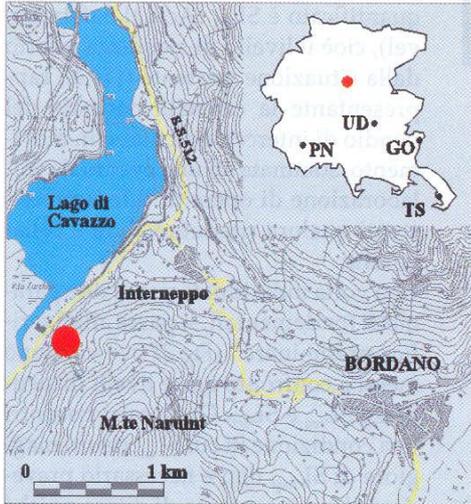


# La progettazione delle opere paramassi secondo criteri probabilistici



▲ Figura 1 - Corografia dell'area oggetto del presente studio: la sponda meridionale del Lago di Cavazzo, Bordano (UD)

**Dott. Ing. Enrico Artini**  
Dottore in Ingegneria Civile per la Difesa del Suolo e la Pianificazione Territoriale - Spilimbergo (PN)

**Ing. Alessandro Coccolo**  
CP Ingegneria - Gemona del Friuli (UD)

(Il contributo all'impostazione e allo svolgimento del lavoro va suddiviso pariteticamente tra gli Autori)

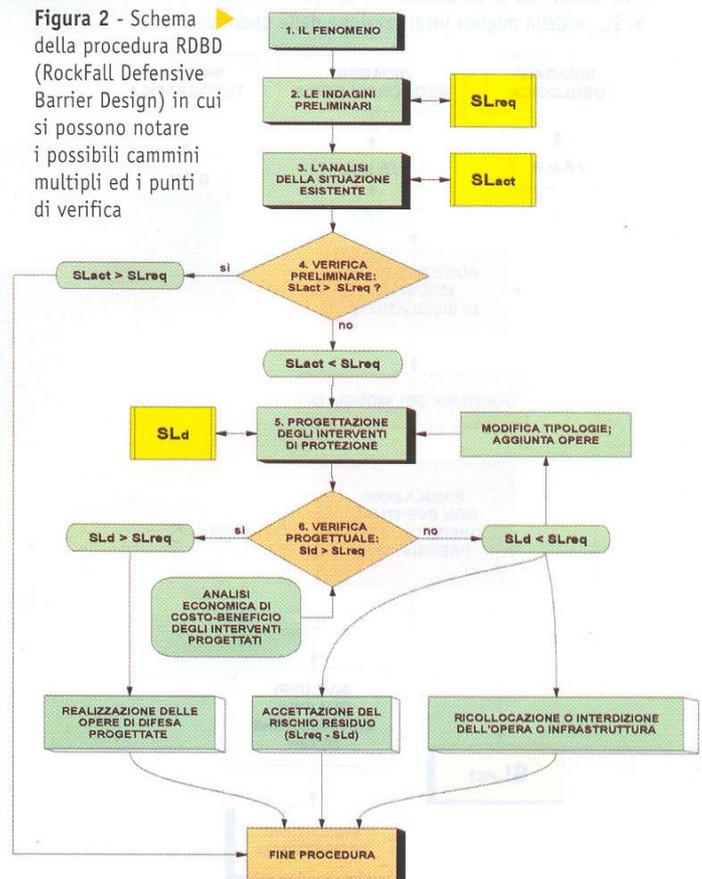
## Introduzione

Nel presente lavoro viene sinteticamente riportata una esperienza sviluppata dagli autori in riferimento alla progettazione di interventi paramassi di tipo passivo. Va osservato che, in questo campo della Geologia Applicata, gli usuali approcci al problema sono piuttosto carenti in quanto a razionalizzazione, organizzazione e ottimizzazione del processo progettuale, il quale deve decisamente mirare al raggiungimento di un "livello di sicurezza" di natura probabilistica dell'area o dell'infrastruttura da difendere, piuttosto che al solo dimensionamento strutturale "in senso stretto" delle opere difensive. Da ciò la necessità di definire una procedura progettuale codificata nel campo delle opere paramassi, avente funzione di organizer delle varie discipline scientifiche coinvolte: analisi pianificatorio-urbanistica, geologica, topografica, geotecnico-strutturale.

A tale proposito è stata sviluppata dagli autori la procedura denominata "RDBD" (Rockfall Defensive Barrier Design). Tale procedura è fondata su un approccio probabilistico in tutte le sue fasi, sia durante la simulazione del crollo litoide, sia durante la progettazione delle opere di difesa.

Nell'articolo viene presentata una descrizione di "RDBD" nelle sue fasi teoriche, e una applicazione della stessa ad un caso reale (Fig. 1). In quest'ultima, particolare attenzione viene posta nella individuazione numerica dei livelli di sicurezza e nel ruolo fondamentale da loro occupato all'interno del processo di verifica e progettazione.

Figura 2 - Schema della procedura RDBD (RockFall Defensive Barrier Design) in cui si possono notare i possibili cammini multipli ed i punti di verifica



## La procedura "RDBD"

Le varie fasi che concorrono alla definizione dell'iter progettuale "RDBD" (Rockfall Defensive Barrier Design) [Artini e Coccolo, 1998], così come proposto dagli Autori, sono illustrate in Fig.2. E' evidente l'assenza di un cammino unico, la presenza di varie uscite dal diagramma di flusso e, soprattutto, la presenza di due punti obbligati di verifica.

L'elemento innovativo contenuto nella procedura "RDBD" consiste nell'assunzione di un parametro probabilistico, il livello di sicurezza (safety level), quale riferimento condizionante l'intero iter progettuale, in contrapposizione alle grandezze di tipo deterministico fino ad oggi utilizzate in questo settore dell'ingegneria geotecnica.

Il primo parametro da individuare, attraverso una analisi critica delle indagini preliminari (Fig.3) è  $SL_{req}$  (Required Safety Level), cioè la probabilità che si ritiene accettabile a priori per la salvaguardia delle opere da proteggere dai fenomeni di caduta massi. Essa

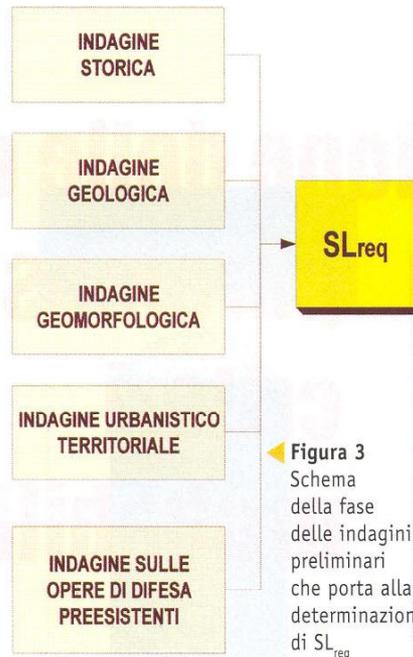


Figura 3 Schema della fase delle indagini preliminari che porta alla determinazione di  $SL_{req}$

dipende in larga misura dalla tipologia e dall'importanza di tali opere, è legata a considerazioni di natura economica, sociale e pianificatoria, ed è stimabile

attraverso alcuni metodi di valutazione del rischio. Risulta evidente che l'assunzione di  $SL_{req}$  dovrebbe essere integrata negli usuali strumenti di pianificazione adottati dagli Enti gestori del territorio, in relazione alle zone ritenute a rischio.

Il secondo parametro che deve venire quantificato è  $SL_{act}$  (Actual Safety Level), cioè il livello di sicurezza offerto dalla situazione esistente (Fig.4), rappresentante la capacità naturale del pendio di intercettare i massi in movimento, sommata ad una eventuale collaborazione di opere di difesa preesistenti qualora ritenute valide e collaboranti.

Una volta individuati questi due parametri fondamentali, si passa alla "verifica preliminare" (Fig.2) ove vengono messi a confronto i due livelli di sicurezza  $SL_{req}$  e  $SL_{act}$ . Qualora si riscontri una condizione in cui  $SL_{act}$  risulti maggiore di  $SL_{req}$ , non è necessario prevedere alcun intervento di difesa poiché la situazione esistente fornisce già il livello di sicurezza richiesto per l'opera. Qualora si verifichi il contrario ( $SL_{act}$

Figura 4 - Schema della fase dell'analisi della situazione esistente che, attraverso le simulazioni al computer, porta alla determinazione di  $SL_{act}$  e della miglior localizzazione delle opere di difesa

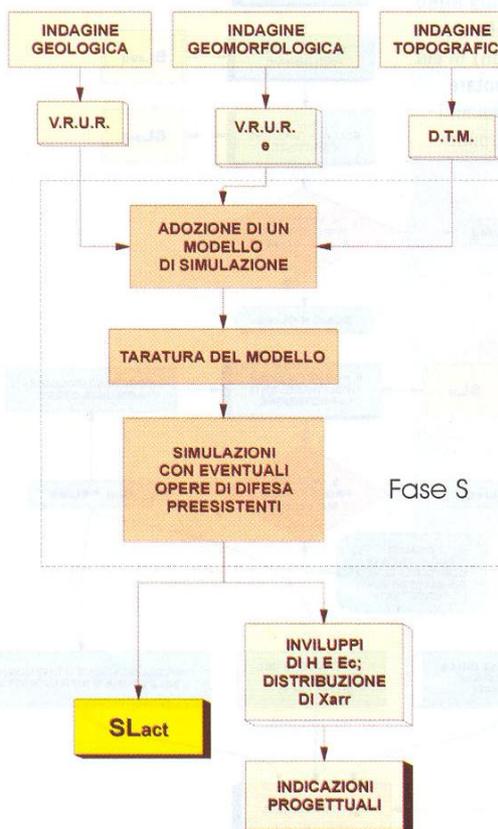
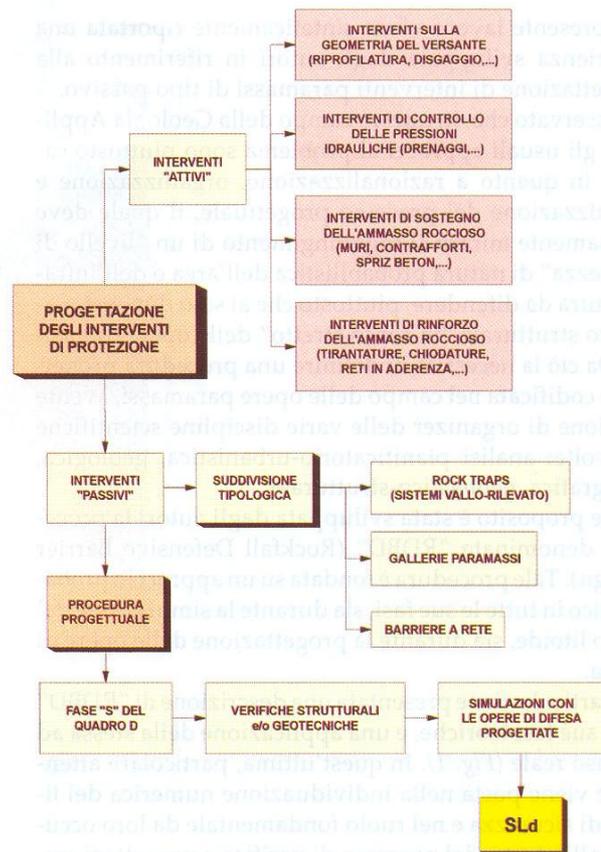


Figura 5 - Schema della fase della progettazione degli interventi di difesa che porta alla determinazione di  $SL_d$



$< SL_{req}$ ) è necessario procedere alla progettazione degli interventi di difesa (Fig.5), i quali innalzeranno il livello di sicurezza attuale fino al raggiungimento di un livello di sicurezza di progetto  $SL_d$  (Design Safety Level) indicante la probabilità di intercettazione dei massi da parte del pendio e dell'intervento previsto.

La validità di ogni passo progettuale sviluppato viene sondata attraverso la "verifica progettuale", consistente nel confronto tra il valore di  $SL_d$  e quello di  $SL_{req}$  (Fig.2). Qualora  $SL_{req}$  risulti sempre maggiore di  $SL_d$ , e quindi il livello di sicurezza di progetto risulti sempre minore di quello richiesto, o si ritiene di accettare una condizione di rischio residuo ( $\Delta SL = SL_{req} - SL_d$ ) o si procede alla ricollocazione-interdizione delle infrastrutture da proteggere.

In sintesi, la procedura RDBD si basa su un approccio probabilistico, attraverso l'adozione dei "livelli di sicurezza", ed è costituita da varie fasi di indagine e progettazione nonché da due momenti fondamentali di verifica.

## Analisi delle fasi principali

### Le indagini preliminari

Le indagini preliminari devono portare all'individuazione del valore  $SL_{req}$  probabilità dipendente in larga misura dalla tipologia e dall'importanza delle infrastrutture da proteggere ed è legata a considerazioni di varia natura (economiche, sociali, pianificatorie, etc.); il rischio di impatto accettabile per una pista forestale è manifestamente superiore a quello accettabile per un'autostrada o per un luogo antropizzato. In questo settore non esiste, allo stato attuale, alcun riferimento normativo, e dunque la valutazione del grado di rischio accettabile è demandata al buon senso del progettista, del pianificatore, del decisore politico e ad alcuni metodi di valutazione del rischio [Varnes, (1984); Einstein, (1988); Hudson (1992)]. E' comunque importante osservare che  $SL_{req}$  deve essere indiscutibilmente fissato a priori: sarà proprio il confronto con tale valore a determinare in sede di verifica preliminare il ricorso o meno alla progettazione di opere di difesa passiva, ed in verifica progettuale l'efficacia degli interventi progettati.

### L'analisi della situazione esistente

In questa fase è necessario pervenire alla determinazione del valore  $SL_{act}$ , indispensabile per la verifica preliminare. Esso si ricava partendo da indagini particolareggiate e mirate di tipo geologico, geomorfologico e topografico, assumendo un modello di simulazione opportunamente tarato sul pendio in esame (Fig.4).

Le indagini geologiche e geomorfologiche hanno il compito preminente di individuare le tipologie di terreno presenti sul versante, i parametri elastici relativi e la classe volumetrica dei blocchi potenzialmente mobilizzabili, la definizione delle discontinuità primarie e secondarie finalizzate alla quantificazione del crollo di progetto, del volume roccioso unitario residuo (VRUR), la distribuzione spaziale dei coefficienti di restituzione elastica ( $e$ ) del pendio, nonché la definizione del blocco di progetto possibilmente in forma di distribuzione di probabilità. Le indagini topografiche hanno lo scopo fondamentale di fornire la rappresentazione del pendio per le simulazioni al computer e la base progettuale per il posizionamento delle opere.

La scelta del tipo di indagine topografica da effettuarsi è influenzata dalla modellazione del fenomeno che si andrà ad adottare; una scelta soddisfacente in un'ottica progettuale è quella di adottare un modello bidimensionale del terreno, estratto da un DTM (Digital Terrain Model) del pendio. Dalle indagini di dettaglio adottate in questa fase è opportuno estrarre anche l'informazione riguardante l'angolo di attrito equivalente  $\theta_{eq}$  [Onofri e Candian, (1979)], il quale può fornire una prima indicazione relativa al comportamento del pendio in esame rispetto alle massime propagazioni potenziali, molto utile anche in fase di taratura del modello.

### Il modello di calcolo

Per ottenere il valore di  $SL_{act}$  è necessario estrarre un'informazione di natura probabilistica da un numero molto elevato di simulazioni di scendimento massi sul pendio in esame. Per fare ciò è necessario ricorrere ad un modello di simulazione, la cui scelta può influire pesantemente sulla bontà e sull'interpretazione dei risultati delle suddette simulazioni e, in

definitiva, sulle scelte progettuali.

Esistono alcune possibili modellazioni matematiche del fenomeno, ognuna delle quali schematizza in vario modo il pendio, il blocco in movimento e le loro interazioni dinamiche. I principali modelli fanno riferimento ad una descrizione bidimensionale o tridimensionale del pendio, e ad una rappresentazione del blocco roccioso come punto materiale o come corpo rigido. Molto importante è la capacità del modello matematico di descrivere l'elevato grado di aleatorietà insito nei fenomeni di caduta massi. Ciò è generalmente possibile adottando opportune generazioni pseudo-casuali dei parametri chiave che governano il moto dei blocchi, in grado di interpretare stocasticamente il fenomeno. Il modello matematico dovrà essere poi implementato in un programma per PC, in grado di effettuare un elevato numero di simulazioni ( $10^3$ - $10^4$ ) in tempi relativamente brevi, e di fornire tutte le grandezze geometriche, cinematiche ed energetiche necessarie alla progettazione (spazi di arresto, altezze di volo, velocità ed energie cinetiche dei blocchi, curve inviluppo lungo il pendio delle altezze di volo e delle energie cinetiche).

Le simulazioni prevederanno una prima fase di taratura del modello, nella quale si individuano i parametri geometrici caratteristici riproducenti il comportamento reale del pendio. La taratura viene eseguita sulla base dei dati storici rilevati (spazi d'arresto dei massi già caduti, tracce d'impatto degli stessi sul terreno e sugli alberi), delle eventuali back-analysis a disposizione e del valore dell'angolo di attrito equivalente  $\theta_{eq}$  determinato in precedenza, mirando a ricercare la convergenza tra i valori simulati e quelli misurati assunti dalle grandezze cinematiche ed energetiche caratteristiche del fenomeno.

Nella fase di taratura del modello non è possibile basarsi solamente sulle distribuzioni degli spazi di arresto dei blocchi, ma va tenuto in considerazione anche l'andamento probabilistico delle altezze di volo: è noto che l'assunzione di un modello errato (ad esempio un modello che presuppone dei moti di prevalente rotolamento) può portare a pericolose sottostime di queste altezze [Artini, (1997)], con con-

sequenze pericolose sulla progettazione delle opere paramassi e sulla stima della loro affidabilità.

All'uscita di questa fase di analisi della situazione esistente si ottiene il valore  $SL_{act}$  (Fig.4), nonché le indicazioni sul comportamento del pendio e sull'entità dei fenomeni di caduta massi in esso prevedibili e le indicazioni di massima relative al posizionamento ed al predimensionamento delle opere di difesa passive.

### La progettazione degli interventi di difesa

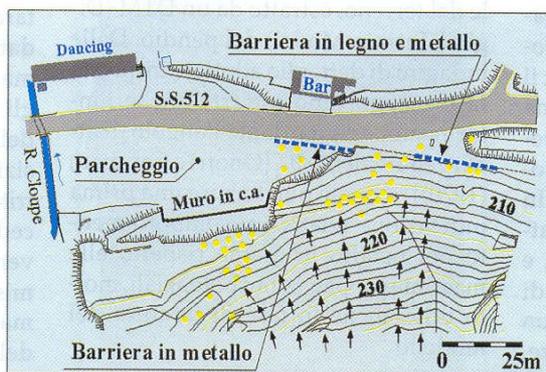
Gli interventi di difesa da frane in roccia possono suddividersi in due grandi famiglie: gli interventi attivi, volti ad impedire il distacco di masse rocciose instabili ed il conseguente moto lungo i versanti, e gli interventi passivi i quali hanno lo scopo di intercettare, frenare ed arrestare i volumi che, abbandonata la propria sede originaria, hanno iniziato un percorso di discesa lungo il pendio di frana (rockfall) (Fig.5).

Dal punto di vista tipologico è possibile suddividere gli interventi passivi in 3 gruppi distinti:

- sistemi vallo-rilevato, ubicati per lo più nelle aree pianeggianti di fondovalle;
- gallerie paramassi artificiali, normalmente utilizzate per la protezione di arterie viarie di notevole importanza. Il principale problema riscontrabile nel dimensionamento di tali strutture consiste nella valutazione delle sollecitazioni dinamiche impulsive indotte sull'impalcato superiore, le quali, come indicato da Labiouse et al. (1994), possono venire smorzate realizzando uno strato di terreno ammortizzante sulla soletta sommitale;
- barriere a rete [Neri, (1986)][Paronuzzi e Coccolo, (1995)], le quali possono presentare diverse tipologie costruttive e livelli di dissipazione ener-

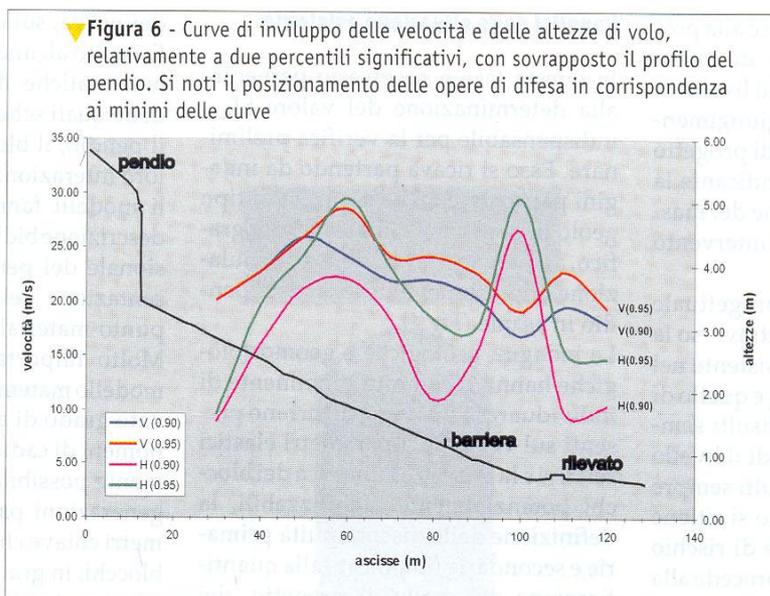
getica. Relativamente a tali sistemi di difesa è ormai imprescindibile il ricorso a prodotti certificati, cioè barriere per le quali la capacità di assorbimento sia determinata per mezzo di prove distruttive in vera grandezza [Peila, Pelizza e Sassudelli, (1995)] e comprovata da documentazione rilasciata da idoneo Ente. Inoltre, in assenza di legislazione nazionale vigente, è conveniente riferirsi alla normativa francese NF P95-308, che, a tutt'oggi, risulta l'unica codifica tecnica europea esistente in materia.

A prescindere dalla tipologia delle ope-



▲ Figura 7 - Planimetria dell'area di intervento, con evidenziate le infrastrutture da proteggere, le opere di difesa preesistenti ed i volumi litoidi censiti

re e dalle relative e necessarie verifiche strutturali e/o geotecniche, il percorso progettuale è di tipo iterativo, e richiede il riutilizzo del modello di calcolo precedentemente tarato, al fine di generare una nuova serie di simulazioni in presenza degli interventi difensivi



▲ Figura 6 - Curve di inviluppo delle velocità e delle altezze di volo, relativamente a due percentili significativi, con sovrapposto il profilo del pendio. Si noti il posizionamento delle opere di difesa in corrispondenza ai minimi delle curve

previsti. Tali simulazioni sono finalizzate a fornire i parametri caratteristici (massimo, minimo, percentili 0.90÷0.95÷0.99) delle distribuzioni di probabilità relative all'energia posseduta dai blocchi ( $E_c$ ), all'altezza di volo ( $H$ ), e agli spazi d'arresto ( $X_{arr}$ ) necessari al raggiungimento della soluzione progettuale finale. Inoltre l'analisi delle curve di inviluppo delle altezze di volo e delle energie cinetiche consente di pervenire al corretto posizionamento delle opere di difesa attraverso la ricerca di

una minimizzazione contemporanea delle curve (Fig.6), compatibilmente con i vincoli morfologici del sito.

La successiva valutazione dell'affidabilità della soluzione progettuale prescelta verrà condotta secondo le usuali tecniche probabilistiche quali il metodo FOSM (First Order Second Moment) o il metodo FTD (Fault Tree Diagram) [Ang e Tang, (1984); Paronuzzi e Coccolo, (1995)].

Il livello di sicurezza globale verrà complessivamente espresso dalla grandezza  $SL_d$ , la quale dovrà essere confrontata continuamente col valore  $SL_{req}$  al fine di valutare e/o confrontare, anche economicamente, la validità delle varie ipotesi progettuali attraverso la "verifica progettuale" (Fig.2).

### Un'esempio applicativo

La procedura RDBD è stata applicata per la prima volta nell'ambito della progettazione di interventi di difesa passiva collocati sulle pendici Nord-Occidentali del Monte Naruint (Bordano, UD), nei pressi della sponda meridionale del Lago di Cavazzo (Fig.7). Attraverso tale procedura si è esaminata la condizione di rischio da caduta massi a cui sono soggetti gli insediamenti antropici e le infrastrutture posti a cavallo della strada statale S.S. n° 512, procedendo successivamente a progettare i necessari in-



▲ **Figura 8** - Visione d'insieme della parte terminale del pendio di scendimento, con il sistema difensivo muro-rilevato e la discoteca oltre la strada



▲ **Figura 9** - Veduta del parcheggio da proteggere, con la parete rocciosa origine dei distacchi litoidi sullo sfondo

terventi difensivi.

Nel seguito della trattazione si riportano sinteticamente i punti principali del lavoro, con alcuni risultati numerici relativi ad alcuni significativi profili di scendimento studiati.

### Le indagini preliminari

Nell'area oggetto di studio, storicamente non si hanno notizie di fenomeni franosi documentati antecedenti a quelli causati dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio friulano nel 1976. In seguito ad essi, rilievi sistematici hanno censito e localizzato i blocchi mobilizzati dalle frane di crollo verificatesi nella zona [Sgobino, (1982)] (Fig.7).

Dal punto di vista urbanistico-territoriale è stato possibile osservare che le direttrici di scendimento dei blocchi in frana potrebbero interessare:

- un tratto della strada statale S.S.512, a traffico sostanzialmente locale, per una lunghezza pari a circa 150 m;
- una discoteca soggetta a presenza antropica molto numerosa (500+1000 persone) per alcune ore di alcuni giorni della settimana (Fig. 8);
- una attività commerciale (bar) in genere non molto frequentata. La presenza antropica si accresce notevolmente in concomitanza all'apertura dell'adiacente discoteca;

\* un parcheggio al servizio delle attività appena citate (Fig. 9), avente superficie pari a circa 2000 m<sup>2</sup>. Tale zona risulta essere frequentata solamente nei fine settimana (attività turistico-ricreativa legata alla presenza del lago).

In base alle argomentazioni appena delineate, stanti la sismicità della zona (S=12), possibile causa scatenante di rockfalls, e lo stato delle presenze umane, temporanee ma con fasce orarie ad elevatissima pressione antropica, si è ritenuto sufficientemente cautelativo assumere come livello di sicurezza richiesto il valore:

$$SL_{req} = 0.98$$

### L'analisi della situazione esistente

Il pendio di discesa presenta una larghezza di circa 150 m alla base e di circa 80 m al piede della scarpata rocciosa. Esso è dotato di inclinazione variabile nell'intervallo 35°+40° e si sviluppa tra le isoipse 200 m e 270 m. Alle quote superiori il versante diviene subverticale, a causa di una parete rocciosa calcareo-dolomitica di età norica, orientata in direzione NE-SO, il cui coronamento superiore raggiunge la quota di 330 m. La parte terminale e mediana del pendio, tra le isoipse 200 m e 235 m, è costituita da detrito di falda, prevalentemente ghiaia con sabbia, mentre nella parte superiore, fino all'attacco della parete, si rinvengono con maggiore frequenza affioramenti rocciosi caotici, residui di antichi crolli di età post-glaciale, che alterano sensibilmente la regolarità del versante. Tutto il pendio presenta un ricoprimento di terreno di 10+50 cm. La vegetazione è sostanzialmente erbacea nella zona apicale, al piede della parete rocciosa, arbustiva in quella mediana e arborea nella parte terminale.

I sopralluoghi effettuati sul pendio detritico hanno consentito di censire tutti i volumi rocciosi presenti lungo le direttrici di scendimento allineate con la zona a rischio (Fig. 7). Si sono riscontrati esclusivamente blocchi di calcare e dolomia, con volumetrie ricorrenti comprese nell'intervallo 0.1+0.5 m<sup>3</sup>. Numerose le schegge litoidi riscontrate, con volume 0.03+0.06 m<sup>3</sup>. Le condizioni geostatiche della scarpata sono risultate particolarmente critiche, in quanto evidenti tension cracks presenti sul coronamento sommitale fanno ritenere che due blocchi compatti di circa 500+700 m<sup>3</sup> siano in condizioni prossime all'equilibrio limite. Tale scenario non riguarda la progettazione delle opere passive, ma è stato considerato unicamente per la progettazione di tiranti attivi di ancoraggio in parete non oggetto del presente articolo.

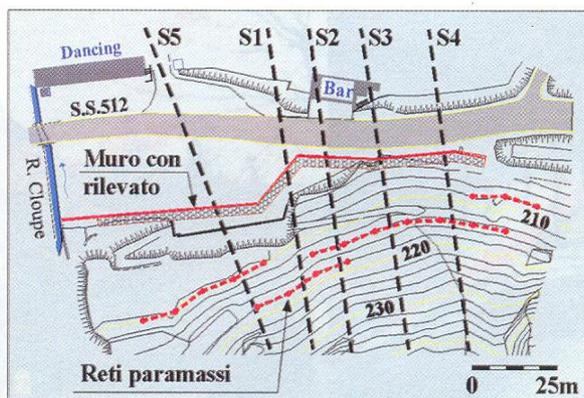
Sulla scorta di quanto riportato, tenendo inoltre in considerazione il generale stato di suddivisione ed alterazione superficiale dell'ammasso roccioso e l'entità delle cadute libere prevedibili, si è ritenuto opportuno adottare nei calcoli un volume roccioso unitario residuo di progetto pari a:

$$VRUR = 0.5 \text{ m}^3$$

La modellazione topografica del pendio detritico ha previsto la realizzazione di un rilievo di 780 punti di dettaglio e la definizione di un DTM dell'intera area rilevata. Nella parete rocciosa sono state invece effettuate 5 calate di rocciatori muniti di prismi riflettenti, attraverso le quali è stato possibile ca-

ratterizzare geometricamente la scarpata. Grazie all'acquisizione di tali dati si sono costruiti 5 profili trasversali completi, estesi dal coronamento della scarpata alle infrastrutture a rischio, sui quali si sono effettuate le simulazioni probabilistiche di discesa (Fig.10).

Per quanto attiene alle opere di difesa preesistenti all'intervento in progetto, si è riscontrata la presenza di barriere monofilare a bassa deformabilità in acciaio (montanti IPE200 e traversi C100/5) e in acciaio/legno

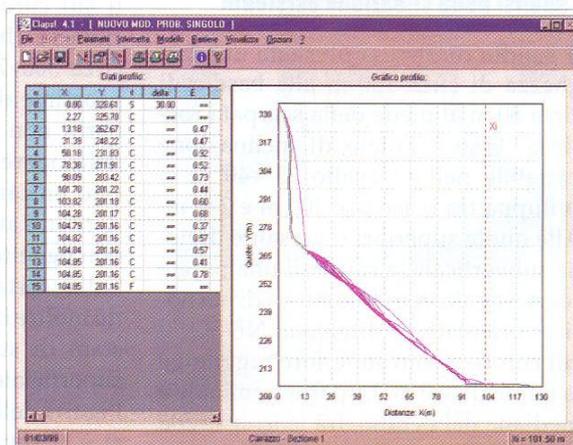


▲ **Figura 10** - Planimetria degli interventi protettivi previsti, con evidenziate le sezioni di scendimento rappresentative adottate per le simulazioni al computer



▼ **Figura 11**  
Panoramica del bar e della strada da proteggere, con in primo piano le vecchie barriere paramassi preesistenti

▼ **Figura 12** - Interfaccia grafica del programma "CLAPS" adottato per le simulazioni probabilistiche di scendimento massi



(montanti IPE200 e ton-toni trasversali  $\phi 20\text{cm}$ ), per complessivi 50 m di intervento (Fig. 11). Non risultano invece realizzate opere attive di stabilizzazione della parete sovrastante il pendio. Le tipologie delle opere, e il loro grado di vetustà e il generale livello manutentivo sono tali per cui, cautelativamente, si è ritenuto di non considerare alcun contributo resistivo delle stesse ai fini della determinazione di  $SL_{act}$ .

A completamento delle indagini di dettaglio adottate in questa fase si è estratta anche l'informazione riguardante l'angolo di attrito equivalente  $\theta_{eq}$ : per ogni sezione di analisi sono stati calcolati i valori di tale angolo, applicando anche la correzione di forma attraverso la regressione lineare e assumendo come punto di massimo espandimento il ciglio della strada. Nel caso esempli-

ficativo riportato si sono ottenuti valori di  $\theta_{eq}$  rispettivamente di  $51.45^\circ$  e di  $39.16^\circ$ , che risultano essere maggiori del limite  $27.15^\circ$  proposto dal citato studio di Onofri e Candian (1979). Da queste considerazioni risulta evidente la tendenza dei blocchi di frana a interessare le aree antropizzate da proteggere, quindi è ragionevole attendersi la necessità di prevedere specifiche di opere di difesa passiva. Al fine di giungere alla valutazione del

livello di sicurezza attuale  $SL_{act}$  si è adottato un modello di simulazione di tipo bidimensionale basato sulla cinematica del punto materiale, sviluppato e implementato su software per PC da uno degli autori [Artini, (1997)]. Tale software (Fig.12) è dotato di funzioni di generazione pseudo-casuale dei parametri geomeccanici, in modo da rappresentare la stocasticità del fenomeno mediante l'utilizzo di varie funzioni di probabilità, tra le quali la funzione Beta.

Le simulazioni effettuate in questa fase sulle varie sezioni del caso di studio hanno consentito di ottenere la probabilità di raggiungimento delle zone a rischio  $SL_{act}$  assumendo come riferimento l'ascissa X del bordo strada. Come esempio di seguito viene riportata la "verifica preliminare" con  $X=101.5\text{ m}$ , dalla quale emerge la necessità di procedere alla progettazione degli interventi protettivi.

### Verifica preliminare

$$P \{ X > 101.5 \text{ m} \} = 0.124$$

$$SL_{act} = 0.876 (< SL_{req} = 0.98)$$

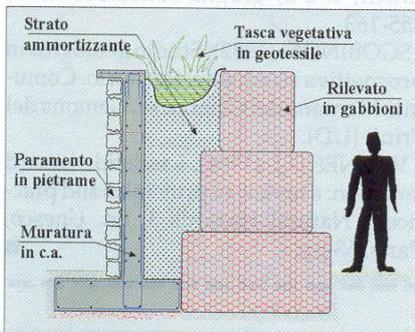
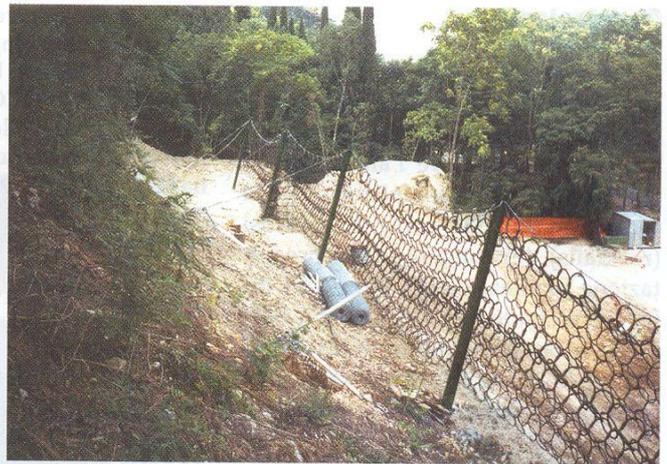
### La progettazione degli interventi di protezione

Poiché le esigenze di riordino e riqualificazione ambientale del parcheggio antistante il bar ed il dancing consigliavano la realizzazione di un muro con paramento frontale in pietrame al limite dell'area suddetta, si è ritenuto opportuno realizzare tale struttura anche con funzione di difesa paramassi. Si è pertanto previsto a tergo dell'opera un rilevato in gabbioni, con finalità di intercettazione dei blocchi e dissipazione dell'energia d'impatto, separato dal paramento posteriore del muro attraverso uno strato di terra ammortizzante (Fig. 13). Per l'installazione del solo rilevato paramassi si è ottenuta la seguente verifica di progetto in corrispondenza dell'ascissa X prescelta:

### Verifica di progetto con il solo rilevato

$$P \{ X > 101.5 \text{ m} \} = 0.031$$

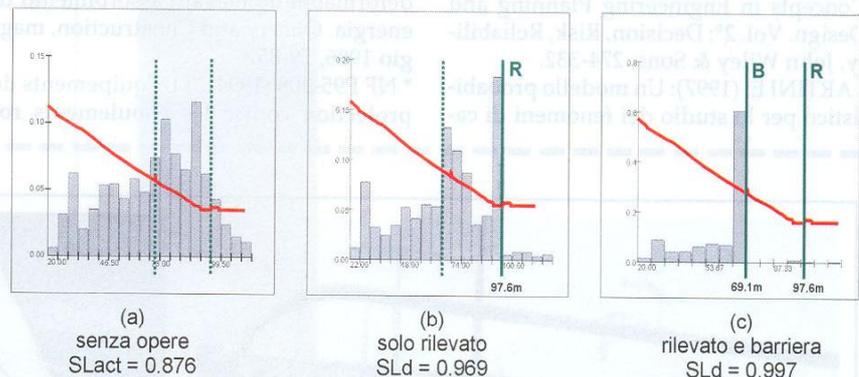
$$SL_d = 0.969 (< SL_{req} = 0.98)$$



▲ **Figura 13** - Sezione trasversale del sistema difensivo muro-rilevato con il doppio filare di gabbioni a monte

▲ **Figura 14** - Particolare costruttivo del sistema difensivo muro-rilevato adottato, con visibili i gabbioni a monte e lo spazio destinato allo strato ammortizzante in materiale arido

▲ **Figura 15** - Vista della barriera paramassi ad alta deformabilità installata, alla fine delle fasi di montaggio



▲ **Figura 16** - Confronto fra gli istogrammi relativi alle distribuzioni degli spazi di arresto dei blocchi di frana nelle varie condizioni progettuali, in assenza prima e presenza poi delle opere di difesa progettate. Si può apprezzare qualitativamente l'efficacia degli interventi protettivi assunti

La "verifica di progetto", effettuata a seguito delle analisi probabilistiche di scendimento massi compiute inserendo la geometria del rilevato (Fig. 14), ha indicato che in alcuni profili di discesa il livello di sicurezza di progetto  $SL_d$  non ha raggiunto il valore di  $SL_{req}$  fissato, pertanto si è reso necessario integrare il sistema difensivo originariamente previsto con l'installazione di barriere paramassi a rete.

La localizzazione planimetrica ottimale delle reti è stata guidata dalla preliminare determinazione dei minimi delle funzioni involucro (Fig. 6) relative alle altezze di volo e alle energie cinetiche possedute dai blocchi durante le simulazioni lungo i profili di scendimento prescelti, verificando, nel contempo, che le zone simultaneamente caratterizzate da bassi valori dei due parametri fossero dotate di una buona accessibilità del sito. I livelli energetici ottenuti attraverso le simulazioni hanno consigliato l'utilizzo di barriere classificate almeno

C5 secondo la normativa francese [NF P95-308, (1994)], e pertanto dotate di una energia dissipabile di almeno 1 MJ e di un'altezza utile di intercettazione minima di 3 m. A seguito dell'inserimento nel sistema difensivo delle bar-

riere a rete (Fig. 15), il livello di sicurezza di progetto  $SL_d$  determinato sulla scorta di quanto proposto da uno degli autori [Paronuzzi e Coccolo, (1995)], è risultato essere su ogni sezione del pendio maggiore del livello di sicurezza richiesto  $SL_{req}$  (Fig. 16). Con particolare riferimento alla sezione di esempio, si è ottenuto:

**Verifica di progetto con rilevato e barriera**

$$P \{ X > 101.5 \text{ m} \} = 0.003$$

$$SL_d = 0.997 (> SL_{req} = 0.98)$$

Il raggiungimento del livello di sicurezza prefissato per il sito specifico, associato allo sviluppo delle necessarie verifiche strutturali sul rilevato e sulle barriere, ha premesso di considerare completato l'iter progettuale (Fig. 17).

▼ **Figura 17** - Veduta del cantiere e della costruzione del sistema difensivo muro-rilevato in costruzione



## Conclusioni

Con il presente lavoro si è voluto mostrare come un approccio progettuale organizzato secondo criteri probabilistici possa consentire l'analisi di un fenomeno naturale complesso quale la caduta massi dai versanti rocciosi (rockfalls), pervenendo ad una progettazione razionale degli interventi difensivi secondo fasi coordinate e verificate. E' oramai irrinunciabile l'acquisizione di questa nuova mentalità progettuale, e il lavoro riportato vuole essere un passo concreto in questa direzione.

## Lavori citati

\* ANG A., TANG W. (1984): Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Vol. 2°: Decision, Risk, Reliability, John Wiley & Sons, 274-332.  
\* ARTINI E. (1997): Un modello probabilistico per lo studio dei fenomeni di ca-

duta massi. - Università degli Studi di Udine, Facoltà di Ingegneria, tesi di laurea, A.A. 1996/97, Udine, vol 1, 209 pp.

\* ARTINI E., COCCOLO A. (1998): La progettazione delle opere paramassi. Rassegna Tecnica del Friuli Venezia Giulia, 2 anno LI, 25-29.

\* EINSTEIN H.H. (1988): Landslide risk assesment procedure - Proc. 5° Int. Symp. On Landslides, Lausanne, vol.2, 1075-1090.

\* HUDSON J.A. (1992): Rock Engineering System: theory and practice. - High Plains Press (JAH).

\* LABIOUSE V., DESCOEUDRES F., MONTANI S., SCHMIDHALTER C.A. (1994): E'tude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants. Revue Française de Géotechnique, n°69, 42-62.

\* NERI M. (1986): Barriere paramassi deformabili ad elevato assorbimento di energia. Quarry and Construction, maggio 1986, 79-85.

\* NF P95-308 (1994): T1-Equipements de protection contre les éboulements ro-

cheux. T2-Ecrans de filets. E-Rock Falling protection equipments/Net trap.

\* ONOFRI R., CANDIAN C. (1979): Indagine sui limiti di massima invasione dei blocchi rocciosi franati durante il sisma del Friuli del 1976. Considerazioni sulle opere di difesa. - Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia, Cluet, Trieste, 1-42.

\* PARONUZZI P., COCCOLO A. (1995): Crollo di progetto ed affidabilità delle barriere paramassi. Geingegneria Ambientale e Mineraria - GEAM 86, giugno-settembre 1995, n.2-3, 147-154.

\* PEILA D., PELIZZA S., SASSUDELLI F. (1995): Prove in scala reale su barriere paramassi deformabili a rete. GEAM, XXXII, n°2-3, giugno-settembre 1995, 155-163.

\* SGOBINO F. (1982): Studio geologico in prospettiva sismica del territorio. Comunità Montana del Gemonese, Gemona del Friuli (UD).

\* VARNES D.J. (1984): Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. - Natural Hazards 3, Ed. Unesco, Paris, 63 pp. ■