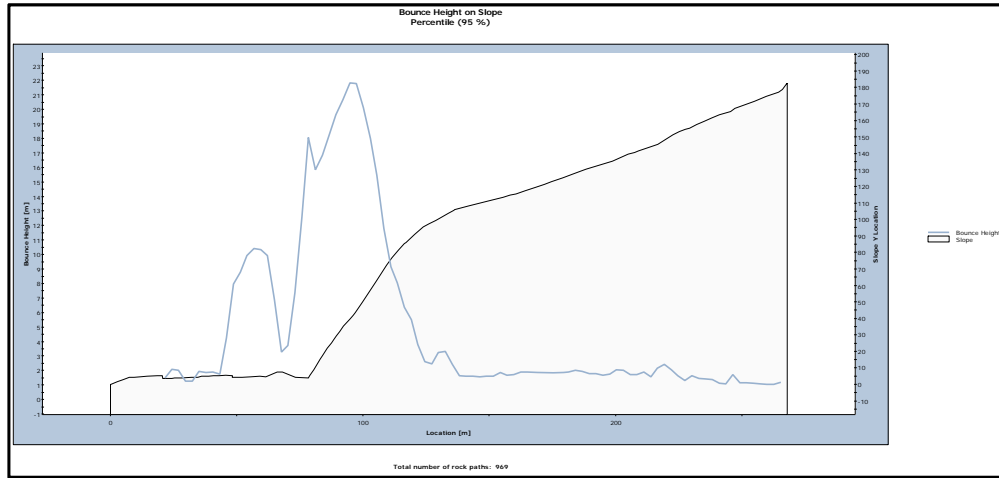


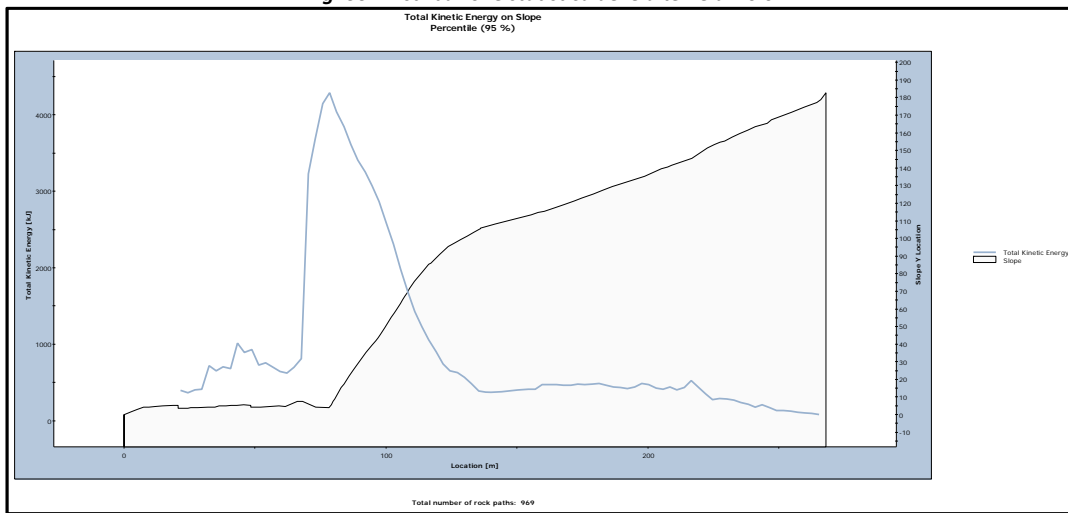
Fig. 59 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto



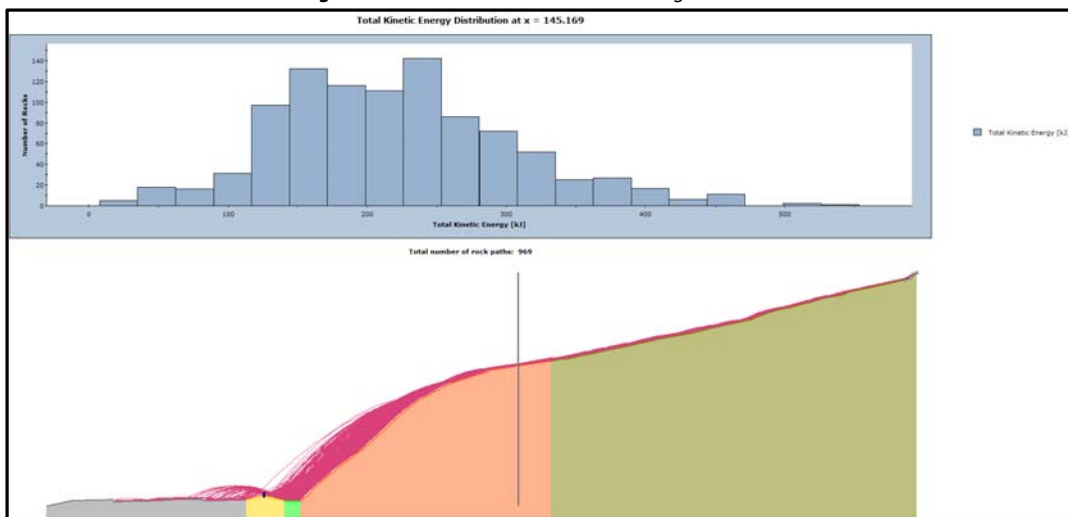
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 60 : Distribuzione statistica delle altezze di volo**



**Fig. 61 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica**



**Fig. 62 : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica nella posizione dell’intervento**

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

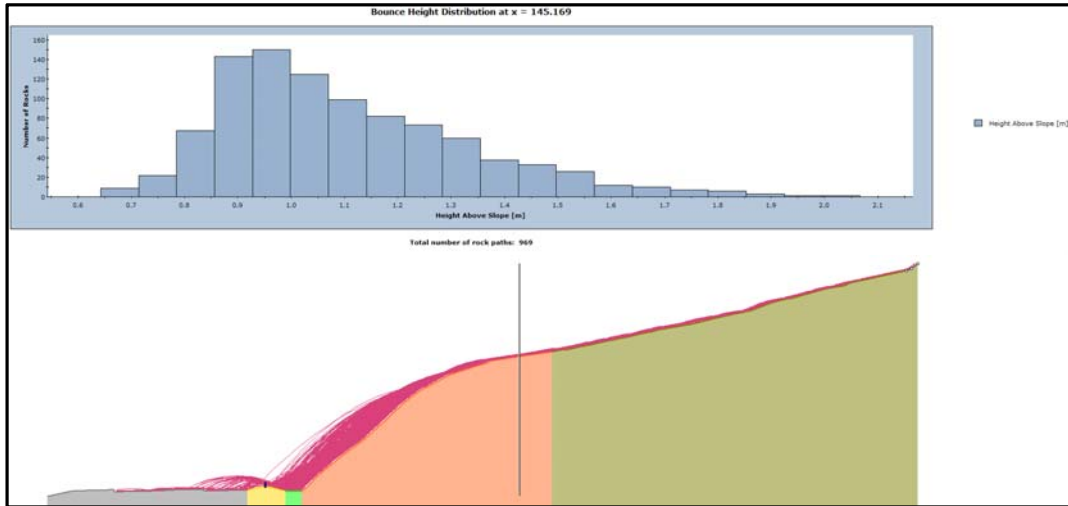


Fig. 63 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell'intervento

4.5. Risultati sezione 2-CASO\_1B

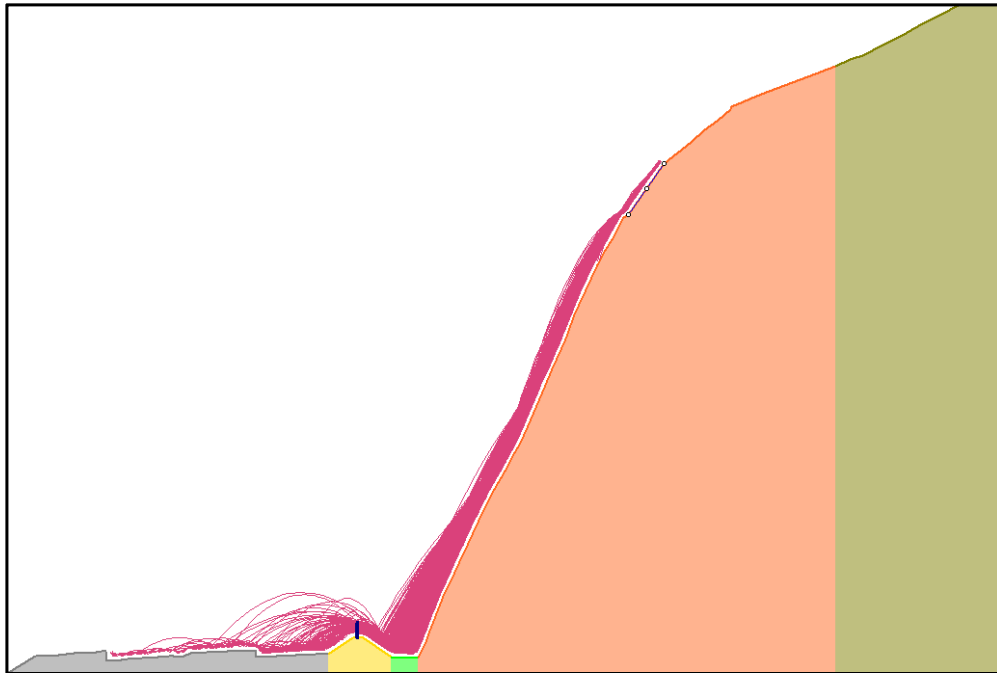


Fig. 64 : Involuppo delle traiettorie analizzate -Barriera rigida sul rilevato H=3m-E=500 KJ

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

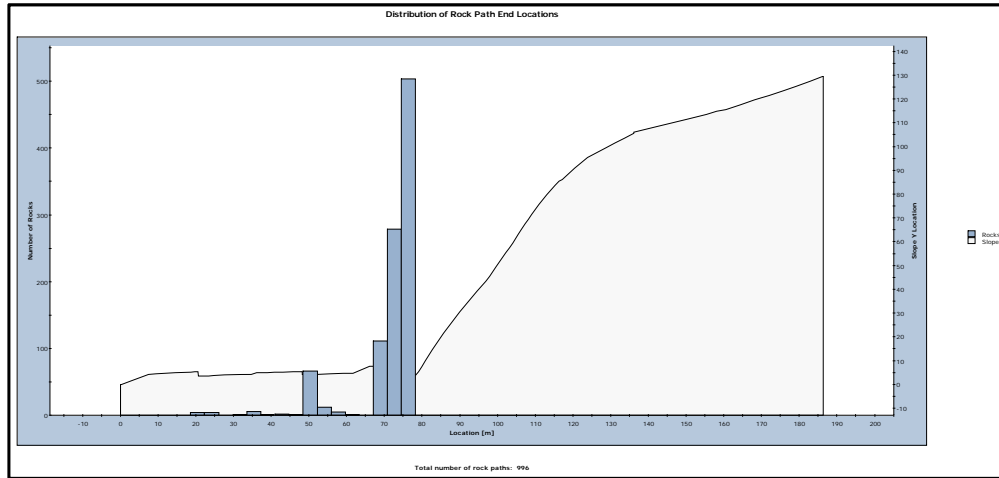


Fig. 65 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

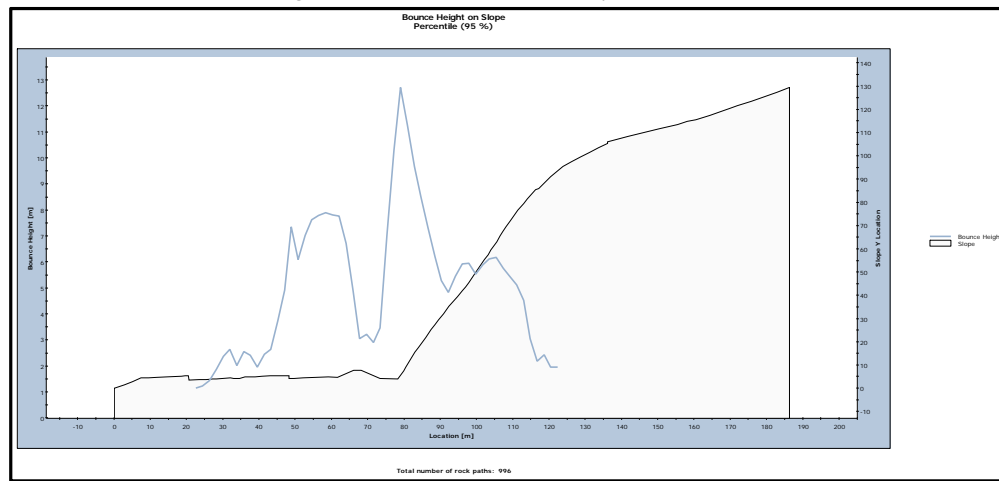


Fig. 66 : Distribuzione statistica delle altezze di volo

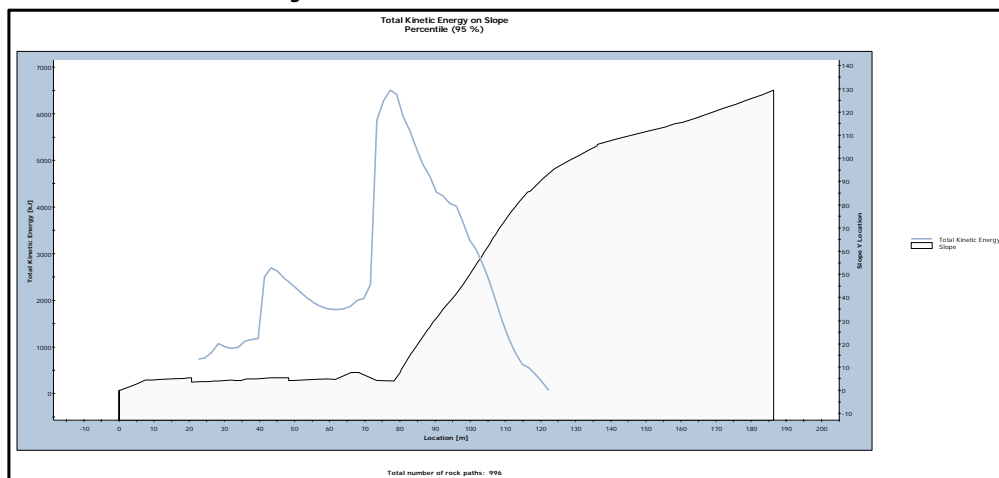


Fig. 67 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica

4.6. Risultati sezione 2-CASO\_1C

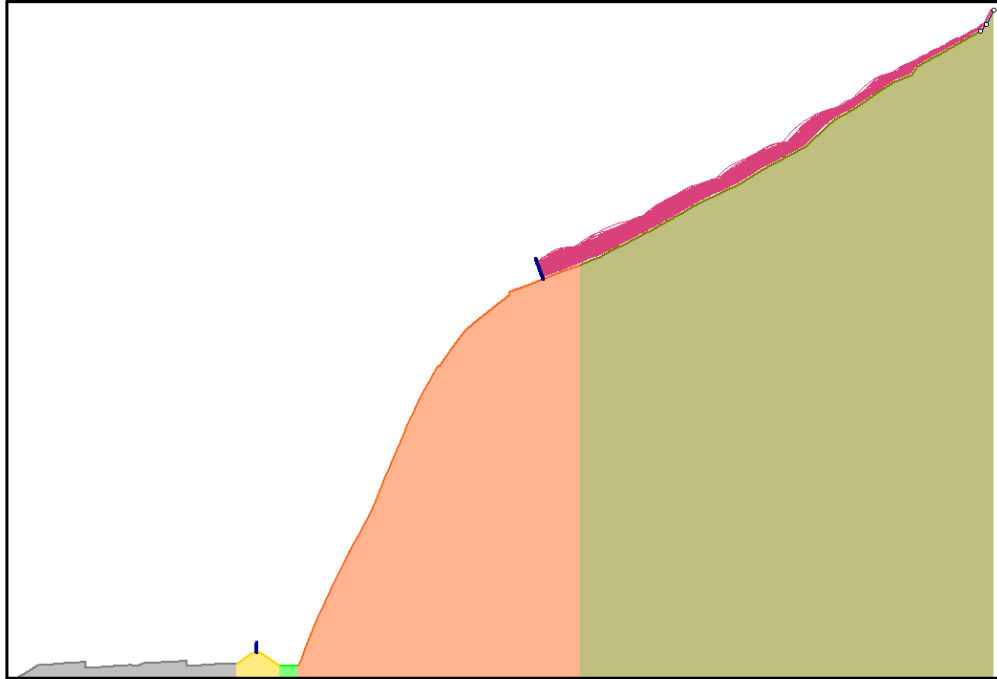


Fig. 68 : Involuppo delle traiettorie analizzate - Barriera alta energia >5000 KJ-H=6-8 m

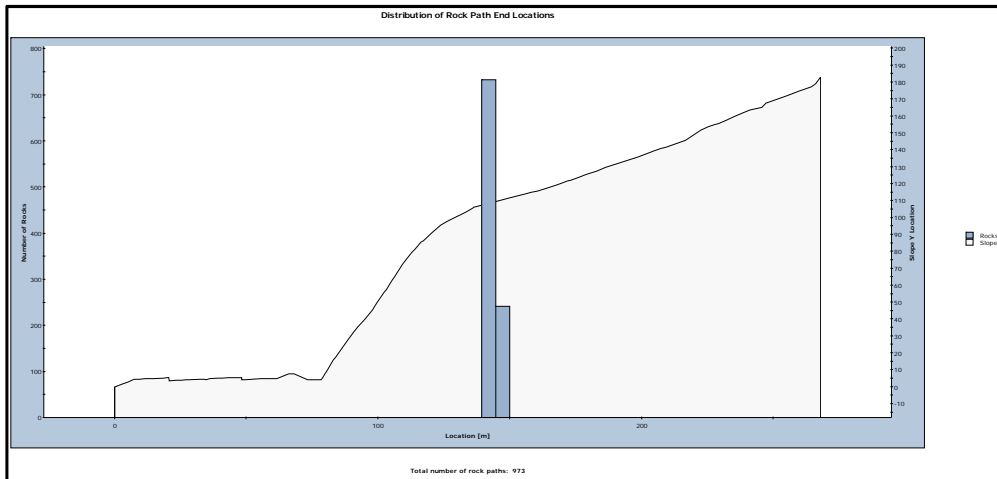


Fig. 69 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

4.7. Risultati sezione 3-CASO\_1

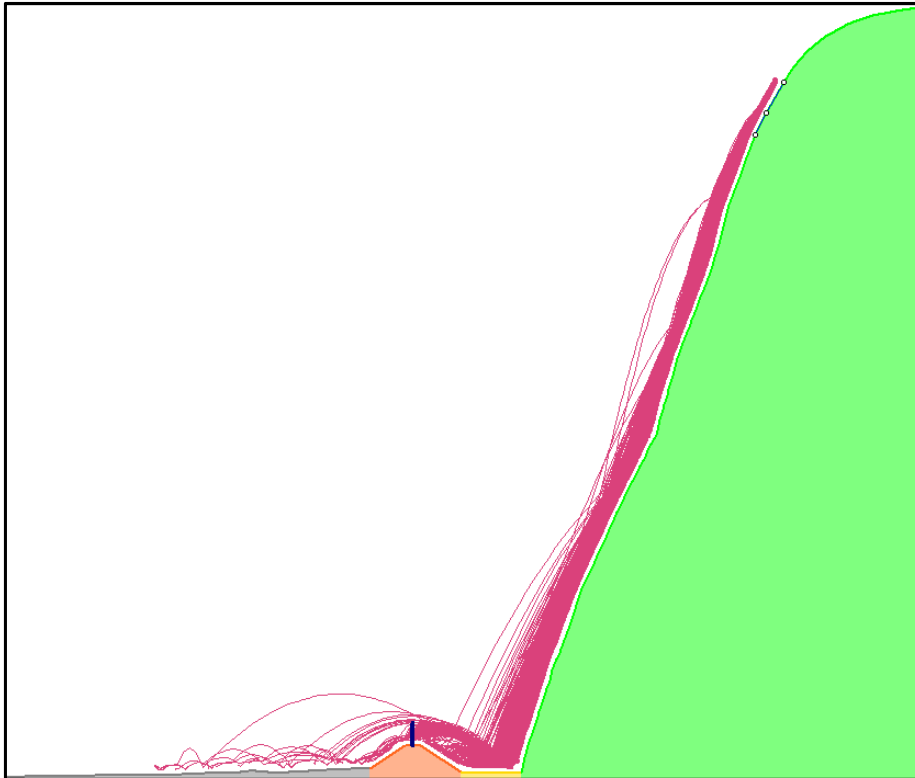


Fig. 70 : Involuppo delle traiettorie analizzate

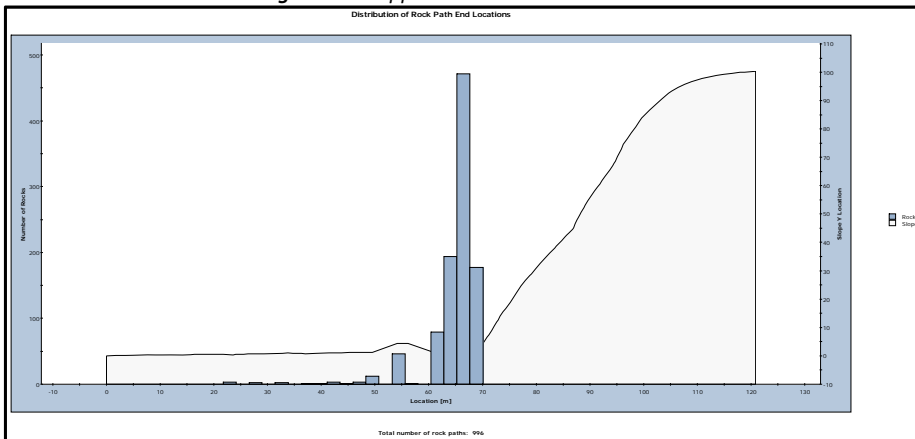
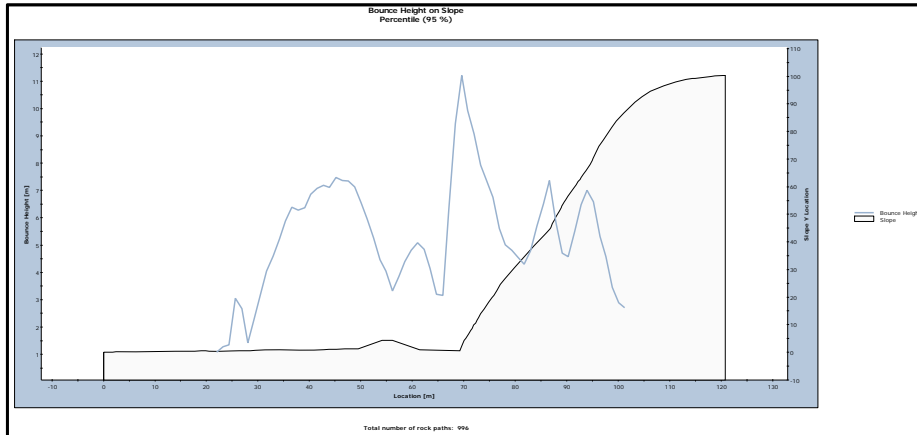
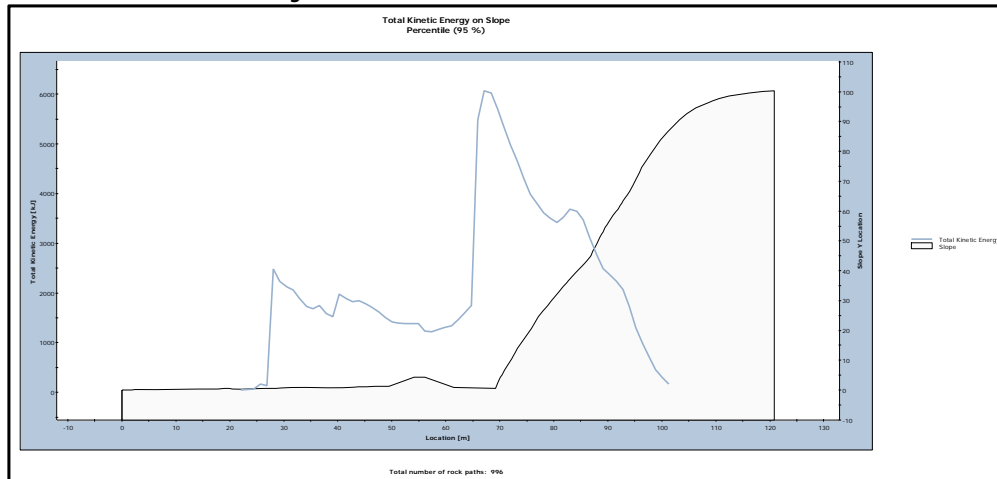


Fig. 71 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

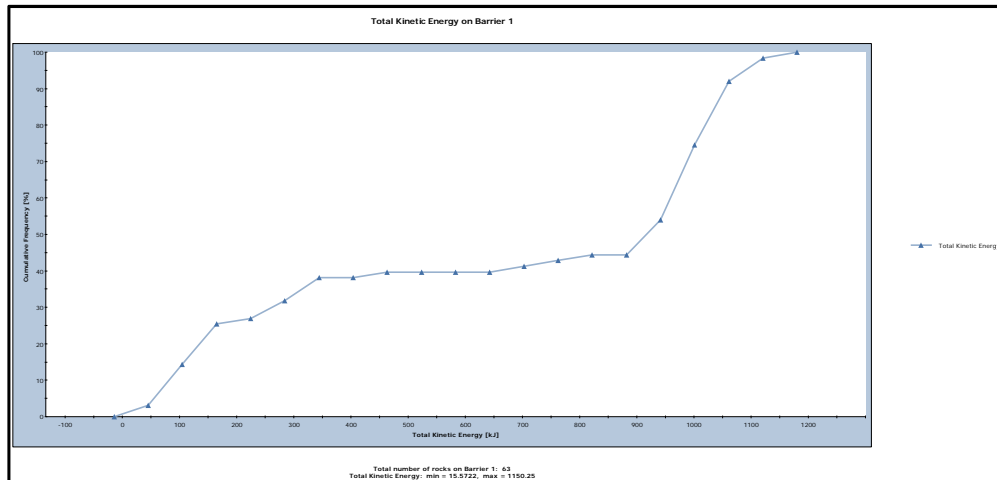
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 72 : Distribuzione statistica delle altezze di volo**



**Fig. 73 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica**



**Fig. 74 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica in corrispondenza della barriera sul vallo**

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

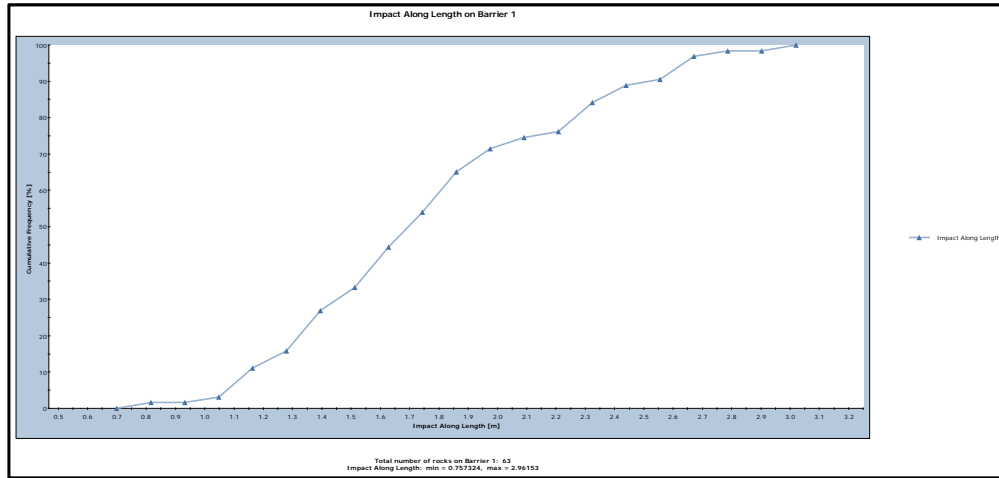


Fig. 75 : Distribuzione statistica dei punti di impatto in corrispondenza della barriera sul vallo

4.8. Risultati sezione 4-CASO\_1



Fig. 76 : Inviluppo delle traiettorie analizzate

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

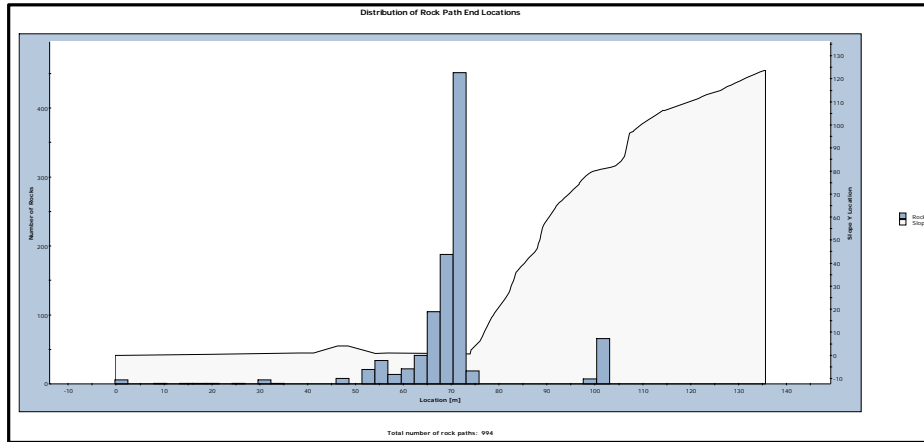


Fig. 77 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

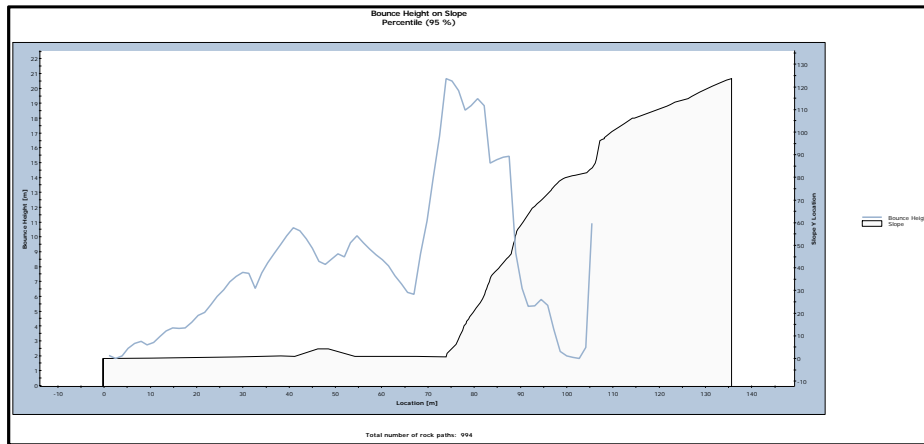


Fig. 78 : Distribuzione statistica delle altezze di volo

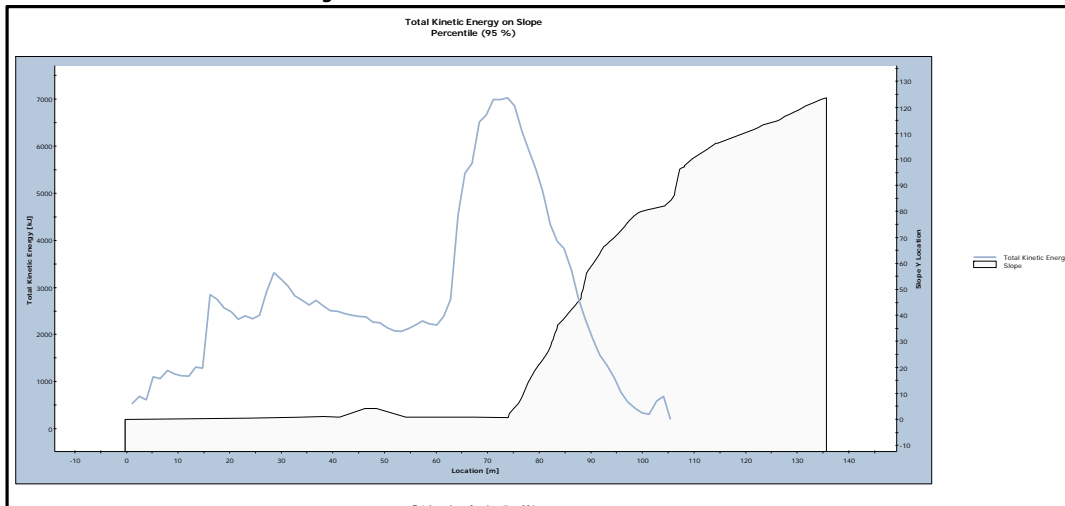
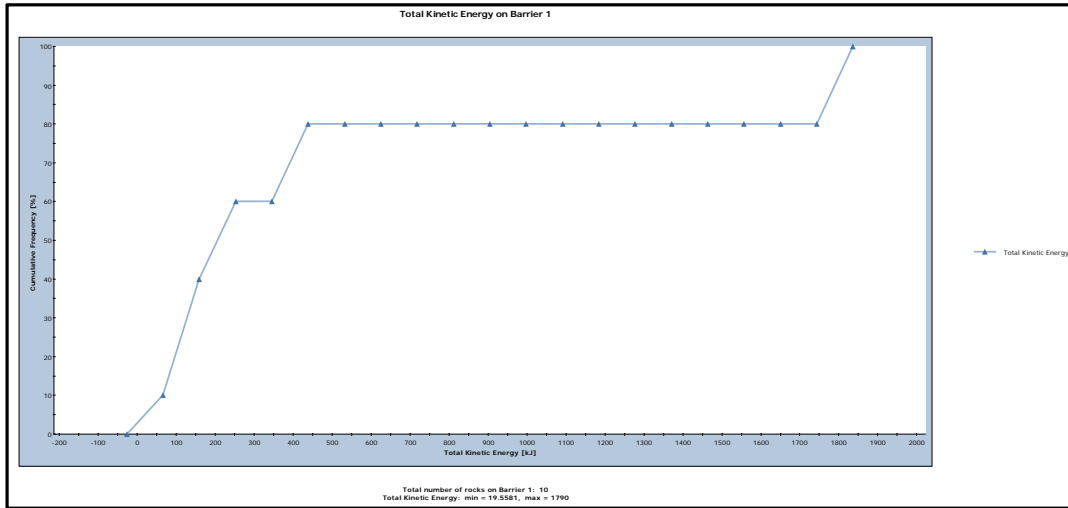


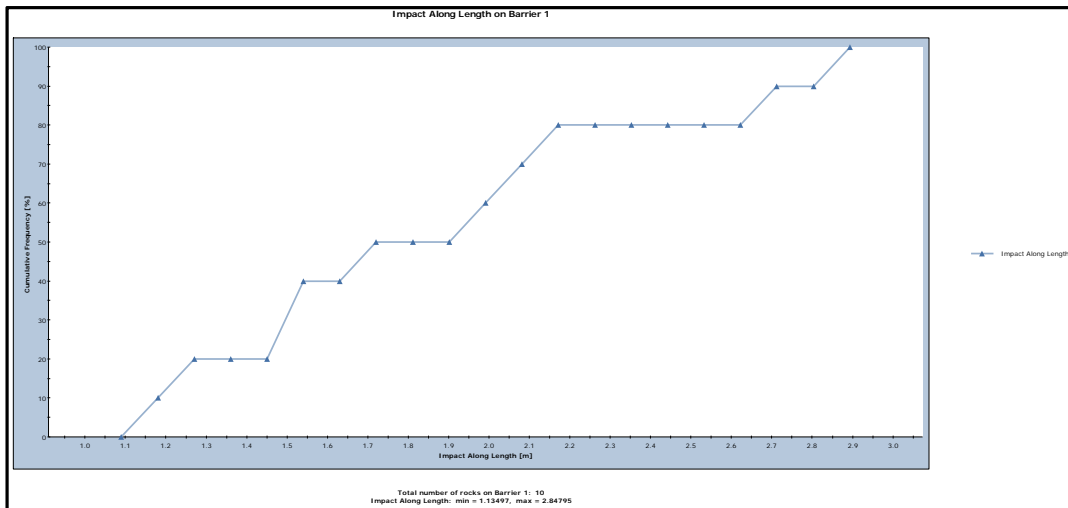
Fig. 79 : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 80** : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica in corrispondenza della barriera sul vallo



**Fig. 81** : Distribuzione statistica dei punti di impatto in corrispondenza della barriera sul vallo

4.9. Risultati sezione 5-CASO\_1A

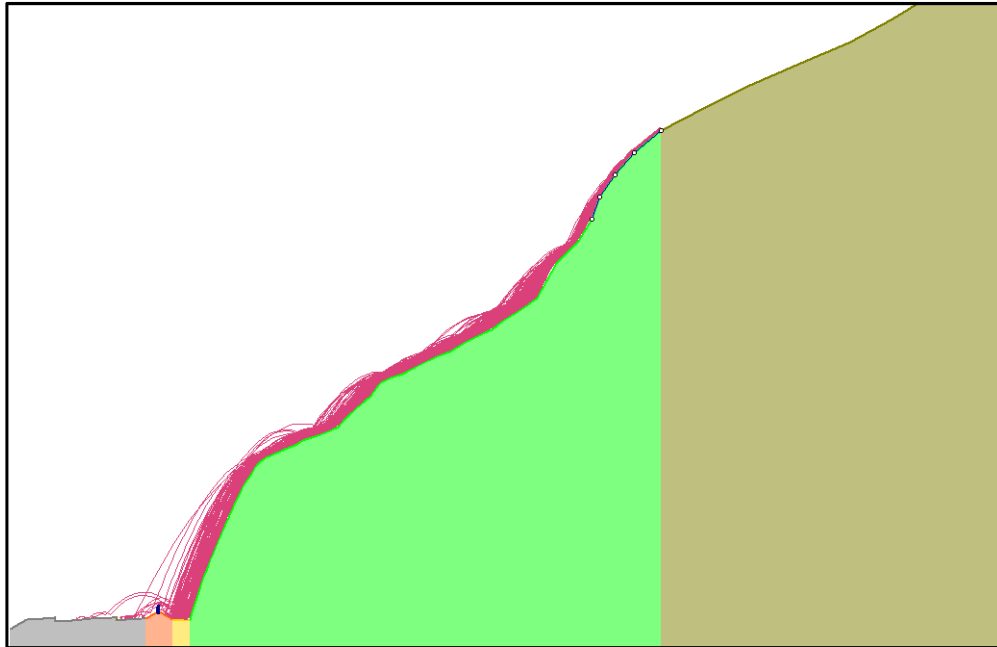


Fig. 82 : Involuppo delle traiettorie analizzate

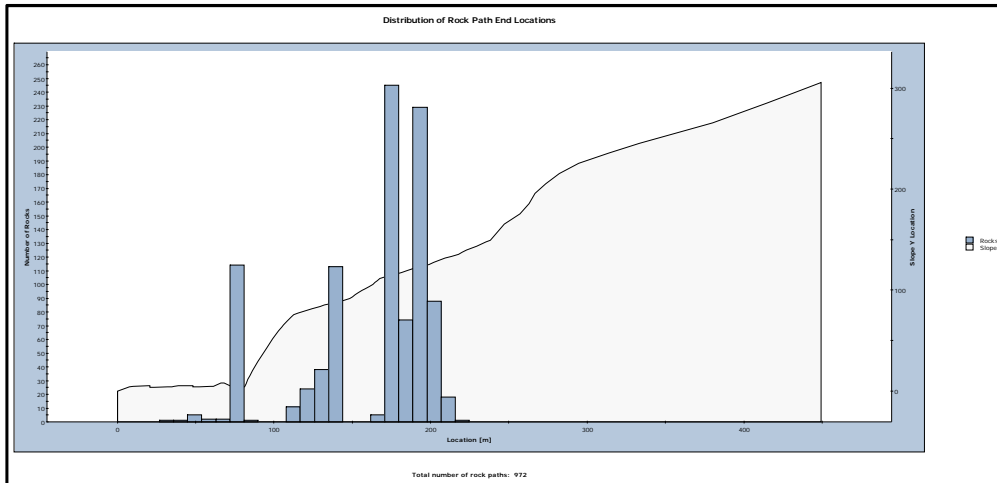
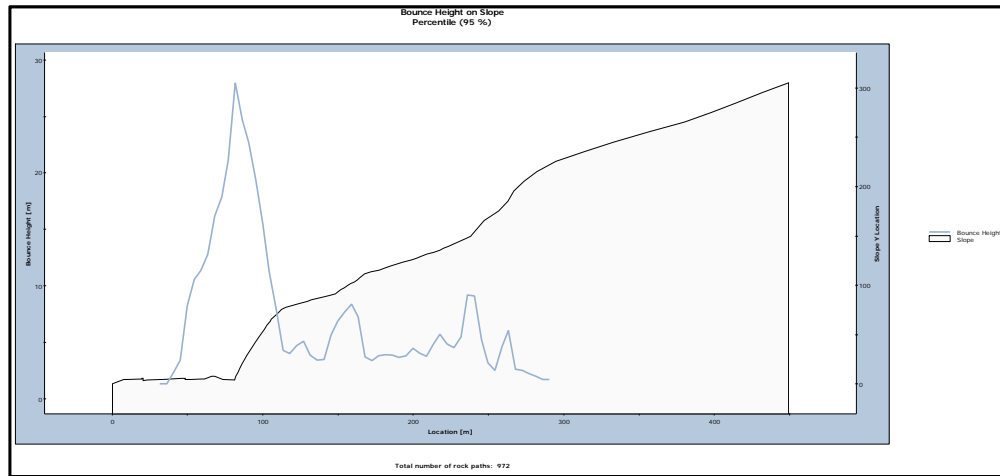
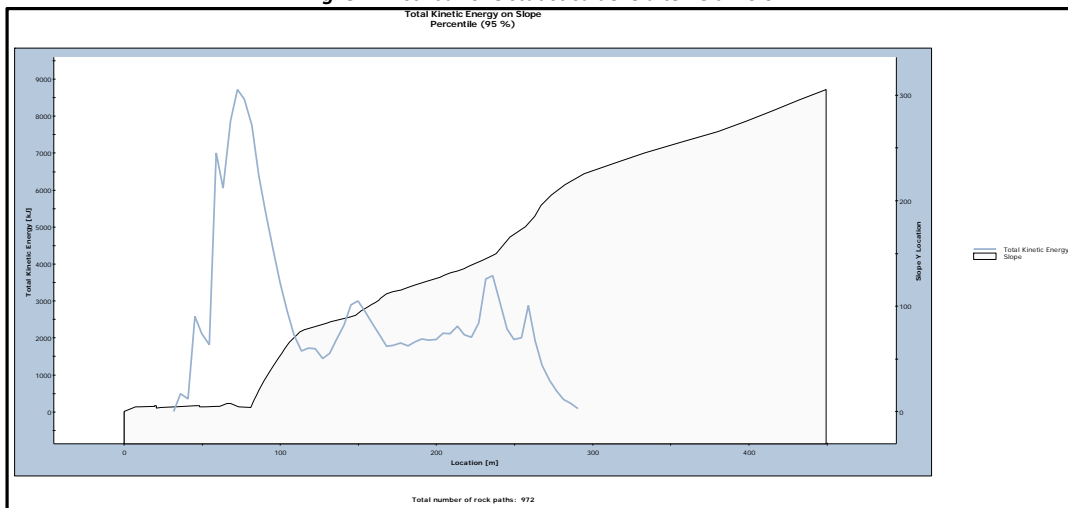


Fig. 83 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

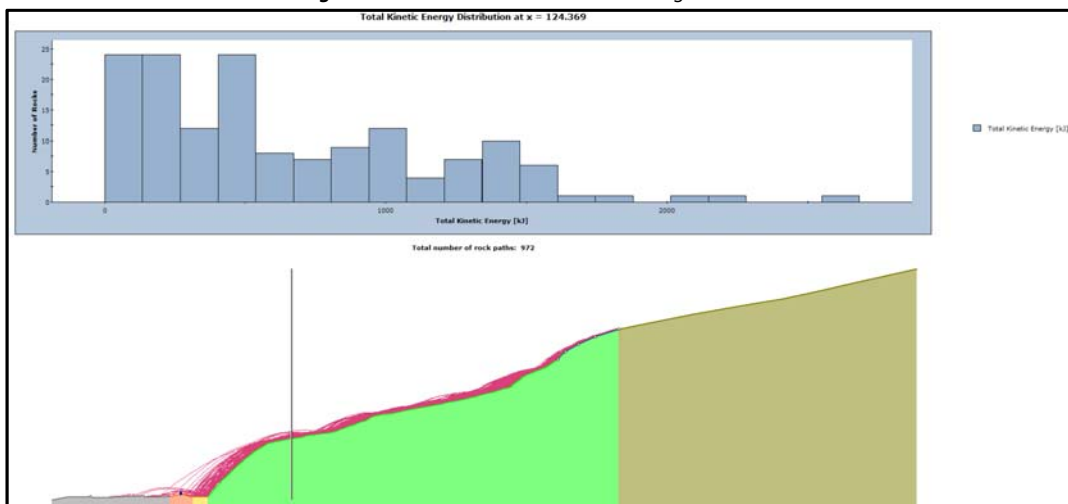
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 84** : Distribuzione statistica delle altezze di volo



**Fig. 85** : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica



**Fig. 86** : Distribuzione statistica dell’Energia cinetica nella posizione dell’intervento

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

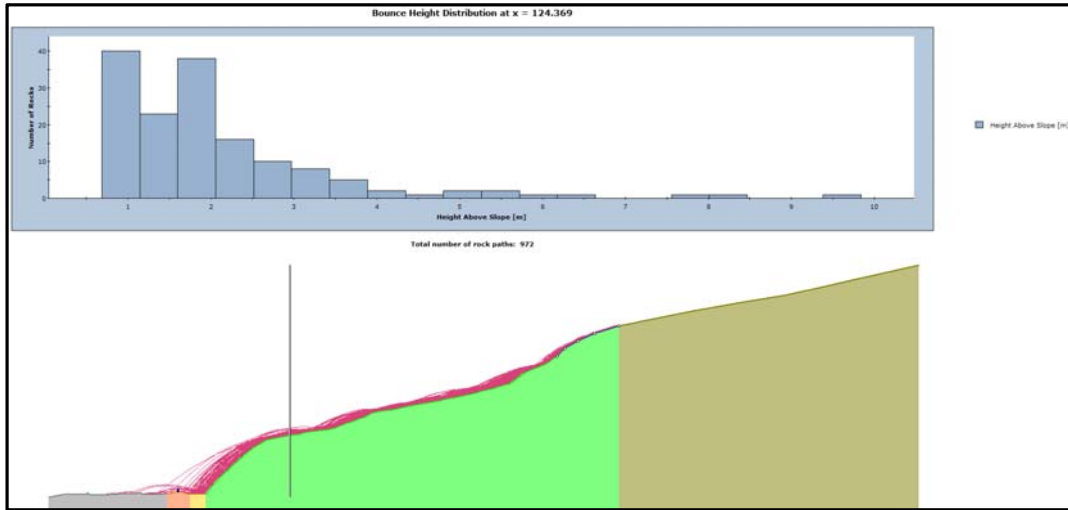


Fig. 87 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell'intervento

4.10. Risultati sezione 5-CASO\_1B

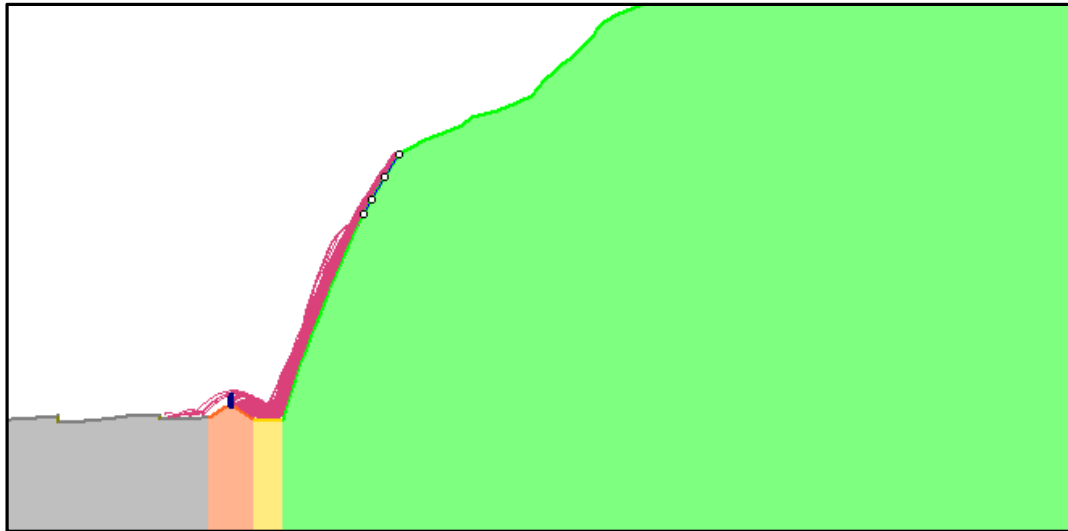
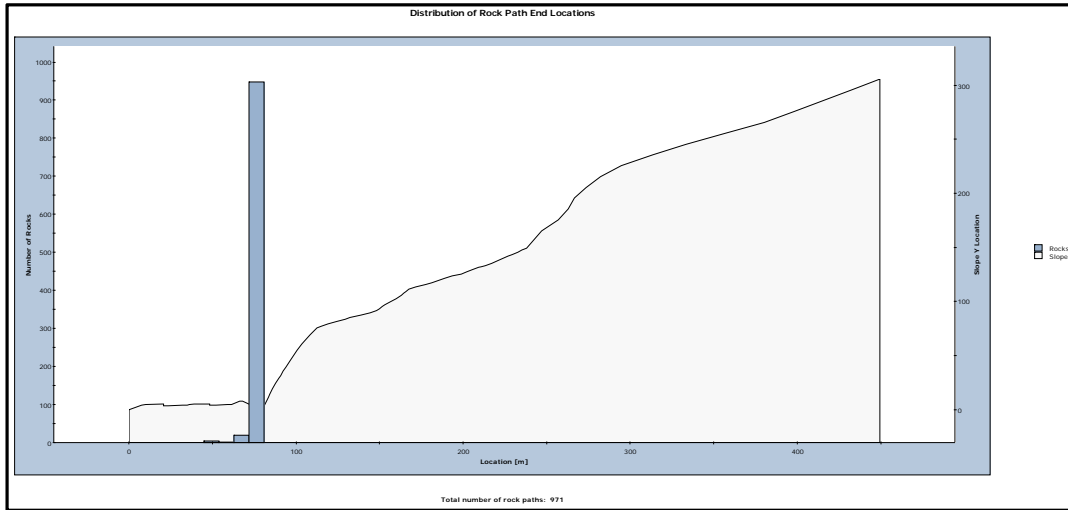
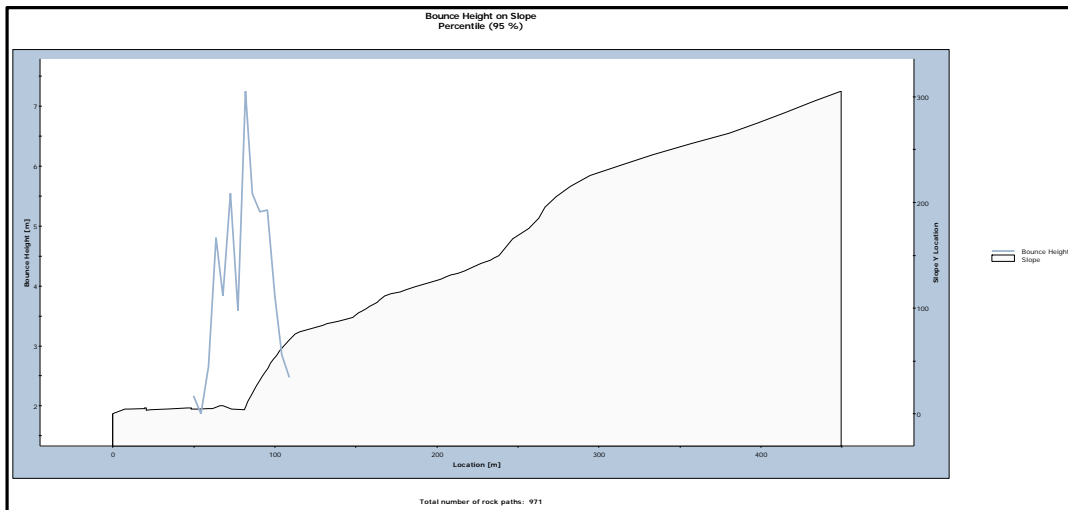


Fig. 88 : Involuppo delle traiettorie analizzate

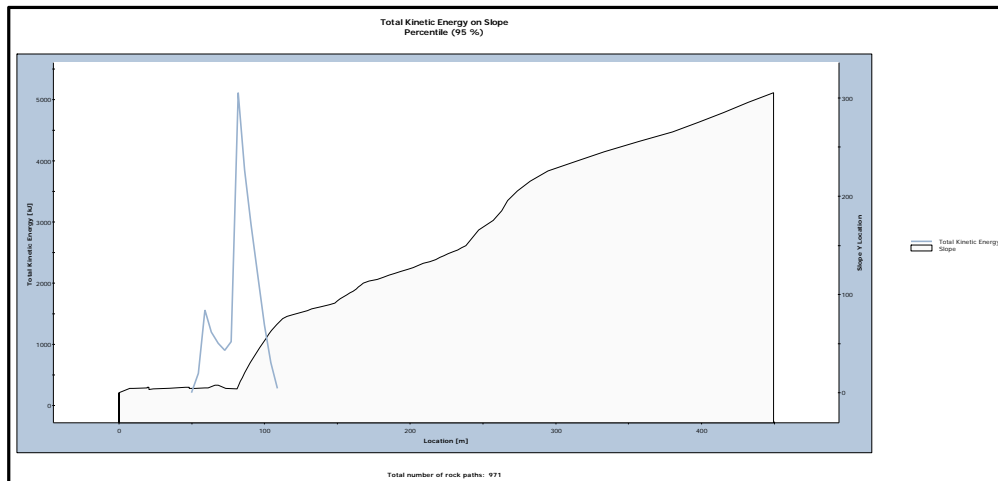
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



**Fig. 89** : Distribuzione statistica dei punti d'arresto



**Fig. 90** : Distribuzione statistica delle altezze di volo



**Fig. 91** : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica

4.11. Risultati sezione 2-CASO\_1C

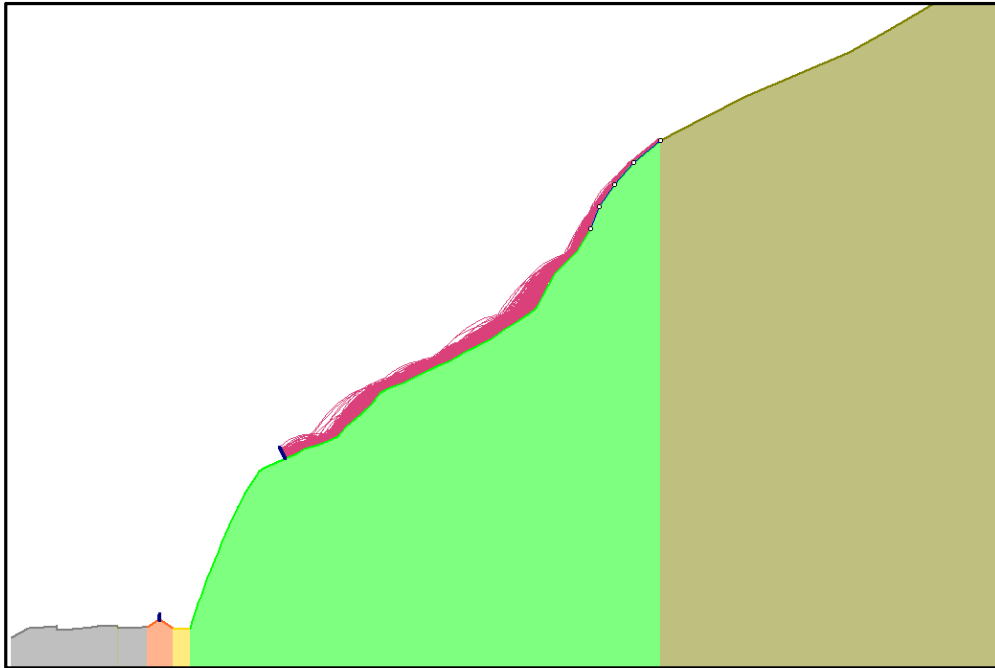


Fig. 92 : Involuppo delle traiettorie analizzate - Barriera alta energia >5000 KJ-H=6-8 m

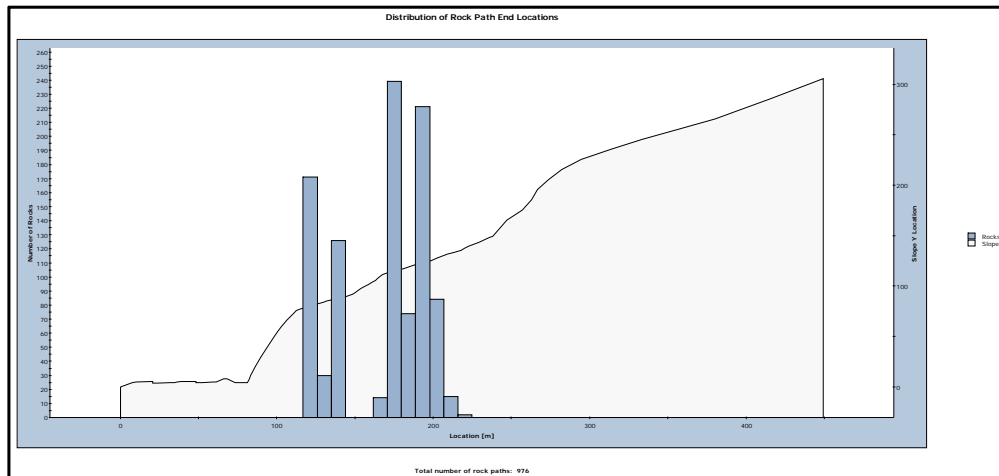


Fig. 93 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

4.12. Risultati sezione 6-CASO\_1A

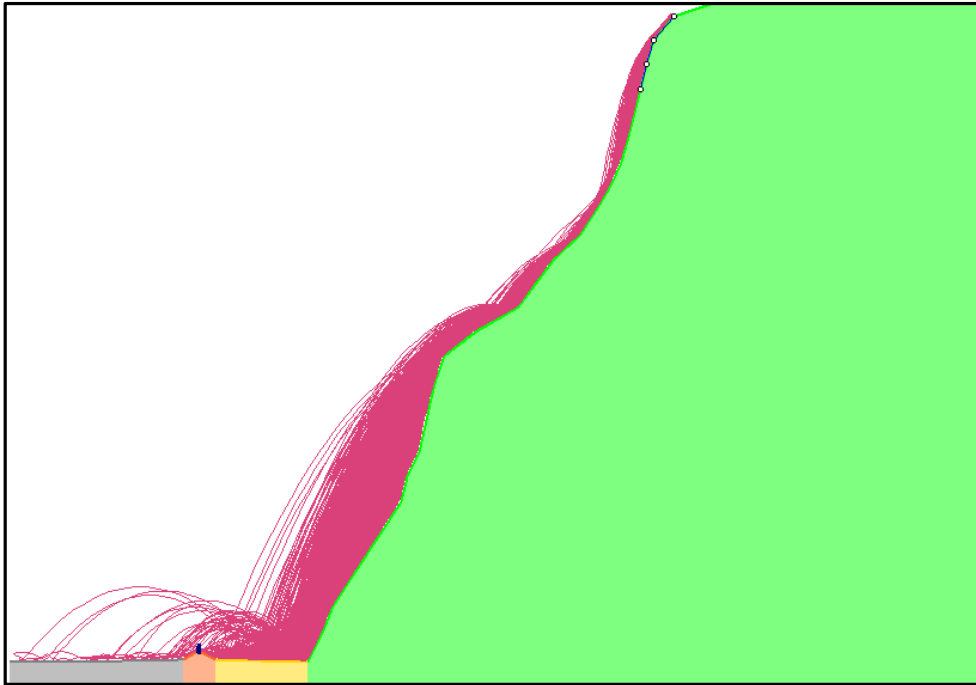


Fig. 94 : Inviluppo delle traiettorie analizzate

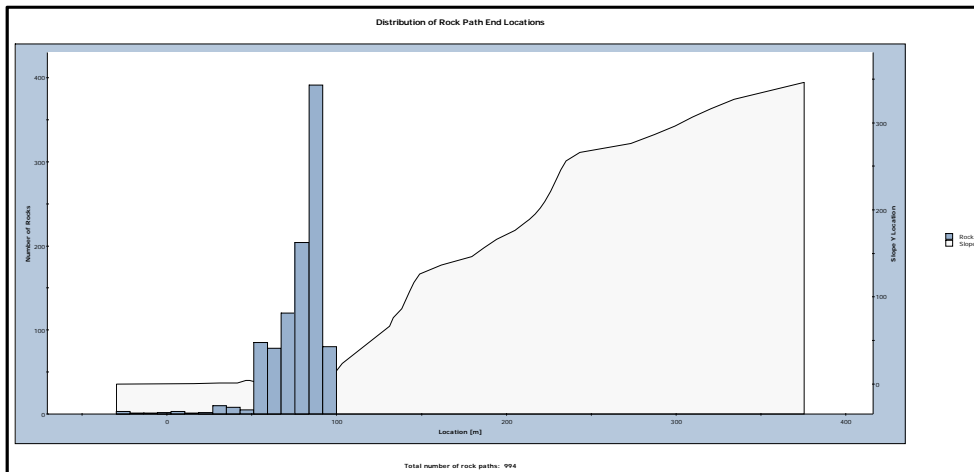
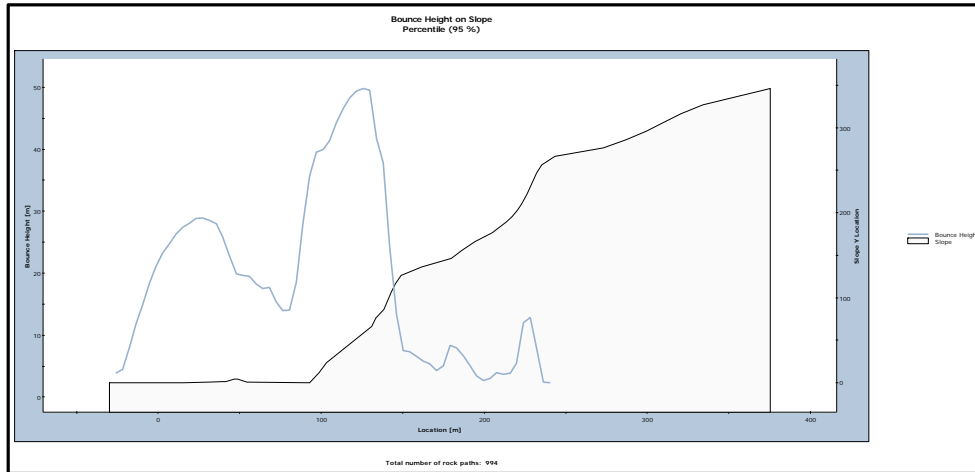
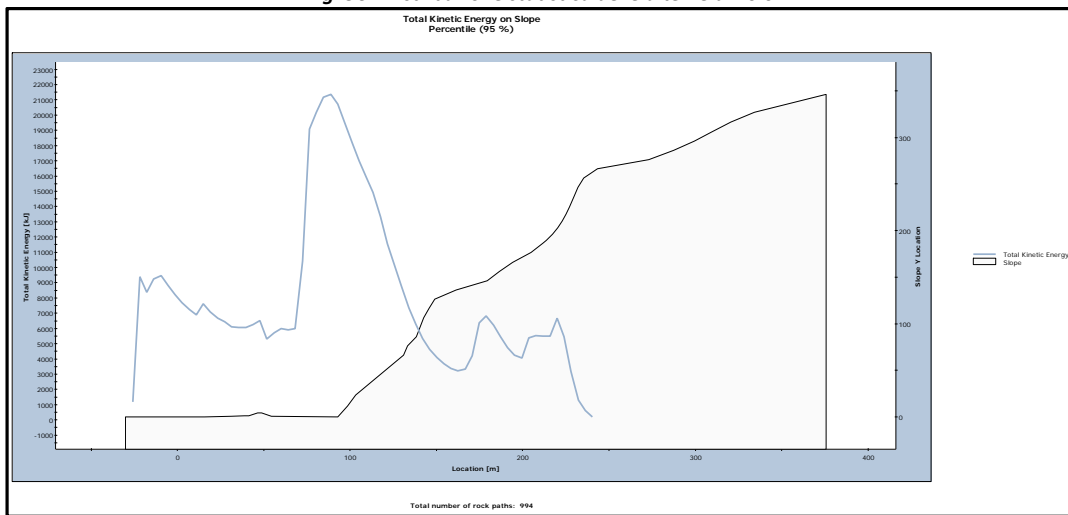


Fig. 95 : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

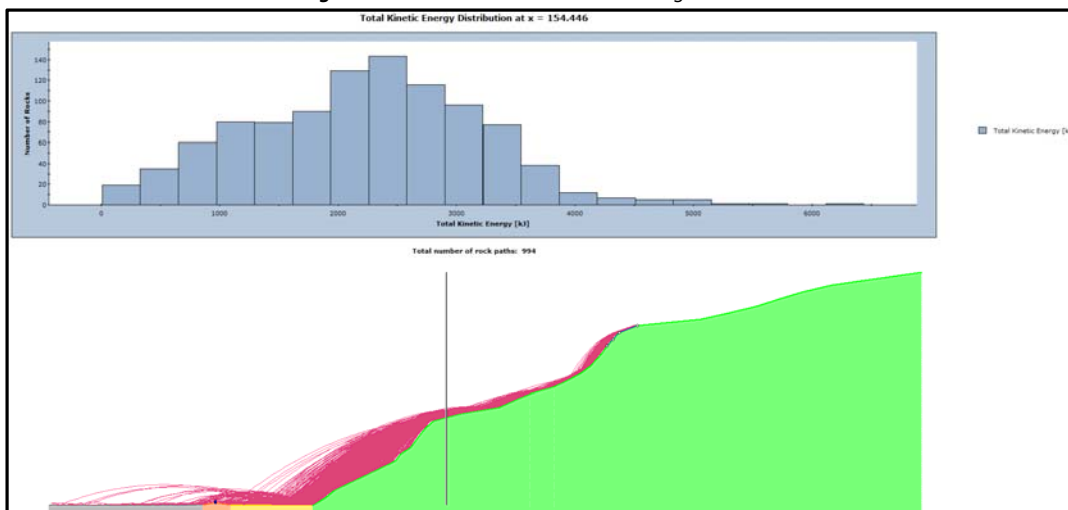
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



**Fig. 96 :** Distribuzione statistica delle altezze di volo



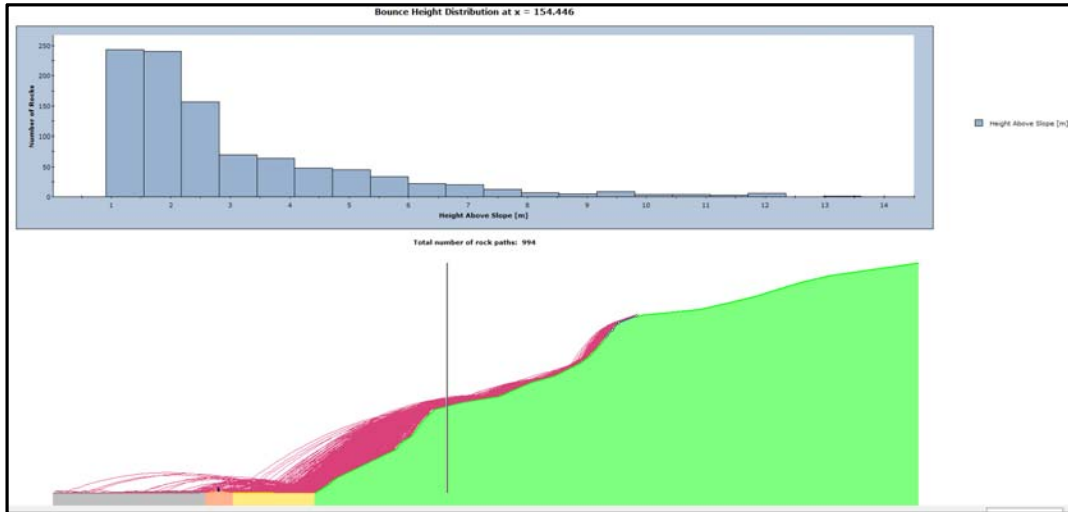
**Fig. 97 :** Distribuzione statistica dell'Energia cinetica



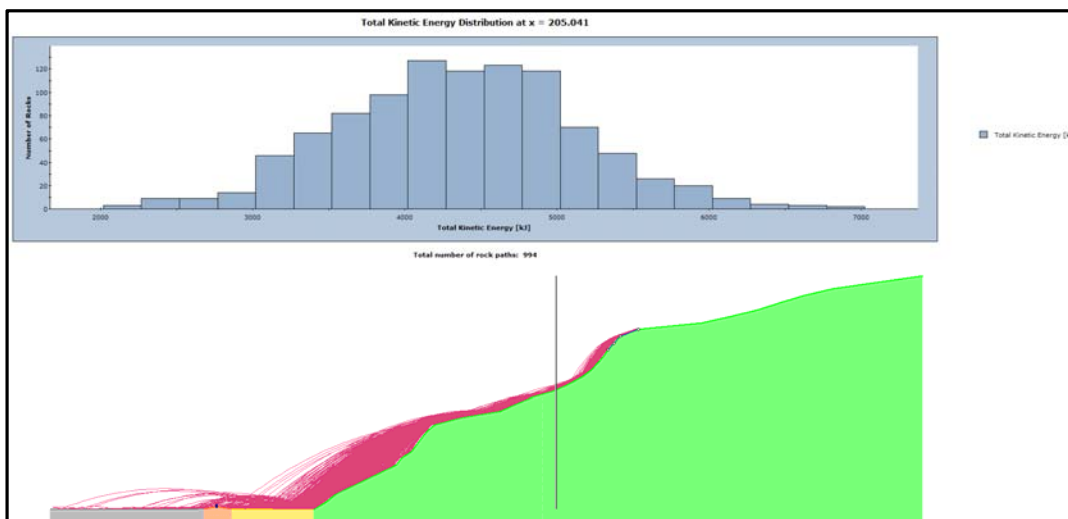
**Fig. 98 :** Distribuzione statistica dell'Energia cinetica nella posizione dell'intervento 1



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

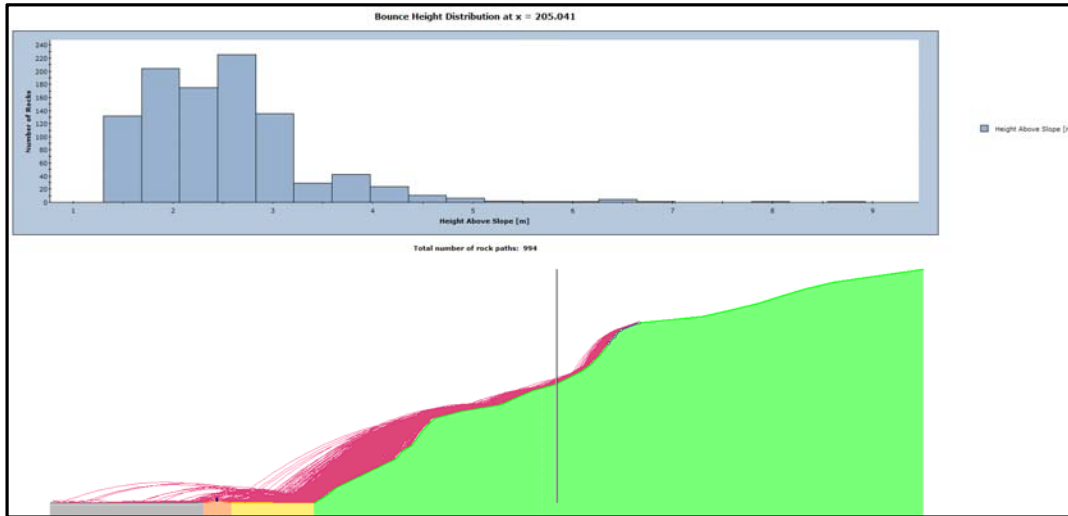


**Fig. 99** : Distribuzione statistica delle altezze di rimbalzo nella posizione dell'intervento 1



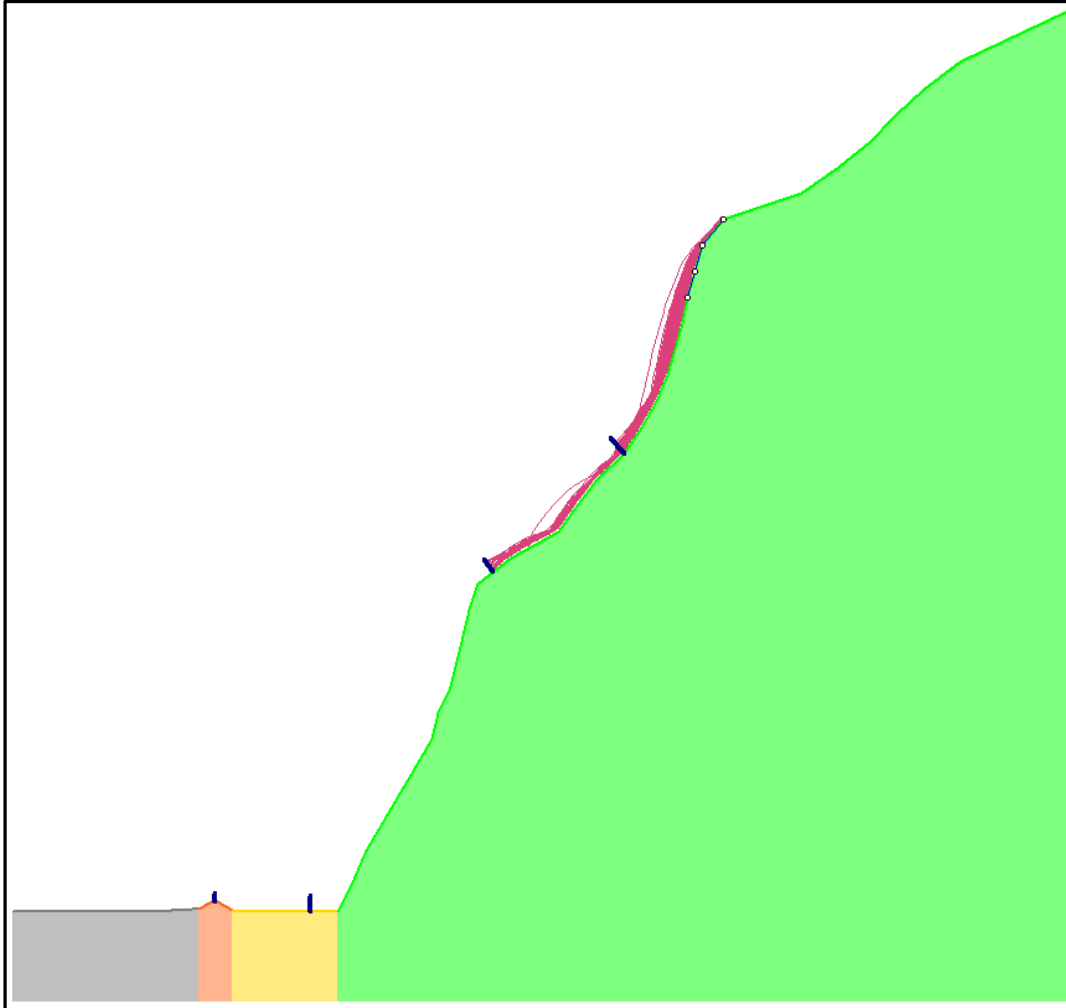
**Fig. 100** : Distribuzione statistica dell'Energia cinetica nella posizione dell'intervento 2

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

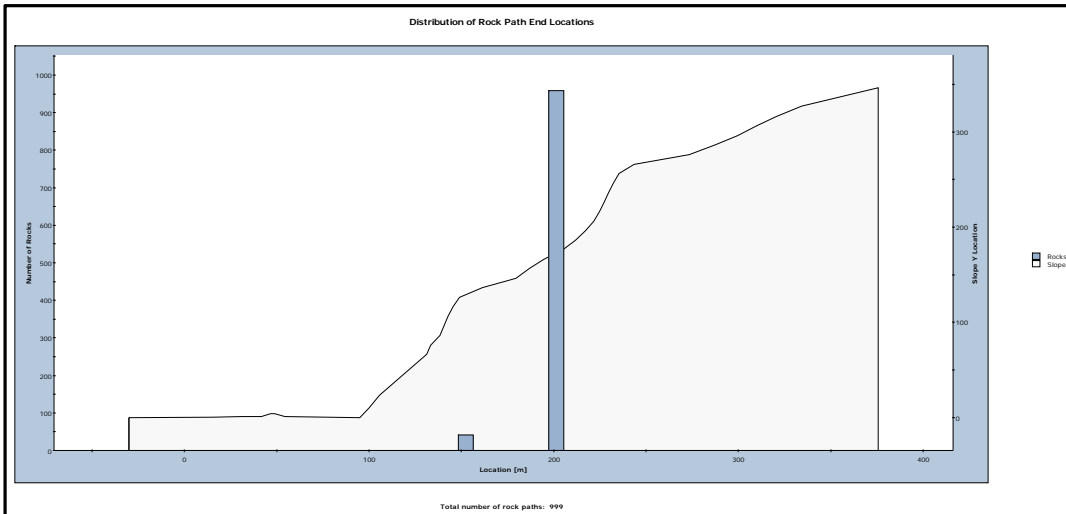


*Fig. 101 : Distribuzione statistica delle altezza di rimbalzo nella posizione dell'intervento 2*

4.13. Risultati sezione 5-CASO\_1B

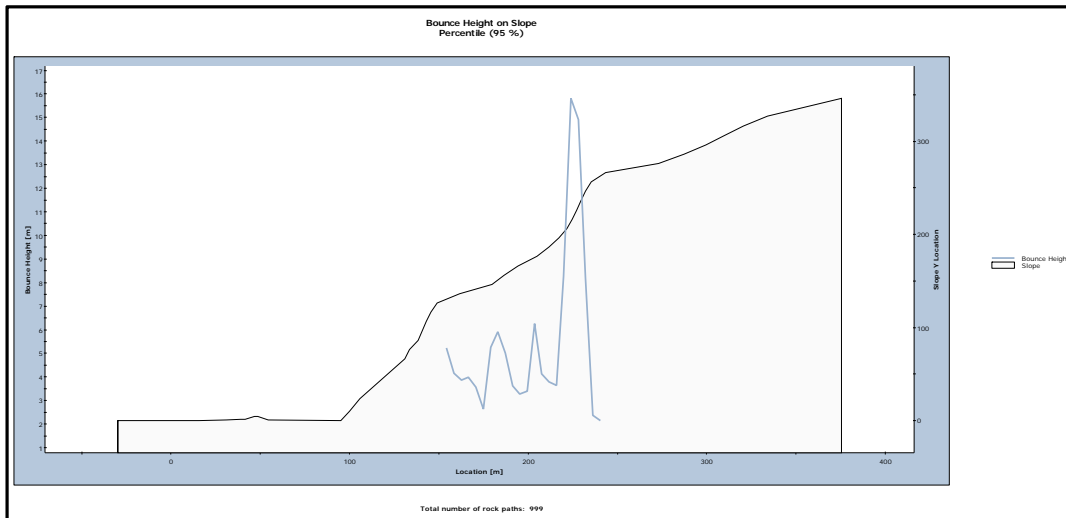


**Fig. 102** : Inviluppo delle traiettorie analizzate – Barriere alta energia >6000 KJ-H=6-8 m

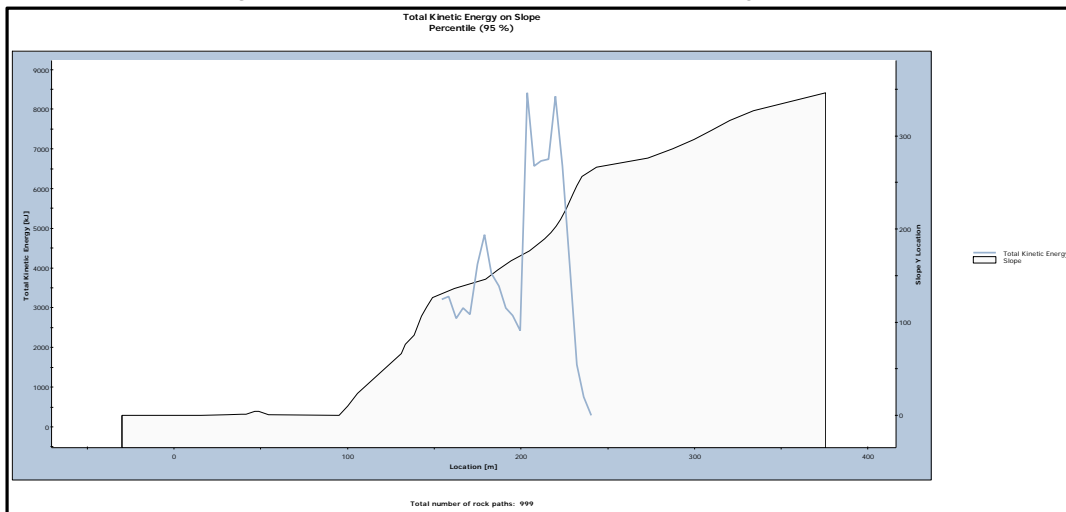


**Fig. 103** : Distribuzione statistica dei punti d'arresto

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO



**Fig. 104** : Distribuzione statistica delle altezze di volo con gli interventi



**Fig. 105** : Distribuzione statistica delle Energie Cinetiche

I Risultati delle analisi effettuate su tutte le sezioni permettono di definire il rischio associato al fenomeno e l'individuazione di una strategia di intervento che mira alla riduzione nel miglior rapporto costi benefici. Le verifiche eseguite tramite le analisi traiettografiche hanno portato alle seguenti conclusioni:

1. Le analisi effettuate con cadute di blocchi dal fronte roccioso (volumi massimi compresi tra 3-4 mc per tutte le sezioni eccetto la sezione 6 per la quale  $V_{max}=8$  mc) confermano percentuali significative di arrivi nella zona occupata dallo svincolo autostradale, evidenziando l'esigenza di adottare opportune opere di consolidamento, mitigazione del rischio e protezione.

2. Le simulazioni condotte considerando anche il tratto di versante che prosegue al di sopra delle pareti aggettanti direttamente sullo svincolo hanno anch'esse evidenziato il potenziale rischio di arrivo e caduta massi (pur se dotati di un volume inferiore) fino alla zona posta al piede delle pareti e occupata dal vallo;
3. il vallo e il rilevato di protezione previsto da progetto lungo il piede delle pareti calcaree (con la relativa barriera paramassi di tipo rigido in sommità) è in grado di trattenere volumi di caduta non superiori al mc.
4. I risultati dello studio condotto sulle 6 sezioni indicate in figura confermano l'esigenza di prevedere un esteso intervento di mitigazione del rischio comprendente un iniziale e generale fase di bonifica e disgaggio dei massi e blocchi instabili, seguito da chiodature e rivestimenti con reti metalliche ad alta resistenza su tutti i settori di pareti strapiombanti o subverticali. Le aree di intervento sono state affinate e opportunamente integrate;
5. Si conferma altresì la necessità di estendere le barriere paramassi ad alto assorbimento di energia >6000-8000 KJ e altezza 6-8 m lungo il ciglio superiore della parete principale posta sullo svincolo, nonché anche nel settore di valle lungo la sezione 6.
6. Una doppia fila di barriere paramassi di elevata energia (10000 KJ) e altezza=8 m è stata prevista anche lungo il piede del versante della Marogna, a monte del tracciato autostradale, secondo quanto emerso dalle *“Simulazioni 2D e 3D di caduta massi in località Marogna”* condotte dall'Università degli studi di Milano – Bicocca (Rapporto finale – Giugno 2017).

## **6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE RETI CHIODATE**

Le reti in aderenza e relative chiodature sono state dimensionate con il modello di calcolo Ruvolum e l'utilizzo del sistema TECCO®SYSTEM3, con filo d'acciaio ad alta resistenza, da 2-4 mm il quale può essere utilizzata su qualsiasi tipo di versante, che sia roccioso o di terra sciolta. Accoppiata a uno dei due tipi di piastra di ripartizione, il sistema offre la possibilità di ottimizzare la maglia di ancoraggio, ottenendo la massima efficienza in fase di installazione.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

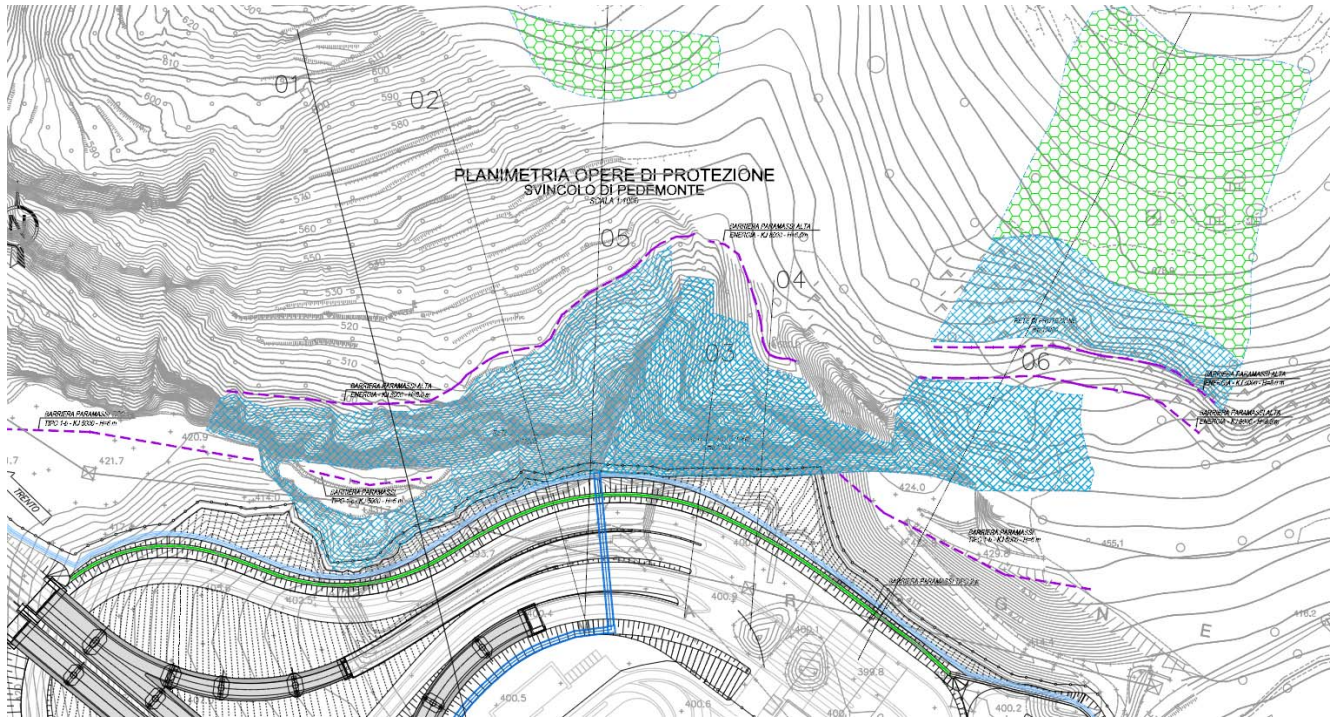

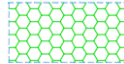




Figura 106 – Planimetria interventi di bonifica e consolidamento pareti roccioso – Svincolo Pedemonte

LEGENDA OPERE DI PROTEZIONE	
01	Sezioni topografiche per simulazioni traiettografiche
	Interventi di bonifica e disaggio di massi instabili e successiva chiodatura con rivestimento con reti metalliche ad alta resistenza
	Interventi di bonifica e disaggio di blocchi e massi instabili
BARRIERE PARAMASSI	
Tipo 1 	Barriera paramassi ad elevata energia
Tipo 2 	Barriera paramassi senza ancoraggi di monte (Installazione su duna adiacente il vallo)

Input quantities			
Slope inclination	$\alpha$	=	85.0 degrees
Layer thickness	t	=	0.80 m
Friction angle ground (characteristic value)	$\Phi_k$	=	36.0 degrees
Volume weight ground (characteristic value)	$\Upsilon_k$	=	23.0 kN/m <sup>3</sup>
Nail inclination to horizontal	$\Psi$	=	5.0 degrees
Nail distance horizontal	a	=	2.80 m
Nail distance in line of slope	b	=	2.80 m
Load cases			
Streaming pressure considered			No
Earthquake considered			Yes
Coefficient of horizontal acceleration due to earthquake	$\epsilon_h$	=	0.060 [-]
Coefficient of vertical acceleration due to earthquake	$\epsilon_v$	=	0.030 [-]
Defaults and Safety Factors			
Cohesion ground (characteristic value)	$c_k$	=	5.0 kN/m <sup>2</sup>
Radius of pressure cone, top	$\zeta$	=	0.20 m
Inclination of pressure cone to horizontal	$\delta$	=	43.0 degrees
Slope-parallel force	$Z_d$	=	20.0 kN
Pretensioning force of the system	V	=	30.0 kN
Partial safety correction value for friction angle	$\Upsilon_\Phi$	=	1.25 [-]
Partial safety correction value for cohesion	$\Upsilon_c$	=	1.25 [-]
Partial safety correction value for volume weight	$\Upsilon_\Upsilon$	=	1.00 [-]
Model uncertainty correction value	$\Upsilon_{mod}$	=	1.00 [-]
			Dimensioning quantities
			$\Phi_d$ [degrees] = 30.2
			$c_d$ [kN/m <sup>2</sup> ] = 4.0
			$\Upsilon_d$ [kN/m <sup>3</sup> ] = 23.0
Elements of the system			
Applied mesh type			TECCO <sup>®</sup> G65/3
Applied spike plate			TECCO <sup>®</sup> system spike plate P33
Bearing resistance of mesh to selective, slope parallel tensile stress	$Z_R$ [kN]	=	30
Bearing resistance of mesh to pressure stress in nail direction	$D_R$ [kN]	=	180
Bearing resistance of mesh against shearing-off in nail direction	$P_R$ [kN]	=	90
Applied nail type			GEWI D = 28 mm
Taking into account rusting away			No
Bearing resistance of nail to tensile stress	$T_R$ [kN]	=	308
Bearing resistance of nail to shear stress	$S_R$ [kN]	=	178
Cross-section surface of the applied nail with / without rusting away	A [mm <sup>2</sup> ]	=	616

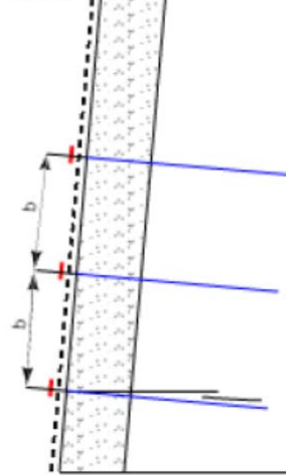


Proofs	
Proof of the mesh against shearing-off at the upslope edge of the spike plate	Fulfilled
Proof of the mesh to selective transmission of the force Z onto the nail	Fulfilled
Proof of the nail against sliding-off of a superficial layer parallel to the slope	Fulfilled
Proof of the mesh against puncturing	Fulfilled
Proof of the nail to combined stress	Fulfilled
The given proofs concern the investigation of superficial instabilities. Additional investigations are required if there is a risk regarding global stability of the slope. If necessary the nail type and nail pattern have to be adapted.	
Investigation of local instabilities between single nails	
<b>Proof of the mesh against shearing-off at the upslope edge of the spike plate</b>	
Maximum stress on the mesh for shearing-off in nail direction at the upslope edge of the spike plate (dimensioning level).	$P_d$ [kN] = 58.4
Thickness of decisive sliding mechanism	$t_{rel}$ [m] = 0.80
Bearing resistance of the mesh against shearing-off in nail direction at the upslope edge of the spike plate (characteristic value).	$P_R$ [kN] = 90.0
Resistance correction value for shearing-off of the mesh	$\gamma_{PR}$ [-] = 1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh against shearing-off	$P_R/\gamma_{PR}$ [kN] = 60.0
Proof of bearing safety	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$ Fulfilled
<b>Proof of the mesh to selective transmission of the force Z onto the nail</b>	
Slope parallel force taken into account in the equilibrium considerations	$Z_d$ [kN] = 20.0
Bearing resistance of the mesh to selective, slope-parallel tensile stress	$Z_R$ [kN] = 30.0
Resistance correction value for selective, slope-parallel transmission of the force Z	$\gamma_{ZR}$ [-] = 1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh to tensile stress	$Z_R/\gamma_{ZR}$ [kN] = 20.0
Proof of bearing safety	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$ Fulfilled
Investigation of slope-parallel, superficial instabilities	
<b>Proof of the nail against sliding-off of a superficial layer parallel to the slope</b>	
Pretensioning force effectively applied on nail	$V$ [kN] = 30.0
Load factor for positive influence of pretension V	$\gamma_{VI}$ [-] = 0.8
Dimensioning value of the applied pretensioning force by positive influence of V	$V_{dI}$ [kN] = 24.0
Calculated required shear force at dimensioning level in function of $V_{dI}$	$S_d$ [kN] = 100.9
Bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R$ [kN] = 178.0
Resistance correction value for shearing-off of the nail	$\gamma_{SR}$ [-] = 1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R/\gamma_{SR}$ [kN] = 118.7
Proof of bearing safety	$S_d \leq S_R/\gamma_{SR}$ Fulfilled
<b>Proof of the mesh against puncturing</b>	
Pretensioning force effectively applied on nail	$V$ [kN] = 30.0
Load factor for negative influence of pretension V	$\gamma_{VII}$ [-] = 1.5
Dimensioning value of the applied pretensioning force by negative influence of V	$V_{dII}$ [kN] = 45.0
Bearing resistance of the mesh to pressure stress in nail direction	$D_R$ [kN] = 180.0
Resistance correction value for puncturing	$\gamma_{DR}$ [-] = 1.5
Dimensioning value of the bearing resistance of the mesh to pressure stress	$D_R/\gamma_{DR}$ [kN] = 120.0
Proof of bearing safety	$V_{dII} \leq D_R/\gamma_{DR}$ Fulfilled

**Proof of the nail to combined stress**

Pretensioning force effectively applied on nail	V [kN] =	30.0
Load factor for positive influence of pretension V	$\gamma_{VI}$ [-] =	0.8
Dimensioning value of the applied pretensioning force by positive influence of V	$V_{dI}$ [kN] =	24.0
Load factor for negative influence of pretension V	$\gamma_{VII}$ [-] =	1.5
Dimensioning value of the applied pretensioning force by negative influence of V	$V_{dII}$ [kN] =	45.0
Calculated required shear force at dimensioning level in function of $V_{dII}$	$S_d$ [kN] =	100.9
Maximum stress on the mesh for shearing-off	$P_d$ [kN] =	58.4
Bearing resistance of the nail to tensile stress	$T_R$ [kN] =	308.0
Bearing resistance of the nail to shear stress	$S_R$ [kN] =	178.0
Resistance correction value for tensile stress	$\gamma_{TR}$ [-] =	1.5
Resistance correction value for shear stress	$\gamma_{SR}$ [-] =	1.5
Proof of bearing safety $([V_{dII}/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.88	Fulfilled
Proof of bearing safety $([P_d/(T_R/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.90	Fulfilled
<b>Minimal tensile strength in the nail for superficial instabilities</b>		
Dimensioning value of the static equivalent tensile force in the nail for determination of the nail length	$T_d$ [kN] =	173.6

Cross-section

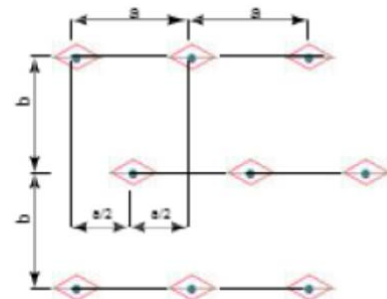


Layer thickness  $t = 0.80$  m

Nail inclination  $\psi = 5.0$  degrees

Slope inclination  $\alpha = 85.0$  degrees

View nail arrangement



**7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA FONDAZIONI BARRIERE PARAMASSI**

**6.1. Appendice 1 Calcolo Fondazioni Barriera 5000 KJ\_Roccia fratturata**

**6.2. Appendice 2 Calcolo Fondazioni Barriera 5000 KJ\_Terreno**

**6.3. Appendice 3 Calcolo Fondazioni Barriera 8000 KJ\_Roccia fratturata**

**6.4. Appendice 4 Calcolo Fondazioni Barriera 8000 KJ\_Terreno**

**6.5. Appendice 5 Calcolo Fondazioni Barriera Rigida 500 KJ\_Terreno**

# APPENDICE 1 Dimensionamento delle opere di fondazione per la barriera paramassi "RXE-5000" per substrato in roccia

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Quadro normativo</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Nota sugli Eurocodici</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>Modello di riferimento</b>	<b>2</b>
4.1	Azioni	3
4.2	Resistenze	3
<b>5</b>	<b>Modello di calcolo</b>	<b>4</b>
5.1	Verifica sezione acciaio	5
5.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	5
5.3	Verifica dell'interfaccia malta – substrato	6
<b>6</b>	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi</b>	<b>7</b>
6.1	Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte	7
6.2	Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti	8
<b>7</b>	<b>Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione</b>	<b>8</b>
7.1	Ancoraggi flessibili	10
7.1.1	Ancoraggi laterali e di monte	10
7.2	Barre di fondazione dei montanti	11
<b>8</b>	<b>Influenza delle azioni sismiche</b>	<b>12</b>
<b>9</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>13</b>



# 1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi RXE-5000 omologata per una energia di assorbimento fino a 5000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

## 3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

## 4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$a) \quad E_D \leq R_D$$

dove:

- $E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

## 4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

## 4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Re p}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

**Tabella 1. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.



## 5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

## 5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\text{e) } \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula e), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$f) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

### 5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$g) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$h) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;

- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- $\xi_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  (a seconda della tecnica di iniezione utilizzata) e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula h) nella g) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

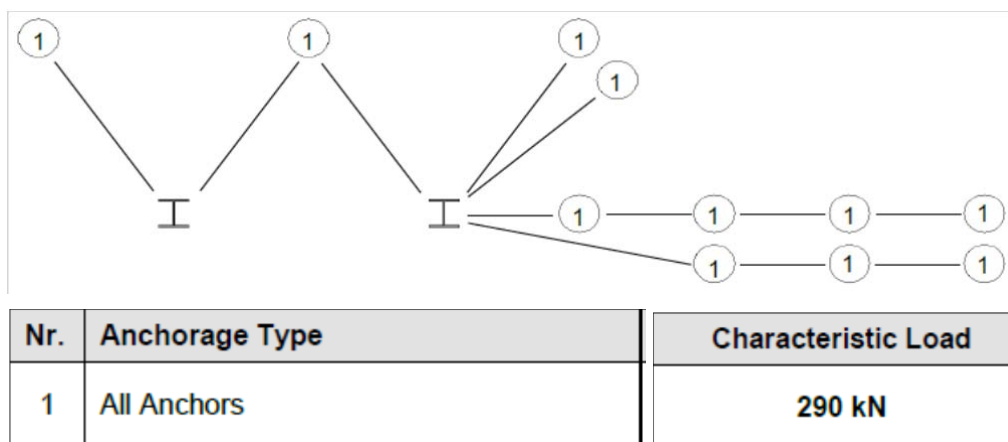
$$i) \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

## 6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

### 6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

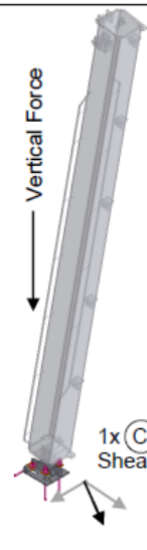
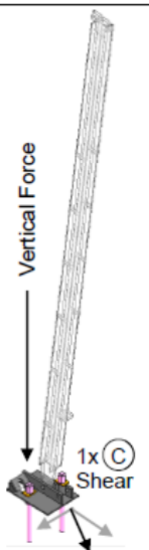
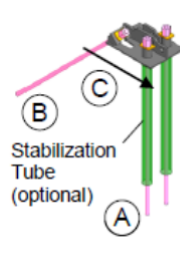
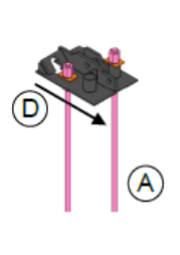
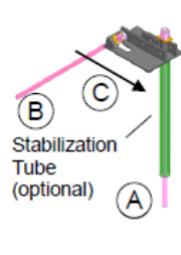
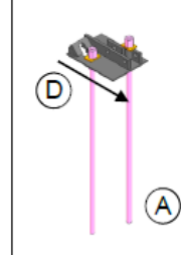
Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.



Questi sono i carichi definiti durante dopo le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

## 6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 1, con due barre verticali.

BORDER POST			MIDDLE POST		
	Soil 2x GEWI NG 40 1x GEWI NG 40  <b>Foundation</b> Recommendation 0.4 x 1.2 x 1.2 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32	Soil 1x GEWI NG 40 1x GEWI NG 32 <sup>1)</sup>  <b>Foundation</b> Recommendation 0.4 x 1.0 x 0.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32  <b>Foundation</b> Acc. To project eng.	
					

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura).

		Border Post	Middle Post
A	Max. Vertical Force per Anchor	300 kN	290 kN
B	Inclined Anchor 45°	60 kN	210 kN
C	Shear Force, parallel to base Soil	200 kN	140 kN
D	Shear Force, parallel to base Rock	250 kN	265 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1)  $F_d$  azione di progetto;

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

Azione a trazione = 290 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [D] = 250 kN / 265 kN

Azione a compressione sulla singola barra [A] = 300 kN / 290 kN

Per quanto riguarda le barre, sono riportati due valori, per tenere conto del fatto che si considerino i montanti intermedi o quelli di bordo. Rispettivamente il primo valore corrisponde ai montanti di bordo e il secondo a quelli intermedi.

2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 300 = 300 kN

Ancoraggi in barra diametro 32 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):

Resistenza a trazione / compressione = 350 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione e), considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a  $\tau_{a-m} = 2.32 \text{ N/mm}^2$  per barre con diametro pari a 32 mm.

4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5)  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre con diametro 32 mm =  $(2\pi r) 100 \text{ mm}$

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 300 =  $(2\pi r) 119 \text{ mm}$

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula h) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili e in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno .....

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarci mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarci alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8) L, lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7 secondo quanto riportato per i pali di fondazione. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,8 N/mm<sup>2</sup>. Tale valore è valido per un substrato di calcare fratturato.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione.

## 7.1 Ancoraggi flessibili

### 7.1.1 Ancoraggi laterali e di monte

Poiché i carichi agenti sugli ancoraggi di monte e su quelli laterali sono gli stessi, le verifiche sulle lunghezze vengono riassunte nello stesso capitolo qui descritto.

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_D \leq R_D \quad 290 \text{ kN} \leq 300 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1698 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2724 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 3.0 m. A tale valore si aggiunge un metro di coltre superficiale per cui la lunghezza di ancoraggio è pari a 4.0 m.**

## 7.2 Barre di fondazione dei montanti

La verifica deve essere diversificata a seconda che si considerino i montanti di bordo o i montanti intermedi.

Verifica a compressione della sezione di acciaio

Montanti di bordo  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 300 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatta la verifica a compressione]}$

Montanti intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 290 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatta la verifica a compressione]}$

Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che la forza di taglio si scarichi in maniera uniforme sulle barre. Per cui l'azione viene suddivisa sulle due barre.

Montanti di bordo  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 250 / 2 = 125 \text{ kN} \leq 202 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$

Montanti intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 265 / 2 = 133 \text{ kN} \leq 202 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$

Verifica sfilamento acciaio-malta

La verifica viene fatta considerando l'azione massima agente che equivale all'azione che si scarica a compressione. Le lunghezze determinate a favore di sicurezza si considerano valide anche per le barre in trazione.

Montanti di bordo:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 300000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1929 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1865 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

La verifica viene fatta considerando l'azione massima agente che equivale all'azione che si scarica a compressione. Le lunghezze determinate a favore di sicurezza si considerano valide anche per le barre in trazione.

Montanti di bordo:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 300000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2931 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2833 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 3.0 m. A tale valore si aggiunge un metro di coltre superficiale per cui la lunghezza di ancoraggio è pari a 4.0 m.**

## 8 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.



## 9 Conclusioni

Alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 5000 kJ e con una altezza utile pari a 6,0 m / 7.0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

<b>Descrizione</b>	<b>Tipologia ancoraggio</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 300	4,00
Ancoraggio monte		4,00
Tirafondi	GEWI 32 mm	4,00

**Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**



*APPENDICE 2 - Dimensionamento delle opere di fondazione per la barriera paramassi "RXE-5000" per un substrato in materiale detritico.*

**INDICE**

<b>1</b>	<b><i>Premessa</i></b> _____	<b>2</b>
<b>2</b>	<b><i>Quadro normativo</i></b> _____	<b>2</b>
<b>3</b>	<b><i>Nota sugli Eurocodici</i></b> _____	<b>2</b>
<b>4</b>	<b><i>Modello di riferimento</i></b> _____	<b>2</b>
4.1	<b>Azioni</b> _____	<b>3</b>
4.2	<b>Resistenze</b> _____	<b>3</b>
<b>5</b>	<b><i>Modello di calcolo</i></b> _____	<b>4</b>
5.1	<b>Verifica sezione acciaio</b> _____	<b>5</b>
5.2	<b>Verifica dell'interfaccia acciaio – malta</b> _____	<b>5</b>
5.3	<b>Verifica dell'interfaccia malta – substrato</b> _____	<b>6</b>
<b>6</b>	<b><i>Carichi agenti sugli ancoraggi</i></b> _____	<b>7</b>
6.1	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte</b> _____	<b>7</b>
6.2	<b>Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti</b> _____	<b>8</b>
<b>7</b>	<b><i>Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione</i></b> _____	<b>8</b>
7.1	<b>Ancoraggi flessibili</b> _____	<b>11</b>
7.1.1	<b>Ancoraggi laterali e di monte</b> _____	<b>11</b>
7.2	<b>Barre di fondazione dei montanti</b> _____	<b>11</b>
<b>8</b>	<b><i>Influenza delle azioni sismiche</i></b> _____	<b>13</b>
<b>9</b>	<b><i>Conclusioni</i></b> _____	<b>13</b>



# 1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi RXE-5000 omologata per una energia di assorbimento fino a 5000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

## 3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

## 4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$a) \quad E_D \leq R_D$$

dove:

- $E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

## 4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

## 4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

**Tabella 1. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

## 5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_S$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

## 5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\text{e) } \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$



dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggi}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula e), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$f) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

### 5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$g) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$h) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;

- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- $\xi_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  (a seconda della tecnica di iniezione utilizzata) e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula h) nella g) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

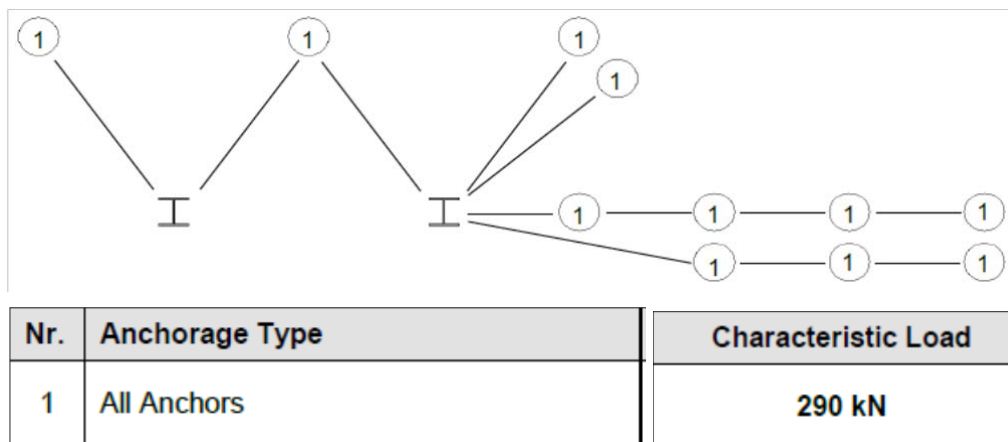
$$i) \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

## 6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

### 6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

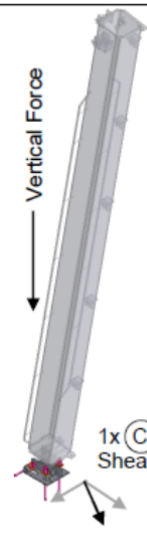
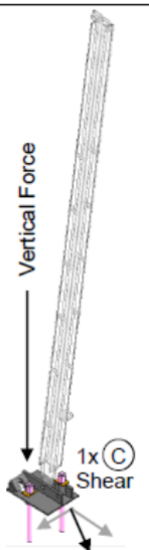
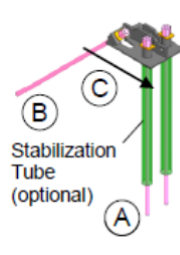
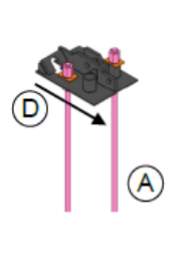
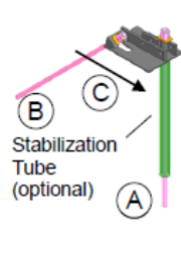
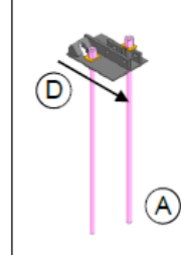
Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.



Questi sono i carichi definiti durante dopo le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

## 6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 1, con la presenza di una barra obliqua e una/due barre verticali a seconda che si tratti di montanti di bordo o intermedi.

BORDER POST		MIDDLE POST			
	Soil 2x GEWI NG 40 1x GEWI NG 40  <b>Foundation</b> Recommendation 0.4 x 1.2 x 1.2 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32	Soil 1x GEWI NG 40 1x GEWI NG 32 <sup>1)</sup>  <b>Foundation</b> Recommendation 0.4 x 1.0 x 0.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32  <b>Foundation</b> Acc. To project eng.	
					

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura).

		Border Post	Middle Post
A	Max. Vertical Force per Anchor	300 kN	290 kN
B	Inclined Anchor 45°	60 kN	210 kN
C	Shear Force, parallel to base Soil	200 kN	140 kN
D	Shear Force, parallel to base Rock	250 kN	265 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1)  $F_d$  azione di progetto;

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

Azione a trazione = 290 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [C] = 200 kN / 140 kN

Azione a compressione sulla singola barra [A] = 300 kN / 290 kN

Azione a trazione sulla singola barra [B] = 60 kN / 210 kN

Per quanto riguarda le barre, sono riportati due valori, per tenere conto del fatto che si considerino i montanti intermedi o quelli di bordo. Rispettivamente il primo valore corrisponde ai montanti di bordo e il secondo a quelli intermedi.

2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 300 = 300 kN

Ancoraggi in barra diametro 40 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):

Resistenza a trazione / compressione = 546 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 1257}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 315 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 1257}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

Ancoraggi in barra diametro 32 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):

Resistenza a trazione / compressione = 350 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione e), considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a  $20 \text{ N/mm}^2$ , si ottiene  $\tau_{a-m} = 2.14 \text{ N/mm}^2$  e barre con diametro pari a 40 mm e pari a  $\tau_{a-m} = 2.32 \text{ N/mm}^2$  per barre con diametro pari a 32 mm.

4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5)  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre con diametro 40 mm =  $(2\pi r)$  126 mm

$S_{Lat}$  barre con diametro 32 mm =  $(2\pi r)$  100 mm

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 300 =  $(2\pi r)$  119 mm

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula h) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili e in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno .....

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8) L, lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7 secondo quanto riportato per i pali di fondazione. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è considerato un valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a  $0,3 \text{ N/mm}^2$ . Tale valore è valido per un substrato detritico.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione.

## 7.1 Ancoraggi flessibili

### 7.1.1 Ancoraggi laterali e di monte

Poiché i carichi agenti sugli ancoraggi di monte e su quelli laterali sono gli stessi, le verifiche sulle lunghezze vengono riassunte nello stesso capitolo qui descritto.

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_D \leq R_D \quad 290 \text{ kN} \leq 300 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1698 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6227 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 7.0 m. Come anticipato, tale valore è valido sia per gli ancoraggi laterali sia per quelli di monte.**

## 7.2 Barre di fondazione dei montanti

La verifica deve essere diversificata a seconda che si considerino i montanti di bordo o i montanti intermedi.

Verifica a trazione e compressione della sezione di acciaio

Montanti di bordo  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 300 \text{ kN} \leq 546 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a compressione}]$

Montanti intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 290 \text{ kN} \leq 546 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a compressione}]$

Montanti di bordo  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 60 \text{ kN} \leq 546 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a trazione}]$

Montanti intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D \quad 210 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a trazione}]$

In quest'ultima verifica si considera la presenza di una barra obliqua GEWI del 32 mm, da utilizzarsi solo per i montanti intermedi e solo per le barre oblique.

### Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che la forza di taglio si scarichi in maniera uniforme sulle barre. Per cui, sui montanti di bordo l'azione viene suddivisa sulle tre barre mentre sui montanti intermedi l'azione viene suddivisa sulle due barre.

$$\text{Montanti di bordo} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 200 / 3 = 66.7 \text{ kN} \leq 315 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

$$\text{Montanti intermedi} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 140 / 2 = 70 \text{ kN} \leq 202 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Per i montanti intermedi si considera la resistenza minima che si ha nel caso di barra da 32 mm.

### Verifica sfilamento acciaio-malta

La verifica viene fatta considerando l'azione massima agente che equivale all'azione che si scarica a compressione. Le lunghezze determinate a favore di sicurezza si considerano valide anche per le barre in trazione.

Montanti di bordo:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 300000}{\pi \cdot 40 \cdot 2.14} = 1673 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 40 \cdot 2.14} = 1618 \text{ mm}$$

### Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

La verifica viene fatta considerando l'azione massima agente che equivale all'azione che si scarica a compressione. Le lunghezze determinate a favore di sicurezza si considerano valide anche per le barre in trazione.

Montanti di bordo:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 300000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6699 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6476 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 7.0 m.**

## 8 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

## 9 Conclusioni

Alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 5000 kJ e con una altezza utile pari a 6,0 m / 7.0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito. Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Tipologia ancoraggio	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 300	7,00
Ancoraggio monte		7,00
Tirafondi	GEWI 32 mm / GEWI 40 mm	7,00

**Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**



# APPENDICE 3 - Dimensionamento delle opere di fondazione per la barriera paramassi "RXE-8000" per un substrato in roccia fratturata

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Quadro normativo</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Nota sugli Eurocodici</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>Modello di riferimento</b>	<b>2</b>
4.1	Azioni	3
4.2	Resistenze	3
<b>5</b>	<b>Modello di calcolo</b>	<b>4</b>
5.1	Verifica sezione acciaio	5
5.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	5
5.3	Verifica dell'interfaccia malta – substrato	6
<b>6</b>	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi</b>	<b>7</b>
6.1	Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte	7
6.2	Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti	8
<b>7</b>	<b>Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione</b>	<b>8</b>
7.1	Ancoraggi flessibili	11
7.1.1	Ancoraggi monte	11
7.1.2	Ancoraggi laterali	11
7.2	Barre di fondazione dei montanti	12
<b>8</b>	<b>Influenza delle azioni sismiche</b>	<b>13</b>
<b>9</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>13</b>



# 1 Premessa

La presente relazione sviluppa il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi RXE-8000 omologata per una energia di assorbimento fino a 8000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

## 3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

## 4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$a) \quad E_D \leq R_D$$

dove:

- $E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

Infine si deve valutare che siano rispettate le gerarchie delle resistenze nel caso di acciai armonici.

## 4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

## 4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

**Tabella 1. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

## 5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_S$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

## 5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\text{a) } \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula a), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$b) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

### **5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato**

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$c) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$d) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;

- $\xi_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula d) nella c) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

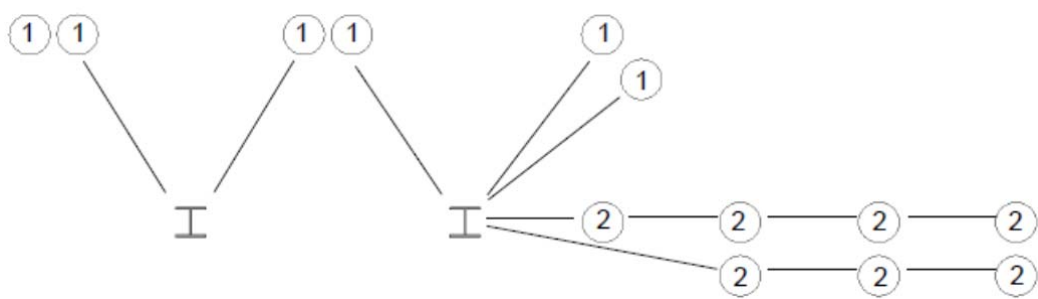
$$e) \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

## 6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

### 6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.



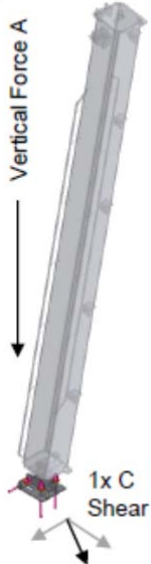
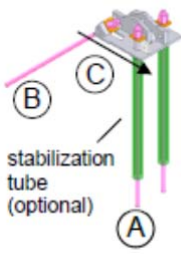
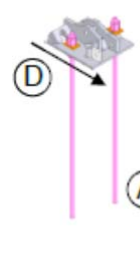
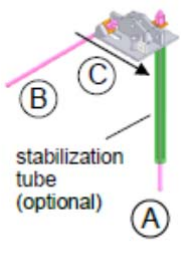
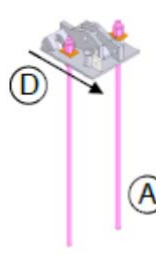
No.	Anchorage Type	Anchor Type	Characteristic Force
1	Upslope Anchors (Retaining Ropes)	(1) Type III 18.5 mm	280 kN
2	Lateral Anchors (all)	(2) Type IV 22.5 mm	360 kN

Questi sono i carichi definiti durante dopo le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.



## 6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 2, con la presenza di due barre verticali.

	<b>BORDER POST</b>		<b>MIDDLE POST</b>	
	Soil 2x GEWI NG 40 1x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 0.4 x 1.5 x 1.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32	Soil 2x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 0.5 x 1.0 x 0.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32
				

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura).

		<b>Border Post</b>	<b>Middle Post</b>
A	Max. Vertical force per Anchor	290 kN	310 kN
B	Inclined Anchor, 45°	120 kN	230 kN
C	Shear force, parallel to base plate SOIL	230 kN	160 kN
D	Shear force, parallel to base plate ROCK	310 kN	310 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1)  $F_d$  azione di progetto;

Ancoraggi flessibili di monte:

Azione a trazione = 280 kN

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 360 kN

Ancoraggi in barra:

Montanti di bordo:

Azione a compressione [A] = 290 kN

Azione di taglio [D] =  $310 / 2 = 155$  kN

L'azione di taglio viene suddivisa per le due barre di ancoraggio, ipotizzando che si distribuisca in maniera uniforme.

Montanti intermedi:

Azione a compressione [A] = 310 kN

Azione di taglio [C] =  $310 / 2 = 155$  kN

L'azione di taglio viene suddivisa per le due barre di ancoraggio, ipotizzando che si distribuisca in maniera uniforme.

2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 400 = 400 kN → ancoraggi di monte e laterali

Ancoraggi in barra diametro 32 mm ( $f_{yk} = 500$  N/mm<sup>2</sup>):

Resistenza a trazione / compressione = 350 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Da quanto indicato dalle formulazioni precedentemente riportate si ottiene un valore di  $\tau_{a-m} = 2.32$  N/mm<sup>2</sup>. Considerando un valore  $f_{ck}$  pari a 20 N/mm<sup>2</sup> e il diametro delle barre GEWI  $d = 32$  mm.

4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5)  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre con diametro 32 mm =  $(2\pi r)$  101 mm

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 400 =  $(2\pi r)$  119 mm

Dove il raggio dell'ancoraggio flessibile è pari a 38,1 mm.

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula d) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili e in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno .....

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8) L, lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7 secondo quanto riportato per i pali di fondazione. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,8 N/mm<sup>2</sup>. Tale valore è valido per un substrato di calcare fratturato.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione.

## 7.1 Ancoraggi flessibili

### 7.1.1 Ancoraggi monte

#### Verifica della sezione di acciaio:

La verifica della sezione d'acciaio considera le resistenze di progetto definite nelle schede tecniche dell'ancoraggio scelto rispetto alle azioni di progetto sugli ancoraggi.

$$F_D \leq R_D \quad 280 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$$

#### Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 280000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1512 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 280000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2630 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 3.0 m. A tale valore si aggiunge un metro di coltre superficiale per cui la lunghezza di ancoraggio è pari a 4.0 m.**

### 7.1.2 Ancoraggi laterali

#### Verifica della sezione di acciaio:

La verifica della sezione d'acciaio considera le resistenze di progetto definite nelle schede tecniche dell'ancoraggio scelto rispetto alle azioni di progetto sugli ancoraggi.

$$F_D \leq R_D \quad 360 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$$

#### Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 360000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1945 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 360000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 3382 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 4.0 m. A tale valore si aggiunge un metro di coltre superficiale per cui la lunghezza di ancoraggio è pari a 5.0 m.**

## **7.2 Barre di fondazione dei montanti**

La verifica deve essere diversificata a seconda che si considerino i montanti di bordo o i montanti intermedi.

Verifica a trazione / compressione della sezione di acciaio

Montanti di bordo  $\rightarrow F_D \leq R_D$     300 kN  $\leq$  350 kN    [soddisfatto]

Montanti intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D$     290 kN  $\leq$  350 kN    [soddisfatto]

Verifica a taglio della sezione di acciaio

Montanti di bordo / intermedi  $\rightarrow F_D \leq R_D$     155 kN  $\leq$  202 kN    [soddisfatto]

Verifica sfilamento acciaio-malta

Montanti di bordo:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 300000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1929 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1865 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato – trazione/compressione

Montanti di bordo:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 300000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2931 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.8} = 2833 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$ , approssimando all'unità superiore e aggiungendo un metro di coltre superficiale, la lunghezza di ancoraggio risultano pari a 4.0 m.**

## 8 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

## 9 Conclusioni

Alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 8000 kJ e con una altezza utile pari a 7,0 m / 8,0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito. Di seguito si illustra il riassunto dei risultati per gli ancoraggi flessibili e per le barre sotto i montanti:

<b>Descrizione</b>	<b>Tipologia ancoraggio</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Ancoraggio di monte	GA – 7016 / 400	4,0
Ancoraggio laterali		5,0

**Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi dei controventi di monte e laterali.**

<b>Descrizione</b>	<b>Montanti di bordo</b>	<b>Montanti intermedi</b>
Barre verticali e oblique	GEWI 32 mm L = 4,0 m	GEWI 32 mm L = 4,0 m

**Tabella 3. Riepilogo della lunghezza delle barre sotto i montanti.**





# APPENDICE 4 - Dimensionamento delle opere di fondazione per la barriera paramassi "RXE-8000" per un substrato in materiale detritico

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Quadro normativo</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Nota sugli Eurocodici</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>Modello di riferimento</b>	<b>2</b>
4.1	Azioni	3
4.2	Resistenze	3
<b>5</b>	<b>Modello di calcolo</b>	<b>5</b>
5.1	Verifica sezione acciaio	5
5.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	5
5.3	Verifica dell'interfaccia malta – substrato	6
<b>6</b>	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi</b>	<b>7</b>
6.1	Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte	7
6.2	Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti	8
<b>7</b>	<b>Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione</b>	<b>9</b>
7.1	Ancoraggi flessibili	11
7.1.1	Ancoraggi monte	11
7.1.2	Ancoraggi laterali	12
7.2	Barre di fondazione dei montanti	12
<b>8</b>	<b>Influenza delle azioni sismiche</b>	<b>14</b>
<b>9</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>14</b>



# 1 Premessa

La presente relazione sviluppa il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi RXE-8000 omologata per una energia di assorbimento fino a 8000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

## 3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

## 4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente diseuguaglianza:

$$a) \quad E_D \leq R_D$$

dove:

- $E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

Infine si deve valutare che siano rispettate le gerarchie delle resistenze nel caso di acciai armonici.

## **4.1 Azioni**

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

## **4.2 Resistenze**

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

**Tabella 1. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

### 5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

### 5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$a) \quad \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggi}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula a), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$b) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

### 5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$c) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$d) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- $\zeta_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula d) nella c) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$e) \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

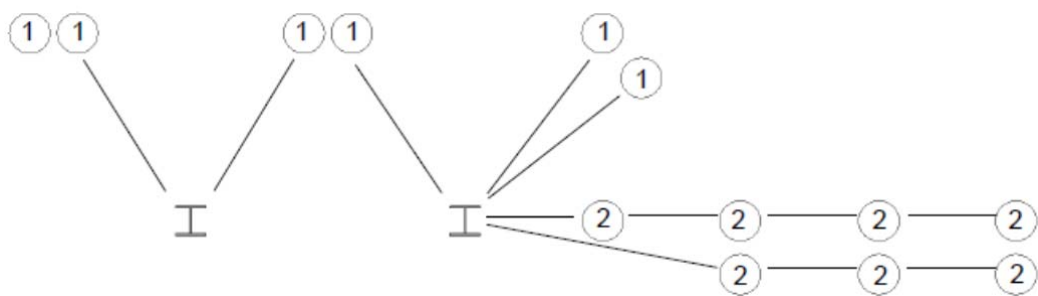
## 6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

### 6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.





No.	Anchorage Type	Anchor Type	Characteristic Force
1	Upslope Anchors (Retaining Ropes)	(1) Type III 18.5 mm	280 kN
2	Lateral Anchors (all)	(2) Type IV 22.5 mm	360 kN

Questi sono i carichi definiti durante dopo le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

## 6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 1, con la presenza di una barra obliqua e una/due barre verticali (a seconda se il montante è di bordo o intermedio).

	BORDER POST		MIDDLE POST	
	Soil 2x GEWI NG 40 1x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 0.4 x 1.5 x 1.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32	Soil 2x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 0.5 x 1.0 x 0.5 m	Rock / Concrete 2x GEWI NG 32

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura).

		Border Post	Middle Post
A	Max. Vertical force per Anchor	290 kN	310 kN
B	Inclined Anchor, 45°	120 kN	230 kN
C	Shear force, parallel to base plate SOIL	230 kN	160 kN
D	Shear force, parallel to base plate ROCK	310 kN	310 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1)  $F_d$  azione di progetto;

Ancoraggi flessibili di monte:

Azione a trazione = 280 kN

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 360 kN

Ancoraggi in barra:

Montanti di bordo:

Azione a compressione [A] = 290 kN

Azione a trazione [B] = 120 kN

Azione di taglio [C] =  $230 / 3 = 77$  kN

L'azione di taglio viene suddivisa per le tre barre di ancoraggio, ipotizzando che si distribuisca in maniera uniforme.

Montanti intermedi:

Azione a compressione [A] = 310 kN

Azione a trazione [B] = 230 kN

Azione di taglio [C] =  $160 / 2 = 80$  kN

L'azione di taglio viene suddivisa per le due barre di ancoraggio, ipotizzando che si distribuisca in maniera uniforme.

2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 400 = 400 kN → ancoraggi di monte e laterali

Ancoraggi in barra diametro 40 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):

Resistenza a trazione / compressione = 546 kN  $R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 1257}{1.15}$

Resistenza a taglio = 315 kN  $R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 1257}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$

3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Da quanto indicato dalle formulazioni precedentemente riportate si ottiene un valore di  $\tau_{a-m} = 2.1 \text{ N/mm}^2$ . Considerando un valore  $f_{ck}$  pari a  $20 \text{ N/mm}^2$  e il diametro delle barre GEWI  $d = 40 \text{ mm}$ .

4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5)  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre con diametro 40 mm =  $(2\pi r)$  126 mm

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 400 =  $(2\pi r)$  119 mm

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula d) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili e in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno .....

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8) L, lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7 secondo quanto riportato per i pali di fondazione. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,35 N/mm<sup>2</sup>. Tale valore è valido per un substrato detritico.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione.

## 7.1 Ancoraggi flessibili

### 7.1.1 Ancoraggi monte

#### Verifica della sezione di acciaio:

La verifica della sezione d'acciaio considera le resistenze di progetto definite nelle schede tecniche dell'ancoraggio scelto rispetto alle azioni di progetto sugli ancoraggi.

$$F_D \leq R_D \quad 280 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 280000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.1} = 1671 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 280000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6013 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 7.0 m.**

### 7.1.2 Ancoraggi laterali

Verifica della sezione di acciaio:

La verifica della sezione d'acciaio considera le resistenze di progetto definite nelle schede tecniche dell'ancoraggio scelto rispetto alle azioni di progetto sugli ancoraggi.

$$F_D \leq R_D \quad 360 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 360000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.1} = 2148 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 360000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 7730 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 8.0 m.**

## 7.2 Barre di fondazione dei montanti

La verifica deve essere diversificata a seconda che si considerino i montanti di bordo o i montanti intermedi.

### Verifica a trazione / compressione della sezione di acciaio

A favore di sicurezza la verifica viene fatta utilizzando i carichi massimi agenti e viene considerata valida anche per gli altri ancoraggi soggetti a carichi inferiori.

$$\text{Montanti di bordo} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 290 \text{ kN} \leq 546 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

$$\text{Montanti intermedi} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 310 \text{ kN} \leq 546 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

### Verifica a taglio della sezione di acciaio

$$\text{Montanti di bordo} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 77 \text{ kN} \leq 315 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

$$\text{Montanti intermedi} \rightarrow F_D \leq R_D \quad 80 \text{ kN} \leq 315 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

### Verifica sfilamento acciaio-malta – trazione/compressione

La verifica viene fatta considerando la barra maggiormente sollecitata, che risulta essere la barra verticale caricata a compressione; i risultati, a favore di sicurezza, vengono considerati validi anche per la barra obliqua soggetta a carichi inferiori.

Montanti di bordo:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 290000}{\pi \cdot 40 \cdot 2.14} = 1618 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 310000}{\pi \cdot 40 \cdot 2.14} = 1762 \text{ mm}$$

### Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato – trazione/compressione

La verifica viene fatta considerando la barra maggiormente sollecitata, che risulta essere la barra verticale, i calcoli, a favore di sicurezza, vengono considerati validi anche per la barra obliqua soggetta a carichi inferiori.

Montanti di bordo:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 290000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6476 \text{ mm}$$

Montanti intermedi:

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 310000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.35} = 6923 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, si ritiene che le lunghezze degli ancoraggi sotto i montanti debbano essere pari a:**

**Montanti di bordo:**

Barre oblique e verticali →  $L = 7,0$  m

**Montanti intermedi:**

Barre oblique e verticali →  $L = 7,0$  m

## **8 Influenza delle azioni sismiche**

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

## **9 Conclusioni**

Alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 8000 kJ e con una altezza utile pari a 7,0 m / 8,0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati per gli ancoraggi flessibili e per le barre sotto i montanti:

<b>Descrizione</b>	<b>Tipologia ancoraggio</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Ancoraggio di monte	GA – 7016 / 400	7,0
Ancoraggio laterali		8,0

**Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi dei controventi di monte e laterali.**

<b>Descrizione</b>	<b>Montanti di bordo</b>	<b>Montanti intermedi</b>
Barre verticali e oblique	GEWI 40 mm L = 7,0 m	GEWI 40 mm L = 7,0 m

**Tabella 3. Riepilogo della lunghezza delle barre sotto i montanti.**



APPENDICE 5 - Dimensionamento delle opere di fondazione per la barriera paramassi "GBE-500AR"





## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Quadro normativo</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Nota sugli Eurocodici</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>Modello di riferimento</b>	<b>3</b>
4.1	Azioni	4
4.2	Resistenze	4
<b>5</b>	<b>Modello di calcolo</b>	<b>5</b>
5.1	Verifica sezione acciaio	6
5.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	6
5.3	Verifica dell'interfaccia malta – substrato	7
<b>6</b>	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi</b>	<b>8</b>
6.1	Carichi agenti sugli ancoraggi laterali	8
6.2	Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti	9
<b>7</b>	<b>Dimensionamento degli ancoraggi</b>	<b>9</b>
7.1	Ancoraggi flessibili	11
7.1.1	Ancoraggi laterali	11
7.2	Barre di fondazione dei montanti	12
<b>8</b>	<b>Influenza delle azioni sismiche</b>	<b>13</b>
<b>9</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>13</b>



## 1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi GBE-500AR, barriera senza controventi di monte, omologata per una energia di assorbimento fino a 500 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni, utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## 2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

## 3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

## 4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente diseuguaglianza:

$$a) \quad F_D \leq R_D$$

dove:

- $F_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

## 4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

## 4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno ( $X$ ), sia alle resistenze ( $R$ ) o a entrambi i parametri.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

Oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

Oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

**Tabella 1. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

## 5 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

## 5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

## 5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\text{e) } \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$



$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula e), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$f) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

### 5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$g) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$h) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;

- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- $\xi_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula h) nella g) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$i) \quad L \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

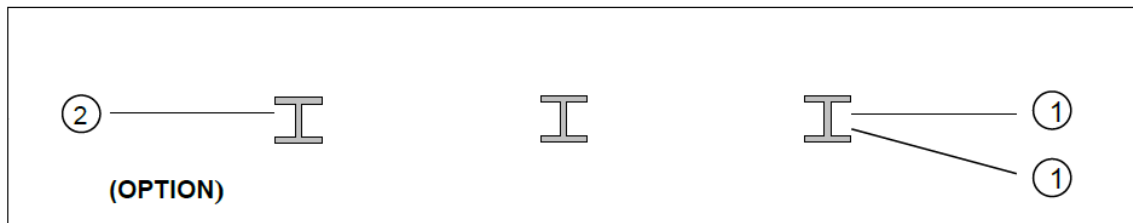
## 6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

### 6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali

Gli ancoraggi laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.

#### Rope Anchorage



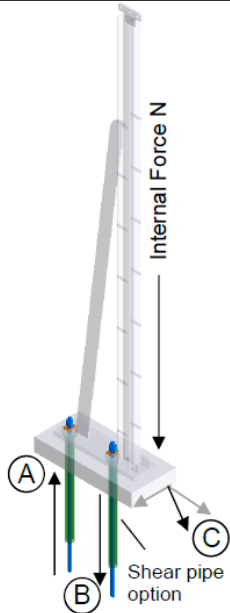
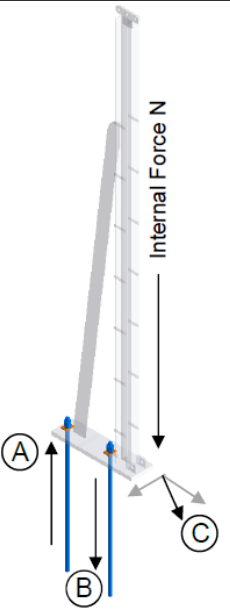
Anchorage Type	Characteristic Load
Lateral Anchors (Support Ropes, Lateral Ropes)	130 kN (230 kN)
Shear Force, parallel to base plate	130 kN

Questi sono i carichi definiti durante le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove, durante il test al MEL(Maximum Energy Level), amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare nelle verifiche.

## 6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda della altezza della barriera, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame la barriera ha una altezza pari a 3.0 m da cui corrispondono le azioni sotto elencate.

### Post Anchorage

SOIL	Height 2m	Height 3m	Height 4m	ROCK / CONCRETE
	HEA-140	HEA-140	HEA-140	
	Tension force A = 220 kN  Pressure force B = 200 kN  Internal force N = 260 kN	Tension force A = 230 kN  Pressure force B = 260 kN  Internal force N = 350 kN	Tension force A = 310 kN  Pressure force B = 320 kN  Internal force N = 440 kN	
	<u>Safety S=1.3</u> 2x GEWI NG 32  <u>Safety S=1.5</u> 2x GEWI NG 32  <b>Foundation:</b> 1.0 x 0.5 x 0.2m	<u>Safety S=1.3</u> 2x GEWI NG 32  <u>Safety S=1.5</u> 2x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 1.0 x 0.5 x 0.2m	<u>Safety S1.3</u> 2x GEWI NG 40  <u>Safety S=1.5</u> 2x GEWI NG 40  <b>Foundation:</b> 1.0 x 0.5 x 0.2m	

S = included safety factor

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

## 7 Dimensionamento degli ancoraggi

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

- 1)  $F_d$  azione di progetto;

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 130 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [C] = 130 kN

Azione a trazione sulla singola barra [A] = 230 kN

Azione a compressione sulla singola barra [B] = 260 kN

2)  $R_d$  resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali:

GA-7016 / 200 = 200 kN

Ancoraggi in barra diametro 32 ( $f_y=500$  N/mm<sup>2</sup>):

Resistenza a trazione = 350 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

3)  $\tau_{a-m}$  adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione e), considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a 20 N/mm<sup>2</sup>, si ottiene  $\tau_{a-m} = 2.32$  N/mm<sup>2</sup> e barre con diametro  $\leq 32$  mm.

4)  $\gamma_M$  fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5)  $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre GEWI 32 / 40 mm = 100 mm / 126 mm ( $\pi d$ )

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 200 =  $\pi \cdot 38,1 = 119$  mm ( $\pi d$ )

6)  $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula h) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7)  $D_s$  è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili e in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno .....

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei massosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8)  $L$ , lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,4 N/mm<sup>2</sup>.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

## 7.1 Ancoraggi flessibili

### 7.1.1 Ancoraggi laterali

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_d \leq R_d \quad 130 \text{ kN} \leq 200 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 130000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 702 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 130000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 2483 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 3.0 m.**

## **7.2 Barre di fondazione dei montanti**

Verifica a trazione della sezione di acciaio

$$F_d \leq R_d \quad 230kN \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto la verifica a trazione}]$$

$$F_d \leq R_d \quad 260kN \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto la verifica a compressione}]$$

Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che l'azione di taglio si distribuisca in maniera uniforme su entrambe le barre.

$$F_d \leq R_d \quad 130/2 = 65kN \leq 202 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio-malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 260000}{\pi \cdot 32 \cdot 2.32} = 1672 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.3 \cdot 1.7 \cdot 260000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 5081 \text{ mm}$$

**Approssimando all'unità superiore e considerando un margine di sicurezza si ritiene che la lunghezza minima della barre sotto i montanti debba essere pari a 6.0 m.**

## 8 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

## 9 Conclusioni

Alla luce delle Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 500 kJ e con una altezza utile pari a 3,0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano. La caratteristica di queste barriere è il fatto di non avere controventi di monte, ma solamente controventi laterali.

La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni sui quali verrà realizzata la fondazione.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Caratteristiche	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 200	3,00
Tirafondi	GEWI 32 mm	6,00

**Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

