

UN NUOVO APPROCCIO PER LA PROGETTAZIONE DI RILEVATI PARAMASSI IN TERRA RINFORZATA – IL PROGETTO DI CHIZZOLA (ALA, TRENTO)

Frenez T. *, Vecchiotti M. **, Danzi A. ***

* Libero Professionista, Mezzolombardo (TN – Italy), www.frenez.com

** Libero Professionista, Cassano d'Adda (MI – Italy), mauro.vecchiotti@gmail.com

*** Rockfall Defence Srl, Mezzolombardo (TN – Italy), www.rockfalldefence.com

SOMMARIO

La costruzione di rilevati paramassi in terra rinforzata sta diventando una soluzione comune per la protezione dal fenomeno della caduta massi. Questo tipo di strutture risulta infatti veloce e semplice da realizzare, e ha un impatto ambientale ridotto grazie al veloce attecchimento della vegetazione dopo la costruzione. Nonostante la semplicità di costruzione, il comportamento dinamico di tali strutture in risposta all'impatto di blocchi in roccia risulta complesso da modellare; nel corso degli anni sono stati proposti ed utilizzati numerosi modelli di calcolo, basati su concetti afferenti la balistica, sul principio dell'urto anelastico o su formulazioni geotecniche di tipo empirico. Alla luce delle richieste della nuova normativa italiana, gli autori si propongono di mostrare un caso di applicazione di un nuovo modello di calcolo (Carotti et al., 2003; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2004) alla progettazione di un rilevato paramassi nel Comune di Ala (TN), finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento. Lo strumento è in grado di valutare non solo la profondità di penetrazione del blocco all'interno del rilevato, ma anche gli effetti di una possibile attivazione di un meccanismo di rottura più ampio all'interno dello stesso.

Parole chiave: caduta massi, terra rinforzata, impatto, penetrazione, rilevato paramassi

1 INTRODUZIONE

L'utilizzo di strutture in terra rinforzata come presidio di protezione dal fenomeno della caduta massi sta diventando, con il passare degli anni, una scelta sempre più comune. Un rilevato in terra rinforzata, infatti, è un manufatto concepito per reagire alle sollecitazioni da impatto dissipando l'energia cinetica del grave a prezzo di deformazioni; inoltre, proprio perché realizzato utilizzando geogriglie di rinforzo, è possibile raggiungere le altezze di progetto, spesso notevoli, senza comportare gli ingombri tipicamente associati alla costruzione di rilevati in materiale sciolto.

Tra i numerosi pregi di questo genere di manufatti, si possono inoltre annoverare:

- La velocità e la semplicità di costruzione; è infatti possibile realizzare rilevati anche di notevoli dimensioni e lunghezza in tempi relativamente brevi;
- La scarsissima manutenzione richiesta nel corso della vita utile dell'opera, a meno che non si verificano danneggiamenti rilevanti, causati ad esempio da impatti particolarmente onerosi;
- Il rapido attecchimento della vegetazione, tipico delle opere in terra rinforzata, fa in modo che l'impatto ambientale associato alla costruzione risulti

notevolmente mitigato.

Il progettista di un rilevato paramassi in terra rinforzata è chiamato, alla luce delle nuove normative, non solo a garantire la stabilità della struttura e la sua durabilità nel tempo, ma anche a valutare l'entità delle deformazioni (e quindi del danneggiamento ad esse associato) che si possono verificare in seguito all'impatto che viene assunto come evento di progetto, ed a valutare se esse siano accettabili o meno. E' infatti evidente come l'impatto di un grave in caduta possa causare danneggiamenti legati a: (a) Penetrazione diretta del blocco in roccia nel paramento di monte; (b) Deformazioni del paramento di valle, nel caso in cui l'energia associata all'impatto sia sufficiente ad innescare un meccanismo di rottura "globale" interno al rilevato. Nei casi più gravi, si giunge al collasso dell'opera, causato da eccessive deformazioni della barriera. A dispetto della semplicità di costruzione, la valutazione di quanto elencato non è un compito semplice: la penetrazione del blocco nel paramento di monte, ed il possibile conseguente innesco di un meccanismo più vasto all'interno del manufatto avvengono in condizioni dinamiche, determinando la dissipazione di notevoli quantità di energia in brevissimo tempo; tuttavia, il progettista ha l'esigenza di disporre di un metodo di

calcolo che sia il più possibile semplice da utilizzare, in modo da poterne padroneggiare i risultati in ogni condizione, ma al tempo stesso in grado di restituire stime sufficientemente precise delle azioni in gioco e del campo di spostamenti che si sviluppa all'interno del rilevato.

Nel corso del tempo, sono stati proposti numerosi metodi di progettazione. Si citano, a puro titolo di esempio, i metodi basati sulla conservazione dell'energia e quelli basati su correlazioni derivanti dalla balistica, come ad esempio quella proposta da (Kar A., 1978).

Ognuno dei metodi sopraccitati ha dei limiti, che derivano dalle ipotesi semplificative che stanno alla loro base; nel primo caso, l'ipotesi di conservazione dell'energia implica che l'entità della forza di impatto scambiata tra il blocco ed il rilevato non dipenda dalla geometria del problema (inclinazione del paramento e inclinazione del vettore velocità del blocco rispetto a quest'ultimo); nel secondo caso, l'applicazione di equazioni di natura empirica estrapolate da prove di penetrazione di tipo balistico, non consente una corretta caratterizzazione meccanica del terreno e dei rinforzi che costituiscono il rilevato paramassi.

Un metodo di calcolo recentemente proposto (Carotti et al., 2003; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2004), al contrario, sembra essere promettente in quanto associa la semplicità di utilizzo da parte del progettista alla possibilità di calcolare tutte le grandezze di principale interesse per il dimensionamento, ossia:

- la profondità di penetrazione e la traiettoria del grave all'interno del corpo del rilevato in funzione del tempo;
- il valore della forza di impatto in funzione del tempo;
- lo spostamento massimo registrato sul paramento di valle in corrispondenza della sezione di impatto.

Nel corso della presente memoria, sarà descritto un caso di applicazione di quest'ultimo metodo di calcolo alla progettazione di un rilevato paramassi reale, sito nel comune di Ala (TN), mettendone in luce le potenzialità ma anche la necessità per ulteriori sviluppi futuri.

2 IL RILEVATO PARAMASSI DI CHIZZOLA (ALA, TN)

L'intervento, ad oggi non ancora realizzato, si rende necessario per la messa in sicurezza della porzione di versante mostrato in Figura 1; esso è sito nella zona sud dell'abitato di Chizzola, una frazione del Comune di Ala in Provincia Autonoma di Trento. L'opera è finanziata dal Servizio Prevenzione Rischi della Provincia Autonoma di Trento, con il quale sono state anche concordate le diverse tipologie di intervento previste. Nel suo complesso il progetto prevede la realizzazione di diversi tratti di barriere paramassi destinate ad assorbire eventi con energia variabile fra 1000kJ e 3000kJ, oltre ad un grosso rilevato paramassi per livelli energetici eccedenti i 3000kJ. L'area evidenziata in Figura 1 è storicamente soggetta a diffusi fenomeni franosi, così come evidenziato anche nella relazione geologica propedeutica al progetto (Andreis F, 2011). Negli anni più recenti si è inoltre verificato un nuovo distacco gravitativo nell'area di

interesse, con il coinvolgimento di circa 30-40 m³ di materiale staccatosi alla quota alla quota 240m.slm e giunto a ridosso del fondovalle posto alla quota 170-180m.slm ca. Le principali caratteristiche del rilevato paramassi in terra rinforzata, oggetto della presente memoria, sono richiamate in Tabella I e mostrate nella sezione tipologica in Figura 2.

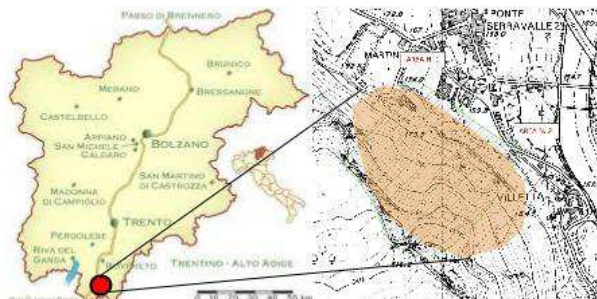


Figura 1 – Inquadramento territoriale dell'opera.

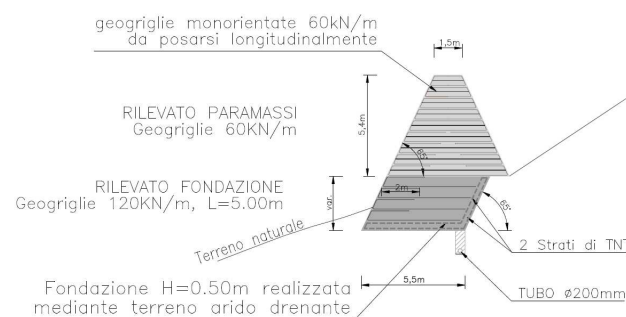


Figura 2 – Sezione tipologica del rilevato paramassi.

Tabella I. – Caratteristiche del rilevato paramassi

Parametro	Valore
Estensione longitudinale / altezza	70m / 5.40m
Larghezza cresta / base	1.50m / 6.50m
Inclinazione paramenti	65°, Monte e Valle
Parametri di resistenza materiale granulare di riemp.	$\Phi' = 35^\circ$, $c' = 0.00$ kPa
Tipologia geogriglie utilizzate	HDPE, mono-or., $T_{MAX} = 60$ kN/m (rilevato) $T_{MAX} = 120$ kN/m (fondazione)
Spaziatura verticale rinforzi	Trasversali: 0.60m Longitudinali: 0.60m

Si pone l'attenzione, in particolare, sulla presenza di una serie di geogriglie in HDPE mono-orientate e disposte lungo la direzione longitudinale del rilevato: queste, oltre a rafforzare ulteriormente il manufatto in accordo con quanto raccomandato dalla norma UNI 11211-4 (§.

5.3.4.3.2.1, “Per i rilevati rinforzati, è opportuno prevedere strati di rinforzo anche in senso longitudinale al rilevato, per evitare una rottura localizzata per punzonamento”), sono in grado di contribuire significativamente alla distribuzione dei carichi lungo l’estensione dell’opera. Per questo motivo, si terrà conto della presenza di questi rinforzi nel corso della progettazione del rilevato paramassi, presentata nei paragrafi successivi.

3 IL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo utilizzato in questa memoria analizza il fenomeno di impatto del grave contro il rilevato paramassi, ed il comportamento di quest’ultimo, in maniera disaccoppiata. Vengono considerate quindi due fasi di calcolo distinte:

- 1) La valutazione delle forza di impatto scambiata tra il blocco ed il rilevato, oltre alla traiettoria seguita dal blocco durante la fase di penetrazione, in funzione del tempo;
- 2) Il calcolo degli spostamenti subiti dalla porzione di rilevato che viene eventualmente coinvolta dalla formazione di un meccanismo di dimensioni più grandi.

In ognuna delle due fasi viene dissipata energia, per effetto delle deformazioni subite dalla struttura.

Nel corso della fase (1), l’impatto del blocco contro il paramento di monte innesca lo sviluppo di un meccanismo di rottura “locale”, ossia che si viene a formare al di sotto del blocco in roccia che sta penetrando nel rilevato, ma senza coinvolgere l’opera nella sua globalità. Se la forza di impatto risulta sufficientemente elevata, nel corso della fase (2) viene attivato anche un meccanismo di rottura “globale”, che coinvolge l’intera sezione trasversale del rilevato. Tale meccanismo scorre lungo la superficie di rottura che lo delimita dissipando ulteriore energia, e causa spostamenti permanenti che possono essere apprezzati anche sul paramento di valle. Rimandando alle pubblicazioni specifiche per ulteriori approfondimenti (Carotti et al., 2003; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2004; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2010), si propone di seguito una breve introduzione al metodo di calcolo.

3.1 Impatto contro il paramento di monte: meccanismo di rottura locale

La prima parte del modello di calcolo si propone di analizzare il fenomeno di impatto del blocco in roccia contro il paramento di monte del rilevato paramassi. Ciò viene fatto utilizzando il modello BIMPAM (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2010): si tratta di un modello reologico visco-plastico in grado di simulare sia l’andamento nel tempo della forza di impatto che la traiettoria del grave nel corso dell’impatto. Il modello è basato sulle seguenti ipotesi:

- Il grave è sferico, rigido ed infinitamente resistente; viene modellato come se fosse una fondazione rigida superficiale di forma circolare, con raggio crescente

durante l’affondamento fino ad un valore massimo pari al raggio del blocco (Figura 3);

- Il grave ed il terreno ammortizzante costituiscono un unico macro – elemento (Nova R. e Montrasio L., 1991; Nova R. e Montrasio L., 1997; Nova R. e di Prisco C., 2003), caratterizzato da un legame costitutivo elasto – visco – plastico incoerente, con legge di flusso non associata.
- La traiettoria del grave è piana e la sua rotazione viene trascurata.

Se si prendono in considerazione, per semplicità, impatti che avvengono in direzione verticale su strato orizzontale, il modello può essere schematicamente rappresentato come mostrato in Figura 3, dove sono presenti una molla elastica, uno smorzatore viscoso ed un blocchetto visco – plastico. Il comportamento di quest’ultimo viene modellato mediante una legge visco-plastica (Perzyna P., 1963) definita da:

$$\dot{q}_{VP} = 2R \cdot \phi(d, \xi) \frac{\partial g}{\partial Q} \quad (1)$$

dove q_{VP} e Q (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006) sono rispettivamente il vettore della componente viscoplastica delle deformazioni e quello delle variabili generalizzate di sforzo (definite come $\xi = V/V_{MAX}$ e $h = H/\mu V_{MAX}$, essendo V ed H i carichi normale e tangenziale al pendio, V_{MAX} la capacità portante della pseudo-fondazione circolare di raggio R e μ un parametro costitutivo associato allo slittamento tangenziale), mentre g e Φ sono rispettivamente il potenziale plastico e la funzione che descrive il nucleo viscoso. Il modello BIMPAM utilizza per quest’ultimo la seguente equazione (Figura 3):

$$\phi(d, \xi) / \xi = \begin{cases} 2\gamma_v \cdot \sqrt{d + \Delta_1} + (c_v - 2\gamma_v \sqrt{\Delta_1}) & d \geq 0.00 \\ c_v / \Delta_2 \cdot d + c_v & \Delta_2 \leq d < 0.00 \\ 0.00 & d < \Delta_2 \end{cases} \quad (2)$$

nella quale γ_v , c_v , Δ_1 e Δ_2 sono parametri costitutivi, mentre d rappresenta la distanza, nel piano delle variabili generalizzate di sforzo tra lo stato di sforzo corrente ed il suo punto immagine sulla superficie di plasticità (Figura 3). La maggior parte dei parametri costitutivi citati dipende dai comuni dati utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni (angolo di attrito, densità relativa, modulo elastico); solamente i parametri del nucleo viscoso richiedono una procedura di calibrazione, per la quale si rimanda a (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006). Nonostante la semplicità del modello, i risultati ottenuti dagli autori sono estremamente incoraggianti: in Figura 4 è mostrata, a titolo di esempio, la simulazione di una prova sperimentale di impatto (tratta da Labiouse et al., 1994) di un blocco ($M=100\text{kg}$) in caduta verticale ($H=10\text{m}$) su uno strato piano costituito da materiale granulare in condizioni addensate; viene inoltre mostrato il confronto tra i valori della massima forza di impatto

calcolati con il modello BIMPAM, confrontati con quelli ottenuti mediante formulazioni empiriche proposte in letteratura (Labiouse et al., 1994). I risultati forniti dal modello numerico sono indubbiamente soddisfacenti. Inoltre, dal momento che è possibile simulare impatti secondo qualsiasi configurazione geometrica, il modello risulta applicabile anche allo studio dei rilevati paramassi.

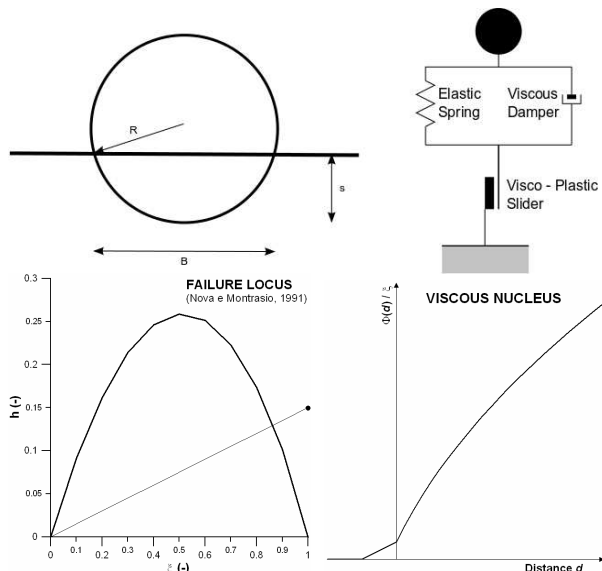


Figura 3 – Schema del grave che penetra nello strato ammortizzante e del modello reologico BIMPAM; Definizione di distanza d e nucleo viscoso (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2003; 2006)

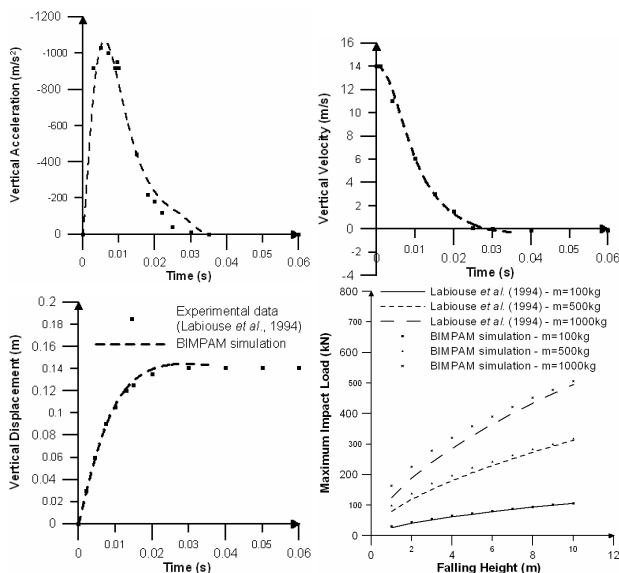


Figura 4 – Simulazione di prove sperimentali di impatto (dati sperimentali e simulazioni numeriche tratti da Labiouse et al., 1994; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006; 2010)

3.2 Risposta dinamica del rilevato paramassi: meccanismo di rottura globale

La seconda parte della procedura di calcolo consiste

nello studio del meccanismo di rottura globale che si attiva nel rilevato paramassi. E' evidente come in questo caso, la geometria del rilevato assuma un ruolo cruciale. Al modello reologico BIMPAM viene aggiunto un ulteriore grado di libertà, introducendo la massa del terreno che costituisce il meccanismo di rottura globale ed un secondo blocco d'attrito con comportamento elasto-plastico perfetto. Pertanto, se l'intensità della forza di impatto supera il valore della massima resistenza opponibile F_{CR} si innesca il meccanismo globale che, scorrendo lungo la superficie che lo delimita, contribuisce a dissipare l'energia cinetica del grave all'istante dell'impatto. Si noti che, data la natura disaccoppiata del metodo di calcolo, tale approccio risulta a favore di sicurezza. Al contrario, se il valore della forza di impatto non oltrepassa il limite F_{CR} , tutto il fenomeno si esaurisce con la penetrazione del grave nel paramento di monte precedentemente descritto. La simulazione dell'impatto del grave contro il rilevato paramassi è eseguita, quindi, secondo le fasi successive che vengono di seguito descritte:

- La penetrazione locale, durante la quale il blocco penetra nel rilevato, ma la forza di impatto non supera il valore critico.
- La condizione di transizione, durante la quale il meccanismo globale si è attivato, ma nel contempo il blocco continua a penetrare nel paramento di monte.
- La rottura globale, durante la quale il blocco ed il meccanismo globale si muovono in maniera solidale.

E' evidente che la durata delle diverse fasi dipende da molti fattori, tra i quali l'energia all'impatto e le caratteristiche della barriera paramassi. Il moto del meccanismo globale viene simulato applicando un approccio negli spostamenti (Newmark N., 1965), nel quale assume un ruolo fondamentale la definizione del meccanismo di rottura e di conseguenza la valutazione del valore di F_{CR} . Questo aspetto è descritto dettagliatamente in (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2003) e viene in questa sede solo brevemente richiamato. Al fine di valutare il valore di F_{CR} , si propone un approccio numerico basato sul metodo dell'equilibrio limite. Esso infatti, nonostante la sua semplicità, consente di stimare il valore della massima resistenza F_{CR} in funzione di tutte le variabili in gioco. A tale scopo, vengono introdotte le seguenti ipotesi (Figura 5):

- Il meccanismo di rottura è simmetrico, e può interessare tutta la porzione di rilevato al di sopra del punto di impatto oppure solamente una sua porzione interna;
- Il meccanismo di rottura è costituito da un blocco di terreno che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura, inclinata di un angolo β sull'orizzontale; tale inclinazione rappresenta una variabile rispetto alla quale F_{CR} deve essere minimizzato (meccanismo più probabile).
- Le dimensioni del meccanismo di rottura sono legate al diametro del blocco impattante, che ne identifica la larghezza sul paramento di monte (Figura 5).
- E' considerata anche la resistenza sviluppata dallo scorrimento lungo le pareti laterali del meccanismo.

- Viene preso in conto il contributo alla resistenza offerto dalle geogriglie di rinforzo trasversali e longitudinali (anche se vengono trascurati gli effetti del secondo ordine dovuti al comportamento membranale di queste ultime), che scambiano per attrito forze con il terreno circostante, sulla base di un valore di sforzo verticale calcolato semplicemente in funzione della profondità del rinforzo analizzato. Il comportamento dell'interfaccia è ipotizzato rigido-plastico.

In Figura 5 è mostrato, a puro titolo di esempio, un possibile risultato ottenibile applicando la procedura sopra descritta: l'andamento della forza resistente che si sviluppa lungo la superficie di scorrimento è una funzione dell'angolo β di inclinazione della stessa; il valore critico F_{CR} è il minimo tra quelli calcolati, ed il relativo valore di β rappresenta il meccanismo di rottura più probabile. Ancora in Figura 5, è mostrata l'applicazione del metodo di Newmark, che consente di valutare gli spostamenti del meccanismo globale e di conseguenza il danneggiamento subito dall'opera.

3.3 Inquadramento del metodo in relazione alla nuova normativa tecnica (NTC)

Indipendentemente dal metodo di calcolo utilizzato, un'ulteriore difficoltà che il progettista si trova ad affrontare è indubbiamente quella di applicare la filosofia di progettazione richiesta dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al dimensionamento dei rilevati paramassi. Infatti, se da un lato la normativa definisce gli urti unicamente come azioni eccezionali per le strutture (ed anzi al §.3.6.3.1 si dice esplicitamente che “*Non vengono prese in esame le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe*”), dall'altro un rilevato paramassi è una struttura concepita proprio per resistere a tale tipologia di azione, e deve quindi essere progettata proprio in tale ottica. Essa deve essere inoltre concepita per assorbire grandi deformazioni senza perdere la propria funzionalità oltre a richiedere manutenzione molto limitata. Per altre tipologie di strutture paramassi, come ad esempio le barriere tradizionali, è possibile fare riferimento a prove di certificazione realizzate dal produttore (per ottenimento della marcatura CE), che attestano il valore limite di energia all'impatto sostenibile dalla barriera stessa. Nonostante tale approccio sia ammesso anche per i rilevati paramassi in terra rinforzata (UNI 11211), è evidente come questi ultimi siano strutture geotecniche a tutti gli effetti: le caratteristiche del prodotto finito, che non è frutto di un processo industriale, dipendono fortemente dalle modalità esecutive, e non solamente dalle caratteristiche dei singoli componenti impiegati.

Facendo riferimento alle specifiche richieste delle NTC2008, è necessario che un rilevato paramassi sia progettato in modo da essere verificato (a) nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (le deformazioni causate da uno o più impatti di riferimento devono risultare accettabili) e (b) nei confronti degli Stati Limite Ultimi (ribaltamento, scivolamento lungo il piano di posa, capacità portante del terreno di fondazione). Per quanto

concerne le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, queste possono indubbiamente essere affrontate applicando le procedure precedentemente descritte, verificando che sotto l'effetto della combinazione di carico rara (equazione (3)), la penetrazione del blocco nel paramento di monte (meccanismo locale) e la deformazione del paramento di valle (meccanismo globale) siano compatibili coi limiti fissati onde garantire la piena funzionalità dell'opera.

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \dots \quad (3)$$

Come richiesto dalla normativa, tutti i coefficienti per le azioni sono unitari; inoltre, viste le verifiche proposte per questa combinazione di carico, risulta di interesse la sola azione variabile, in quanto unica agente sul meccanismo di rottura locale e globale dell'opera. Pertanto la combinazione di carico rara si riduce alla sola applicazione del carico dovuto all'impatto, senza applicare coefficienti moltiplicativi e senza sommare i contributi di ulteriori azioni elementari. E' necessario inoltre definire un criterio di accettabilità per gli spostamenti che vengono calcolati sia a monte che a valle. Tale aspetto non viene purtroppo analizzato dalla norma UNI 11211, che si limita a citare la necessità di poter fare fronte agli effetti di impatti anche multipli senza giungere allo sfondamento o al crollo del rilevato paramassi. A tale proposito quindi, gli autori ritengono che tale limite possa essere fissato pari al 30% della sezione del rilevato paramassi, valutata in corrispondenza del punto dove avviene l'impatto (Figura 5). Il procedimento di progettazione diventa quindi di tipo iterativo: in caso il limite massimo non sia rispettato, occorre modificare l'opera e ripetere il procedimento di calcolo. Le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi, infine, pur presentando numerosi aspetti di non semplice soluzione (ad esempio la valutazione delle azioni in fondazione, tenendo conto della capacità della struttura di distribuire i carichi lungo la sua estensione longitudinale) possono invece essere eseguite applicando le usuali procedure di verifica, e non saranno trattati in questa memoria per ragioni di brevità.

4 ESEMPIO DI APPLICAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo descritto nella presente memoria è stato applicato nel corso della progettazione esecutiva del rilevato paramassi di Chizzola (Ala, TN), descritto nel precedente §.2. Per brevità, vengono qui presentate solamente le valutazioni inerenti le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Esercizio come precedentemente descritto, ossia il calcolo della profondità di penetrazione nel paramento di monte in occasione dell'impatto di progetto ed il conseguente spostamento registrato sul paramento di valle. Sarà presa in conto la porzione superiore del rilevato paramassi mostrato in Figura 2.

4.1 Descrizione dell'impatto di progetto

Le simulazioni di rotolamento ed il loro esame

statistico hanno permesso di determinare la quota entro la quale vengono intercettati il 95% dei blocchi considerati, ed il valore di energia entro il quale avvengono il 95% degli impatti sul rilevato. L'impatto di riferimento è stato quindi definito come quello in cui il blocco in roccia si scontra con il rilevato all'altezza corrispondente al 95° percentile, con un'energia corrispondente al 95° percentile ed un'inclinazione pari alla media degli impatti con energia maggiore del 80% dell'energia considerata. Per la definizione dell'impatto di progetto, i dati riportati nella relazione geologica di riferimento vengono amplificati secondo i coefficienti parziali riportati nella norma UNI 11211 e definiti sulla base dell'accuratezza con cui i rilievi sono stati eseguiti; i parametri così ottenuti sono mostrati in Tabella II.

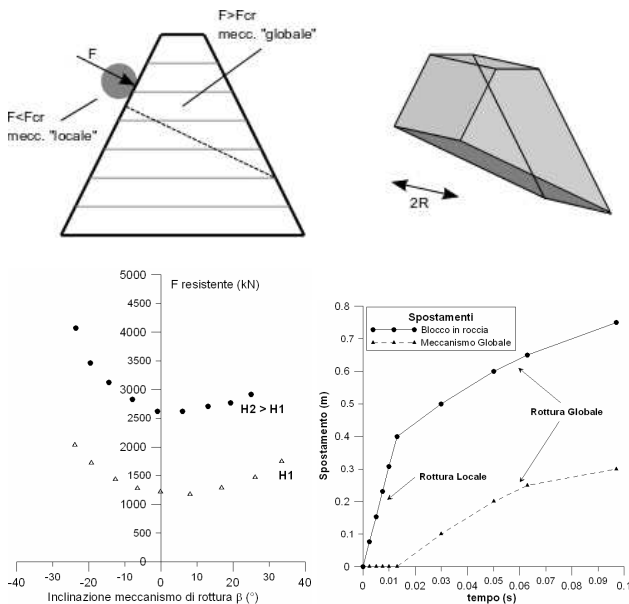


Figura 5 – Schema geometrico adottato nel calcolo; esempio di stima del valore di F_{CR} e di applicazione del metodo di Newmark (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2003).

4.2 Fase I: penetrazione nel paramento di monte

Il primo passo per la simulazione dell'impatto del grave contro il paramento di monte consiste nella calibrazione dei parametri costitutivi del modello BIMPAM (§.3.1). La versione del modello presentata in questa memoria prende in considerazione strati di materiale granulare ed omogeneo, pertanto non è prevista la possibilità di tenere conto esplicitamente della presenza delle geogriglie di rinforzo. Ciò dovrebbe peraltro essere fatto modificando il modello in modo da poter tenere conto non solo delle caratteristiche dei rinforzi (massima trazione, etc.), ma anche del loro orientamento rispetto alla direzione del vettore velocità del blocco in roccia. Non essendo ciò attualmente possibile si è scelto per semplicità di fare riferimento ai risultati di una serie di prove di impatto in vera grandezza realizzate da Tenax SpA presso il campo prove di Meano (TN), i cui risultati sono stati certificati e pubblicati (Oggeri C. e Peila D., 1999). I dettagli relativi alle prove sperimentali vengono in questa sede omessi per

brevità, rimandando alla pubblicazione degli autori per ulteriori approfondimenti. A partire dal set di parametri disponibile per un materiale granulare in condizioni addensate (di Prisco C. e Vecchiotti M., 2006; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2010), la prova sperimentale in oggetto è stata simulata, ottenendo il set di parametri mostrato in Tabella III ed assunto in questa sede come rappresentativo del comportamento del terreno rinforzato. Le caratteristiche costruttive del rilevato sperimentale sono infatti del tutto simili a quelle ipotizzate per la costruzione del rilevato di progetto, sia in termini di granulometria e compattazione del materiale di riempimento, che di spaziatura ed orientamento delle geogriglie. La lieve differenza in termini di resistenza massima a trazione di queste ultime è stata ipotizzata trascurabile.

Sulla base di tali parametri, è stato in seguito simulato l'impatto di progetto (Tabella II): in Figura 6 sono mostrati i risultati ottenuti, in termini di componenti dello spostamento del blocco (verticale ed orizzontale) e di andamento della forza di impatto nel tempo. La massima forza di impatto calcolata è pari a 7566 kN, mentre il massimo affondamento del blocco in direzione orizzontale è pari a 88cm. La sezione del rilevato alla quota di impatto è pari a 3.64m, quindi sulla base del limite di accettabilità precedentemente proposto la verifica risulta soddisfatta. E' interessante effettuare un confronto con i valori che si sarebbero ottenuti applicando una delle formulazioni empiriche comunemente utilizzate nel dimensionamento dei rilevati paramassi. Per quanto concerne la forza di impatto, l'approccio più tradizionale consiste nell'utilizzare la formula empirica proposta da (Labiouse et al., 1994):

$$F_{MAX} = 1.765 \cdot M_E^{2/5} \cdot R^{1/5} \cdot W^{3/5} \cdot H^{3/5} \quad (4)$$

dove M_E (kPa) è il modulo di rigidità di piastra, R (m) e W (kN) sono rispettivamente il raggio ed il peso proprio del blocco, mentre H (m) è l'altezza di caduta. Sulla base dei dati mostrati in Tabella II, ed ipotizzando $M_E = 10$ MPa (valore ragionevole per un terreno granulare ben compattato in presenza di geogriglie) si ottiene $F_{MAX} = 9394$ kN, superiore del 25% rispetto alla stima eseguita con il modello BIMPAM. La differenza nei valori calcolati con i due approcci è peraltro, in questo caso, non eccessiva: ciò è dovuto al fatto che la (4) è stata ottenuta per impatti che avvengono normalmente allo strato ammortizzante, condizione non molto lontana dall'impatto di progetto qui analizzato (l'inclinazione del vettore velocità rispetto alla normale al paramento di monte è di soli 5°). Inoltre, una delle differenze sostanziali tra i due metodi di calcolo consiste nello spessore dello strato ammortizzante analizzato: infatti, mentre il modello BIMPAM equipara quest'ultimo ad un semispazio, le formule empiriche sono ottenute a partire da prove sperimentali eseguite con strati di dimensioni finite. Tuttavia, facendo riferimento al valore della massima forza di impatto, si può notare come questo non subisca in pratica variazioni apprezzabili, a patto che il valore di picco si verifichi prima dell'istante di arrivo dell'onda elastica riflessa dal fondo dello strato. Ciò dipende sia

dallo spessore che dalla rigidità dello strato ammortizzante (sezione del rilevato nel caso in esame), ma tenendo conto delle dimensioni tipiche di un rilevato paramassi e delle sue caratteristiche meccaniche, tale condizione risulta generalmente soddisfatta. Infine, per quanto concerne la profondità di penetrazione, è pratica comune l'impiego della formula empirica proposta da (Kar A., 1978), secondo la quale la profondità di penetrazione Z (m) può essere calcolata come:

$$Z = \frac{27183}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{E_s}\right)^{1.25} \cdot \left(\frac{m}{d^{2.31}}\right) \cdot \left(\frac{V}{1000}\right)^{1.25} \quad (5)$$

dove E ed E_s (kPa) sono rispettivamente il modulo elastico del blocco in roccia e quello dell'acciaio, m (kg) e d (m) sono rispettivamente la massa del grave la sua impronta, V (m/s) la sua velocità, N è un coefficiente adimensionale determinato sperimentalmente, che tiene conto della forma del blocco ($N=1.00$ per blocchi appuntiti; $N=0.72$ per blocchi piatti) ed Y è la resistenza alla compressione non confinata del terreno (kPa). Quest'ultimo parametro è ovviamente impossibile da misurare per i materiali granulari normalmente impiegati nella costruzione dei rilevati paramassi; pertanto, il valore di Y viene stimato analiticamente tenendo conto della resistenza e della spaziatura delle geogriglie di rinforzo, oltre che dell'angolo di attrito del terreno. L'utilizzo della (5) ($E/E_s=0.24$; $Y=200$ kPa nelle condizioni di progetto riepilogate in Tabella I) porterebbe a calcolare un valore prossimo a 160cm, circa il doppio di quanto stimato con il modello BIMPAM.

Tabella II. – Parametri relative all'impatto di progetto

Parametro	Valore
Massa e raggio del blocco	5500 kg, 0.81 m
Velocità all'impatto (modulo, Inclinazione sull'orizzontale)	37.18 m/s, 30°
Energia all'impatto	3800 kJ
Altezza del punto di impatto rispetto al piede del rilevato	3.10 m

Tabella III. – Parametri per il modello BIMPAM

Parametro	Valore
Densità relativa D_r (%)	90
Parametri elastici K , n (-)	800, 0.40
γ_v , c_v , Δ_1 , Δ_2	4.50, 1, 3, 1

4.3 Fase 2: spostamenti sul paramento di valle

Il valore della forza di impatto ottenuto mediante il modello BIMPAM deve infine essere confrontato con il valore critico F_{CR} , oltre il quale si mette in moto la massa del meccanismo di rottura globale. Viene quindi applicato il procedimento di calcolo descritto al paragrafo 3.2, sulla base delle variabili geometriche raccolte in Tabella I. Imponendo l'equilibrio delle forze in condizioni limite si ottiene, al variare dell'inclinazione sull'orizzontale della retta che approssima il piano di scivolamento del meccanismo di rottura (Figura 5), l'andamento della forza massima resistente opposta dal rilevato paramassi, mostrata in Figura 6. Il valore minimo (forza critica F_{CR}) è pari a $F_{CR} = 4020$ kN, e corrisponde ad una inclinazione critica pari a $\beta=15^\circ$. Applicando il metodo di Newmark si ottiene infine uno spostamento orizzontale pari a circa 7cm. Sulla base del limite di accettabilità precedentemente proposto, la verifica risulta soddisfatta.

5 CONCLUSIONI

Nella presente memoria è stata presentata l'applicazione di un metodo di calcolo recentemente proposto in letteratura (Carotti et al., 2003; di Prisco C. e Vecchiotti M., 2004) ad un caso reale di progettazione esecutiva di un rilevato paramassi in terra rinforzata (Ala, TN). Il modello consente di analizzare, in maniera disaccoppiata, la fase di simulazione degli effetti dell'impatto del blocco in roccia sul paramento di monte da quella di quantificazione degli spostamenti permanenti sul paramento di valle.

Esso si pone come una valida alternativa ai metodi di calcolo tradizionalmente utilizzati per il dimensionamento dei rilevati paramassi, poiché nonostante le ipotesi che lo caratterizzano (soprattutto per quanto concerne la definizione del meccanismo di rottura globale) e la semplicità e velocità di utilizzo, esso ha dimostrato di cogliere in maniera soddisfacente i risultati di prove sperimentali in vera grandezza (Oggeri C. e Peila D., 1999). L'utilizzo del modello nell'ambito della pratica professionale suggerisce comunque la necessità di ulteriori approfondimenti, volti a:

- Calibrare i parametri costitutivi del modello BIMPAM e modificarne, se necessario, la struttura in modo da tenere conto della presenza delle geogriglie di rinforzo (in termini di resistenza ed orientamento).
- Migliorare la procedura di valutazione della massima forza resistente opponibile dal rilevato paramassi, in termini di forma e dimensioni del meccanismo di rottura globale, e di spostamenti accumulati da quest'ultimo.

Tuttavia, per dare luogo a tali sviluppi e rendere il modello più appetibile da un punto di vista professionale, si rende necessario avere a disposizione un adeguato numero di dati sperimentali, che presuppongono l'esecuzione di nuove prove in vera grandezza.

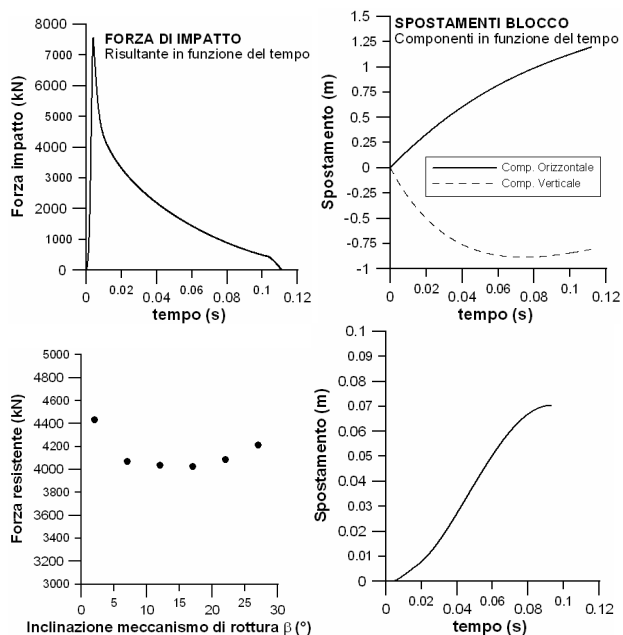


Figura 6 – Simulazione dell’impatto di progetto, determinazione della F_{CR} ed applicazione del metodo di Newmark per il calcolo degli spostamenti.

BIBLIOGRAFIA

- Andreis F., 2011. *Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito. Progetto per il rilevato paramassi di Chizzola (Ala, TN)*
- Carotti A., di Prisco C., Vecchiotti M., Recalcati P., Rimoldi P., 2003. *Modeling of geogrid reinforced embankments for rockfall protection*. Atti EUROGEO3, Monaco 2004
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al DM 14 gennaio 2008
- di Prisco C., Vecchiotti M., 2003. *Impatti di blocchi in roccia su rilevati in terra: analisi numeriche e modellazione teorica*. Atti XVI Convegno Nazionale “Geosintetici nelle costruzioni in terra: costruzioni marittime ed interventi in ambiente montano”, Ottobre 2003, Bologna
- di Prisco C., Vecchiotti M., 2004. *Prove di caduta massi: un modello semplificato di interazione dinamica*. Atti Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2004, Trento.
- di Prisco C., Vecchiotti M., 2006. *A rheological model for the description of boulder impacts on granular strata*. Geotechnique 56 (7), pp. 469–482
- di Prisco C., Vecchiotti M., 2010. *Design charts for evaluating impact forces on dissipative granular soil cushions*. ASCE J. Geotech. and Geoenviron. Engrg. 136 (11), pp. 1529-1541
- Kar A.K., 1978. *Projectile penetration into buried structures*. J. of the Struc. Div., ASCE 104, pp 125-139.
- Labieuse V., Descoedres F., Montani S., Schmidhalter C.-A., 1994. *Etude experimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en beton arme recouverte per des materiaux amortissants*. Review Francaise de

Geotechnique, 69, 4, 41-62

Montrasio L., Nova R., 1997. *Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects*.

Geotechnique, 47 (1), 49-60

Newmark N.M., 1965. *Effects of earthquakes on dams and embankments*, Géotechnique 15 (2), 139–159

Nova R., di Prisco C., 2003. *The macro-element concept and its application in geotechnical engineering*. FONDSUP2003 Int. Symp., 389-396

Nova R., Montrasio L., 1991. *Settlements of shallow foundations on sand*. Geotechnique 41 (2), 243-256

Oggeri C., Peila D., 1999. *Prove in situ in scala reale del comportamento in scala reale di rilevati paramassi in terra rinforzata*. Certificato n.75/99, Politecnico di Torino.

Perzyna P., 1963. *The constitutive equations for rate sensitive plastic materials*. Quart. Appl. Math., vol. 20, 321-332

UNI 11211-4:2012. *Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo*

ABSTRACT

A NEW APPROACH TO THE DESIGN OF GEOGRIDS REINFORCED EMBANKMENTS AGAINST ROCKFALL – THE PROJECT OF CHIZZOLA (ALA MUNICIPALITY)

Keywords: Rockfall, Impact, Geogrids

The use of geogrid reinforced embankments is becoming, for several reasons, a common design solution for the protection against rock fall. Such structures are in fact easy and quick to build, and can mitigate the landscape impact because of their capability to green in short time. Despite their simplicity, the dynamic behavior of such structures is not easy to model, because of the type of load they face – high energy impact of rock boulders – and the need to evaluate the displacements and load distributions that take place during the impact. Many models have been developed and used over the years, based for instance on ballistic, empirical geotechnical formulations, anelastic impact principle, results of numerical simulations and real impact tests. In light of the new regulations which require a limit state design approach, the designer is meant to solve a number of problems: identification of the load in terms of action type, in order to define design values for actions; evaluation of the embankment damage as a consequence of the impact; estimation of the stresses transferred to the foundation layer, in order to develop the well known stability verifications. In this paper the Authors apply a recently proposed alternative calculation method (Carotti et al., 2003; di Prisco C. and Vecchiotti M., 2004), capable of reproducing not only the local boulder penetration, but also the possible activation of a global failure mechanism involving a large part of the embankment. The use of such model is described and applied to the design of a real rockfall protection embankment located in the town of Ala (TN).