

III.3 PROPOSITIONS UNIVERSITAIRES POUR AMÉLIORER L'ÉVALUATION DE LA PROBABILITÉ D'ÉBOULEMENT D'UNE INSTABILITÉ LOCALISÉE

Le but du présent travail est d'apporter une contribution à la prévision de la stabilité des fronts de roche. Sont pris en considération les phénomènes d'instabilité de portions de roche superficielles pour lesquels les discontinuités jouent un rôle prépondérant par rapport au matériel rocheux. On a en outre considéré la seule phase d'amorce des phénomènes en examinant les cinématismes de glissement ou de basculement possible.

La prévision quantitative d'occurrence de ces phénomènes, fondamentale pour la gestion du risque, est difficile du fait que l'amorce a lieu dans des conditions critiques du front de roche.

L'amorce peut en effet se manifester par une combinaison complexe de petites variations des paramètres géo-mécaniques (pressions hydrauliques, disposition des discontinuités, transmutation de la résistance, etc.).

Ces variations sont très souvent difficiles, voire impossibles, à évaluer par rapport au degré d'incertitude qui existe dans la connaissance des paramètres de l'amas rocheux qui constitue le front. On se retrouve là dans une situation commune aux autres domaines scientifiques, tels que par exemple la météorologie, où la difficulté de prévoir les événements atmosphériques de manière certaine à partir d'évaluations purement rationnelles et mécaniques est bien connue.

Une solution possible consiste à introduire des méthodologies de type mécanique au sein d'un schéma probabiliste de manière à évaluer combien les incertitudes sur les paramètres se reflètent sur les incertitudes dans les résultats (facteur de sécurité) à travers la probabilité de rupture. Cette approche peut conduire à des résultats intéressants même si elle n'est pas toujours faisable compte tenu du peu de données disponibles.

C'est à ce point qu'interviennent les méthodes historiques - statistiques, qui partent de l'hypothèse qu'il est possible de faire des prévisions également sans passer par une compréhension mécanique complète du phénomène d'instabilité. Ces méthodes se basent sur l'expérience acquise dans les cas historiques d'instabilité et sur une série de paramètres, pas seulement mécaniques, qui concourent à la détermination d'indices de stabilité.

Par la suite, une approche de type probabiliste développée par l'équipe du Polytechnique de Turin et une approche statistique proposée par l'équipe du LIRIGIM seront décrites.

III.3. LE PROPOSTE UNIVERSITARIAE PER MIGLIORARE LA VALUTAZIONE DELLA PROBABILITÀ DI CROLLO DI UNA INSTABILITÀ LOCALIZZATA

Scopo del presente lavoro è di portare un contributo alla previsione della stabilità dei fronti in roccia. Vengono presi in considerazione fenomeni d'instabilità di porzioni di roccia superficiali, per i quali le discontinuità giocano un ruolo preponderante rispetto al materiale roccioso. Viene, inoltre, considerata la sola fase di innesco dei fenomeni, esaminando cinematismi di possibile scivolamento o ribaltamento.

La previsione quantitativa di occorrenza di tali fenomeni, per quanto fondamentale per la gestione del rischio, è difficile in relazione al fatto che l'innescio avviene in condizioni critiche del fronte di roccia.

L'innescio può, infatti, avvenire per una combinazione complessa di piccole variazioni dei parametri geomeccanici (pressioni idrauliche, giaciture delle discontinuità, decadimento della resistenza, etc.).

Tali variazioni sono molte volte di difficile, se non di impossibile, valutazione in relazione al grado di incertezza con la quale è possibile conoscere i parametri dell'ammasso roccioso costituente il fronte. Ci si trova, quindi, in una situazione comune ad altri campi scientifici quali, ad esempio, la meteorologia, dove è ben nota la difficoltà di prevedere gli eventi atmosferici in modo certo, a partire da valutazioni puramente razionali e meccaniche.

Una possibile soluzione consiste nell'introdurre metodologie di tipo meccanico all'interno di uno schema probabilistico, in modo da valutare come le incertezze sui parametri si riflettano sulle incertezze nei risultati (Fattore di Sicurezza) attraverso la probabilità di rottura. Tale approccio può condurre a risultati interessanti, anche se non sempre è percorribile, in relazione alla scarsa disponibilità dei dati.

È a questo punto che intervengono i cosiddetti metodi storico - statistici, che partono dal presupposto che è possibile fare previsioni anche senza passare attraverso una comprensione meccanica completa del fenomeno d'instabilità. Tali metodi si basano sull'esperienza maturata nei casi storici di dissesto e su una serie di parametri, non solamente meccanici, che concorrono alla definizione di indici di stabilità.

Nel seguito verrà descritto un approccio di tipo probabilistico, sviluppato dall'équipe del Politecnico di Torino e un approccio statistico proposto dall'équipe del LIRIGIM.

III.3.1. Metodo meccanico-probabilistico per l'analisi della stabilità dei pendii in roccia (Politecnico di Torino, Regione Piemonte, Regione Autonoma Valle d'Aosta)

III.3.1.1 Procedimento ideale

L'analisi della stabilità di un pendio in roccia da un punto di vista meccanico richiede la conoscenza:

- della geometria delle discontinuità: orientamento, posizione nel pendio, dimensioni e forma; della forma delle superfici e eventualmente del materiale di riempimento in esse contenuto;
- delle azioni presenti nel momento dell'analisi e di come queste azioni possono variare nel tempo. Tra le più importanti, si possono includere le pressioni idrauliche nelle discontinuità, quelle dovute al ghiaccio, le erosioni e i cambiamenti della geometria, le azioni sismiche e dinamiche in generale;
- dei parametri meccanici su scala reale da introdurre nella legge costitutiva del materiale e delle discontinuità al momento dell'analisi e della loro degradazione nel tempo.

A partire da tali conoscenze viene costruito un modello geomeccanico del pendio. Il giudizio sulla stabilità viene dato sulla base del calcolo delle tensioni e deformazioni in ogni punto dell'ammasso, delle zone di plasticizzazione e del possibile meccanismo di collasso.

III.3.1.2 Modellazione attuale

Lo schema precedentemente descritto è ideale e può essere riferito a qualsiasi campo dell'Ingegneria. Il suo grado di applicabilità dipende dalla natura del materiale con il quale si tratta. Nel caso dell'Ingegneria Meccanica (metalli) o Civile (calcestruzzo, murature), i materiali vengono costruiti artificialmente, per cui l'applicazione è più facile. Nel caso della Meccanica delle Rocce, il materiale, l'ammasso roccioso, è naturale. Esso è, quindi, più complesso e meno regolare. In più, la sua conoscenza è da un punto di vista pratico difficile, a causa delle dimensioni del problema e delle difficoltà di conoscere ciò che sta all'interno dell'ammasso. Ciò comporta, con riferimento allo schema precedente, le seguenti conseguenze:

- il valore dei parametri geometrici e meccanici non può essere determinato in ogni punto del pendio. Si dovrà quindi far riferimento ad un campionamento, con conseguente variabilità del dato. Come conseguenza, i parametri saranno noti solo in senso statistico, mediante istogrammi di valori campionati;
- i parametri geometrici determinabili su superfici esposte accessibili o da sondaggi dovranno essere estrapolati all'interno dell'ammasso roccioso, facendo ipotesi semplificative sulle modalità di trasposizione (come passare ad esempio da una lunghezza della traccia alla reale dimensione e forma delle discontinuità all'interno del pendio). È in particolare difficile la determinazione della posizione dei ponti di roccia tra le discontinuità che, anche se di piccole dimensioni, contribuiscono in modo preponderante alla stabilità;
- le caratteristiche del materiale e delle discontinuità possono essere determinate in laboratorio su provini di piccole dimensioni prelevati nell'ammasso roccioso. Il problema della rappresentatività di tali provini è importante e la valutazione delle proprietà meccaniche su scala reale molto incerta. Ciò vale in particolare modo per la determinazione del decadimento della resistenza dovuta al degrado del materiale;
- la previsione degli effetti dei sismi riveste anch'essa un carattere statistico e tutta la problematicità tipica del campo delle costruzioni civili. La valutazione delle pressioni dell'acqua è resa estremamente difficile dalla conoscenza approssimata della geometria delle discontinuità e delle loro superfici irregolari e del materiale in esse contenuto. Ciò rende impossibile una stima su base meccanica del rapporto tra precipitazioni e pressioni dell'acqua.

Da un punto di vista pratico, tradizionalmente, il giudizio sulla stabilità di un pendio viene fornito sulla base del confronto tra il "fattore di sicurezza calcolato" e il "fattore di sicurezza di progetto", stabilito da precedenti esperienze e fissato dalla Normativa Geotecnica. Convenzionalmente si calcola il fattore di sicurezza F come rapporto tra i valori rappresentativi delle azioni resistenti e delle azioni instabilizzanti (Hoek et al., 1981):

$$F = \frac{\tilde{C}}{\tilde{D}} \quad (\text{III-10})$$

Le risultanti $\tilde{C}$ e $\tilde{D}$ sono funzioni dei parametri di ingresso, in generale, come visto precedentemente, a carattere aleatorio; sono quindi rappresentate da distribuzioni di probabilità rispetto alle quali i valori di $\tilde{C}$ e $\tilde{D}$ costituiscono solo due possibili scelte (Fig. III.35a).

L'individuazione di $\tilde{C}$ e $\tilde{D}$ può, quindi, risultare problematica; in pratica, assumendo $\tilde{C}$ e $\tilde{D}$ come rappresentativi dell'intera distribuzione, si attribuisce loro, di fatto, una probabilità pari ad 1 (Fig. III.35b).

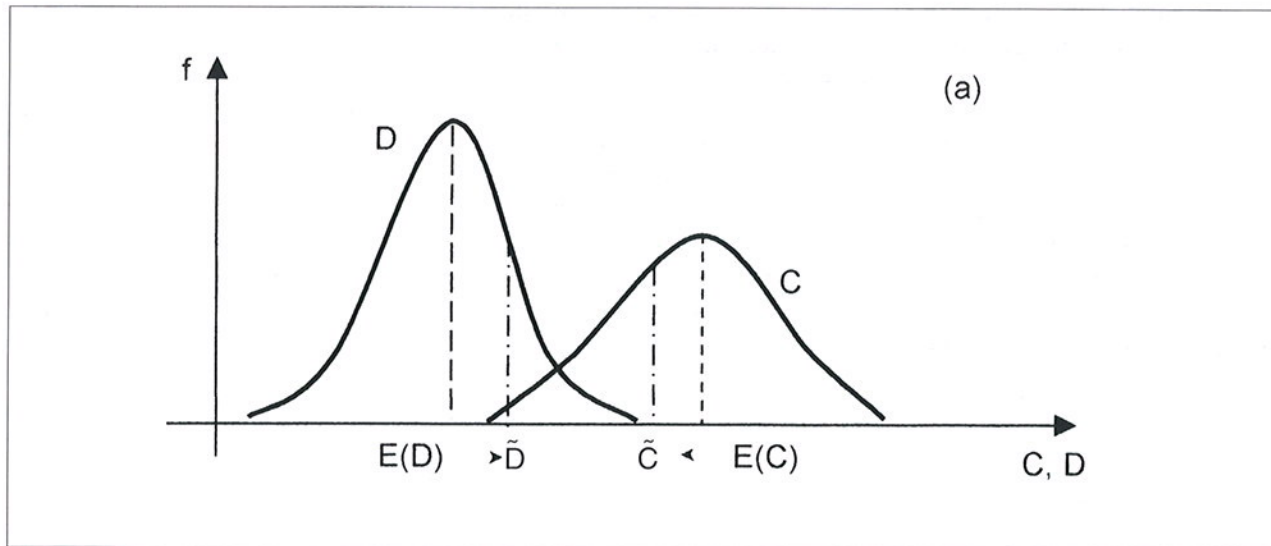


Fig. III.35:

(a) distribuzione statistica delle forze instabilizzanti D e delle forze resistenti C ,
(b) approccio di tipo deterministico.

Definiti come $E(C)$ ed $E(D)$ i valori medi delle azioni resistenti C ed instabilizzanti D , si assume un valore nominale $\tilde{C}$ inferiore a $E(C)$, ed un valore nominale $\tilde{D}$, superiore ad $E(D)$; il fattore di sicurezza convenzionale F così ottenuto permette di fornire al pendio una "riserva di sicurezza" addizionale, di cui risulta ignota l'entità.

Al fine di diminuire la soggettività della precedente formulazione, è possibile ricorrere all'approccio di tipo probabilistico, con il quale il fattore di sicurezza viene invece considerato come una vera e propria variabile aleatoria, ed il giudizio sulla stabilità viene dato sulla base della "probabilità P_f ", detta di "rottura", che il fattore di sicurezza sia inferiore all'unità (area tratteggiata in Fig. III.36):

$$P_f = P(C/D \leq 1) \quad (\text{III-11})$$

I metodi di tipo probabilistico, comunemente utilizzati in Ingegneria delle Rocce, si distinguono

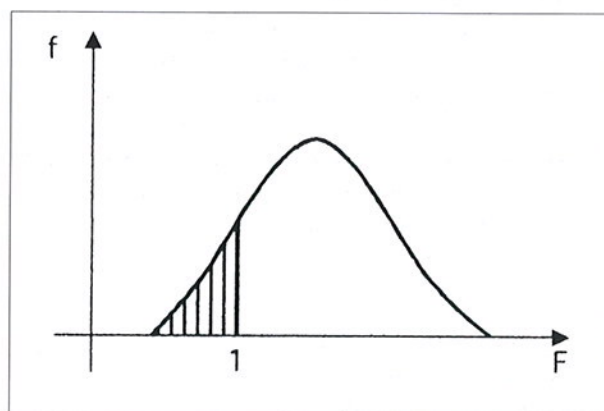
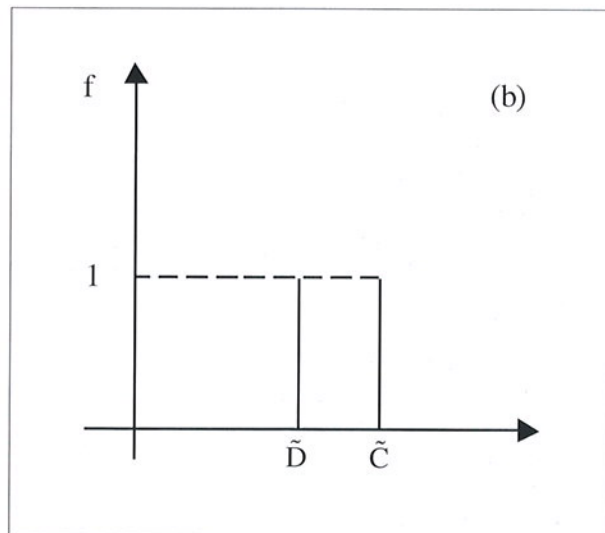


Fig. III.36: Definizione della probabilità di rottura.

in metodi di livello II e metodi di livello III. I primi necessitano della conoscenza della sola media e dello scarto quadratico medio delle variabili di ingresso e permettono di calcolare il valore medio, lo scarto quadratico medio della funzione di rottura e l'indice di affidabilità. I metodi completi, o di livello III, prevedono la valutazione della probabilità di rottura attraverso l'integrazione, in genere di tipo numerico, della funzione di rottura $g(z)$ sulla base della distribuzione statistica delle variabili z_i ; i tempi di calcolo sono elevati ma consentono di determinare, anche se in modo approssimato, l'intera distribuzione statistica della funzione di rottura. Tra i metodi disponibili si fa riferimento, nel seguito, alla tecnica di simulazione di Monte Carlo, per il cui utilizzo è essenziale il ricorso a codici di calcolo automatico. In sintesi, con tale tecnica, il processo di generazione della densità di probabilità del fattore di sicurezza si articola (Harr, 1987), a partire dalle distribuzioni cumulative di frequenza $F(x_i)$ delle variabili di base z_i , in:

- 1) estrazione di un numero casuale $R(0,1)$, compreso tra 0 e 1, mediante generatori automatici;
- 2) assunzione di un valore $F(x_i)$ pari a $R(0,1)$;
- 3) calcolo del valore di z_i corrispondente a $F(x_i)$, in accordo con la particolare distribuzione cumulativa (Fig. III.37);
- 4) calcolo deterministico del fattore di sicurezza F ;
- 5) ripetizione n volte dei punti 1 – 4 fino alla costruzione per punti della distribuzione statistica di F ;
- 6) valutazione della probabilità di rottura:
 - assumendo una legge di densità per F e ricavando la probabilità che F sia minore di uno,
 - calcolando direttamente il rapporto:

$$P_f = \frac{n^*}{n} \quad (\text{III-12})$$

dove n^* è il numero di F minori di 1 e n è il numero totale di campionamenti.

La valutazione di P_f , caratteristica dei metodi probabilistici completi (livello III), prevede la conoscenza delle distribuzioni statistiche delle variabili di base o dei loro istogrammi e può comportare un notevole impegno di tipo computazionale. Per questo motivo, il fattore di sicurezza viene calcolato con il metodo dell'equilibrio limite che, implementato con l'analisi probabilistica, rappresenta una soluzione rapida per lo studio della stabilità dei pendii.

In relazione alla natura dei casi esaminati, viene presentato un metodo che permette la valutazione della probabilità di rottura di pendii in roccia per scivolamento bidimensionale lungo una superficie a gradini (Call e Nicholas, 1978) (vedi Fig. III.38).

Il procedimento di calcolo permette di valutare l'influenza dei ponti di roccia intatta sulla stabilità del pendio, nell'ipotesi che l'ammasso roccioso sia interessato da un sistema di discontinuità P (giunti principali), parallelo al fronte e con minore inclinazione e da un sistema di discontinuità T (giunti trasversali), pressoché parallelo al fronte e con inclinazione maggiore di P .

Il volume di roccia potenzialmente instabile è delimitato dal fronte, dal piano superiore e da una superficie di possibile scivolamento a gradini, non definibile in senso deterministico, formata dalla combinazione dei sistemi di discontinuità P e T e di zone di roccia intatta (ponti di roccia).

Il procedimento di calcolo si articola nei seguenti punti:

- 1) ricerca di superfici di scivolamento critiche all'interno del pendio;

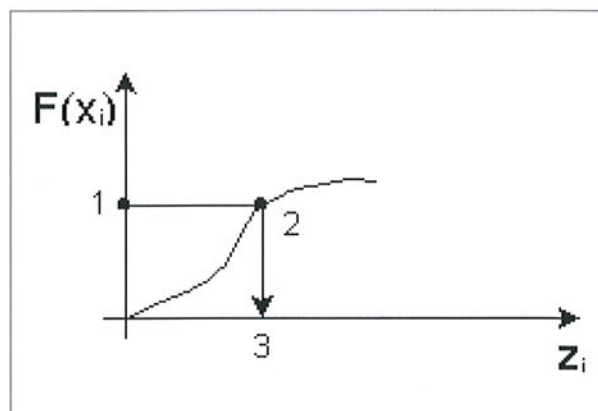


Fig. III.37: Simulazione di Monte Carlo: estrazione del valore della variabile Z_i avente distribuzione cumulativa $F(X_i)$ assegnata.

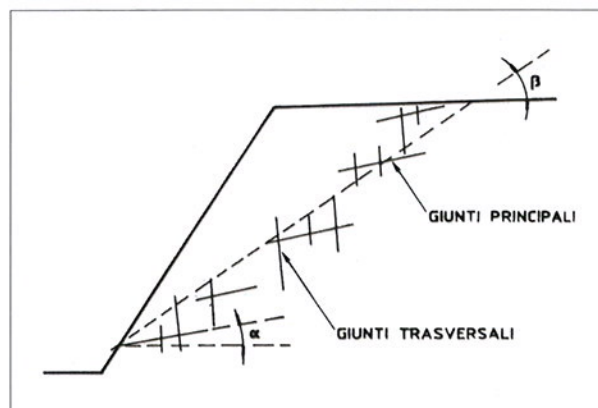


Fig. III.38: Modello di Call e Nicholas (1978).

- 2) determinazione della probabilità di rottura del pendio, sulla base dei risultati dell'analisi (1) e dei parametri geometrici, fisici e di resistenza del problema in esame, assunti in modo deterministico o statistico.

La ricerca di superfici critiche all'interno del pendio viene effettuata a partire dai parametri di spaziatura, lunghezza della traccia, giacitura e sovrapposizione dei due sistemi di discontinuità, sulla base dei relativi tipi di distribuzione statistica. Una volta ottenute le distribuzioni all'interno del pendio dei giunti principali e trasversali, mediante campionamento con tecnica di Monte Carlo, la linea di scivolamento viene ricavata sulla base dei seguenti criteri:

- i giunti principali possono propagarsi nella roccia intatta, per rottura a taglio, ad una distanza prefissata ed in genere molto piccola;
- i giunti trasversali possono propagarsi per trazione nella roccia intatta, fino ad una distanza prefissata;
- la lunghezza di un giunto principale campionato, che può far parte della linea di scivolamento, non è fissa ma varia in modo completamente casuale; in tal senso, un giunto trasversale può intersecare in qualunque punto il giunto principale o non intersecarlo affatto;
- qualora più di un giunto trasversale intersechi un giunto principale, viene scelta la linea di scivolamento con il giunto trasversale posto più all'interno del pendio; in tal modo, tra le possibili linee di scivolamento di ogni configurazione, viene scelta quella a minore inclinazione;
- se nessun giunto trasversale interseca un giunto principale, la linea di scivolamento include un ponte di roccia intatta (Fig. III.39).

Per ogni configurazione vengono resi disponibili i seguenti parametri:

- l'inclinazione β della retta che unisce il piede del pendio con il punto di intersezione della linea di scivolamento e il piano superiore del pendio;
- la lunghezza dei tratti dei giunti principali e trasversali l_p e l_t che costituiscono la linea di scivolamento; nel calcolo sono compresi i tratti di giunti propagatisi nella roccia intatta;
- la continuità dei giunti longitudinali e trasversali, K_p e K_t ; la continuità K di un sistema di discontinuità viene così espressa:

$$K = \frac{\sum a_i}{l} \quad (\text{III-13})$$

dove:

$\sum a_i$ è la somma della lunghezza dei tratti di discontinuità che costituiscono la linea di scivolamento;

l è la lunghezza totale della linea di scivolamento nella direzione delle discontinuità (Fig. III.40).

Dopo l'individuazione di un numero n di configurazioni si ottiene un campione n di elementi di ogni variabile sopra descritta, con le relative distribuzioni statistiche, che costituiscono parte dei dati di ingresso per la successiva fase di verifica di stabilità.

Il percorso per determinare la probabilità di rottura è il seguente:

- vengono assunte le distribuzioni dei parametri β , l_p , l_t , K_p , K_t ricavate precedentemente;
- si individuano le distribuzioni statistiche dei parametri fisici, geometrici e di resistenza al taglio dei due sistemi di discontinuità;
- a partire dalle distribuzioni (a) e (b), con la tecnica di Monte Carlo si ottiene il campione e la relativa distribuzione del fattore di sicurezza calcolato come:

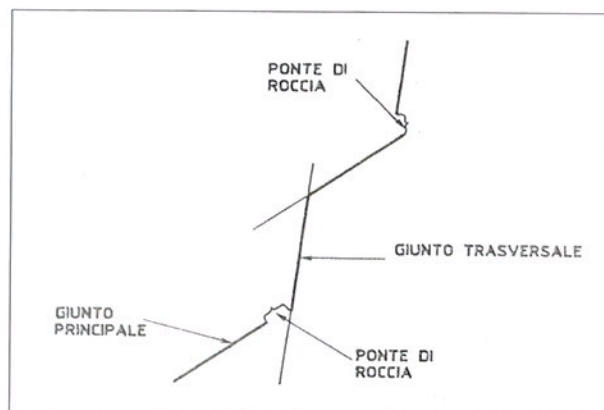


Fig. III.39: Linea di scivolamento formata da giunti principali e trasversali e da ponti di roccia intatta (Call e Nicholas, 1978).

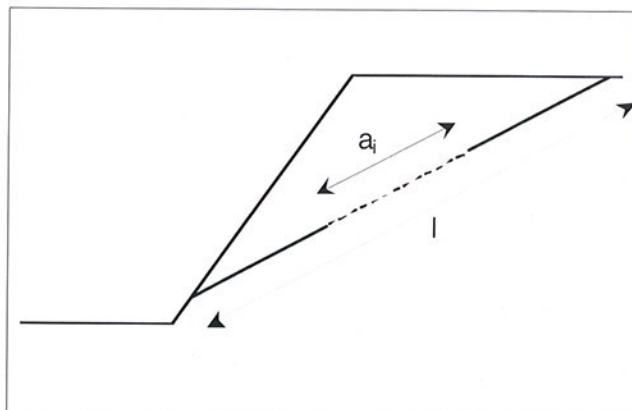


Fig. III.40: Continuità di un sistema di giunti.

$$F = \frac{[W \cos \alpha - U \cos(\beta - \alpha) - (E W + V) \sin \alpha + T \sin(\theta + \alpha)] \tan \phi_a + I_p c_a + t_a}{W \sin \alpha + U \sin(\beta - \alpha) + (E W + V) \cos \alpha - T \cos(\theta + \alpha)} \quad (\text{III-14})$$

dove:

α = inclinazione media dei giunti principali;

β = angolo campionato della linea di scivolamento a gradini;

θ = inclinazione della forza esterna T;

E = coefficiente sismico;

U, V = spinte dell'acqua sul piano medio di scivolamento e sull'eventuale giunto di trazione;

ϕ_a e c_a = angolo di attrito e coesione apparenti sui giunti principali (comprensivi del contributo dei ponti di roccia), ricavabili da:

$$\tan \phi_a = K_P \tan \phi_P + (1 - K_P) \tan \phi_R \quad (\text{III-15})$$

$$c_a = K_P c_P + (1 - K_P) c_R \quad (\text{III-16})$$

con:

– ϕ_P, c_P, K parametri del giunto principale;

– ϕ_R, c_R parametri della roccia intatta;

– t_a forza resistente a trazione dei ponti di roccia esistenti lungo i giunti trasversali:

$$t_a = I_T (1 - K_T) t_R \quad (\text{III-17})$$

con:

– I_T e K_T parametri dei giunti trasversali;

– t_R resistenza a trazione della roccia intatta.

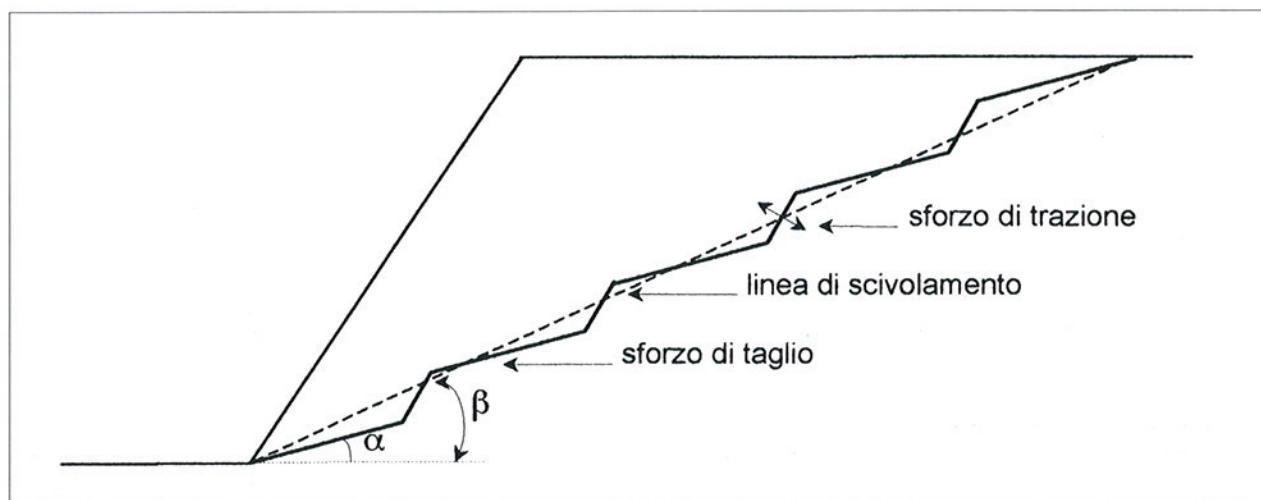


Fig. III.41: Ipotesi di calcolo del fattore di sicurezza (Call e Nicholas, 1978).

L'espressione del fattore di sicurezza è ricavata nell'ipotesi che (Fig. III.41):

- la direzione di scivolamento sia parallela all'inclinazione dei giunti principali e che lo sforzo di taglio venga mobilitato su tali giunti;
- la pressione idrostatica U agisca perpendicolarmente al piano medio di inclinazione β ;
- il peso venga calcolato a partire dal valore del piano medio β .

La probabilità di rottura viene ottenuta con il metodo Monte Carlo, sulla base della funzione di rottura III-14 e del rapporto indicato nell'espressione III-12.

III.3.1.3 Applicazione del metodo meccanico-probabilistico: caso di Monte Torru (Alagna Valsesia, Piemonte)

Introduzione

Il settore d'indagine è situato nel territorio del Comune di Alagna Valsesia, in alta Valsesia. La valle, nota anche come Val Grande, si estende fino alla "muraglia" del Monte Rosa, dai cui ghiacciai trae origine il fiume Sesia. Il Monte Torru si sviluppa lungo il versante occidentale della Cima Carnera tra i 1600-1800 m sul livello del mare. La Fig. III.42 mostra una veduta del Monte Torru.



Fig. III.42: Veduta del Monte Torru.

Inquadramento geologico

Il basamento, in corrispondenza del sito d'indagine, è costituito da un complesso cristallino in cui prevalgono gneiss micacei associati, localmente, a micascisti. È riconoscibile una partizione metamorfica in banchi di potenza variabile (da decimetrica a metrica), a cui sono associati alcuni campi di fratture generalmente subverticali ed immersi verso il quadrante nord – occidentale.

Il substrato cristallino affiora, con buona continuità, indicativamente fino all'isoipsa 1600, mentre, a quote inferiori, è ricoperto da una coltre di depositi detritici colonizzati da un fitto bosco di latifoglie e conifere. Tale coltre è costituita, essenzialmente, da depositi glaciali rimaneggiati, associati a detrito di falda e, localmente, a grossi elementi derivanti dalla degradazione delle pareti sovrastanti.

La fascia subpianeggiante che si snoda al piede del versante è riconducibile agli apporti del fiume Sesia mentre, lateralmente ad essa, all'altezza del nucleo abitato di Pedemonte, si innesta il conoide alluvionale del rio proveniente dall'Alpe Campo Inferiore. In assenza di riscontri diretti non è possibile stimare in modo attendibile lo spessore delle unità detritiche, soprattutto per quanto concerne i depositi alluvionali di fondovalle.

Studi recenti: analisi strutturale e caratteristiche geomeccaniche

Nell'ambito del progetto Interreg IIC, il rilievo della porzione di versante è stato eseguito secondo le indicazioni suggerite dalla metodologia Matterock (osservazioni a distanza e due stazioni strutturali, 2000).

L'ammasso roccioso è caratterizzato da una spiccata anisotropia di origine metamorfica che lo suddivide in banchi di spessore da decimetrico a metrico. L'immersione di questi banchi è mediamente verso SE ($120^\circ - 150^\circ$), con inclinazione compresa tra $28^\circ - 40^\circ$. Le superfici di scistosità sono di norma piane e poco scabre, prive di patine d'alterazione.

A queste strutture si sovrappone un campo di fratture generalmente omogeneo, caratterizzato da cinque sistemi principali, ben evidenziabili praticamente in tutto il versante.

La Tab. III.17 riassume le caratteristiche geometriche delle famiglie di discontinuità rilevate. Nella tabella sono, inoltre, riportati i valori di resistenza a compressione monoassiale delle superfici delle discontinuità (JCS) e il coefficiente di rugosità dei giunti (JRC). L'angolo di attrito di base è stato assunto, da letteratura, pari a 35° .

ALAGNA VALSESIA: ASSETTO GENERALE											
Orientazione ($^\circ$)				Persistenza (m)		Spaziatura (m)		JCS (MPa)	JRC (-)	H ₂ O in pressione	
Fam	Immersione		Inclinazione		med.	max	med.	max	Valori estremi	1=liscia 20= rugosa	
	Valori estremi	Valori medi	Valori estremi	Valori medi							
SC	120-150	135	28-40	34	1-2	10	0.5	2	158-170	3-5	assente
J' 1	262-300	281	60-80	70	6-7	15	2	4	158-170	10	assente
J 1	265-300	282	30-45	37	5	10	1.5	3	158-170	10	assente
J 2	340-350	345	70-80	75	9-10	20	2.5	7	158-170	5-10	assente
J 3	200-215	207	60-80	70	3-4	5	0.5	2	158-170	10	assente
J 4	234-256	245	40-75	57	2	4	0.5	4	158-170	7-10	assente

Tab. III.17: Caratteristiche strutturali delle discontinuità: assetto generale.

Nella Fig. III.43, è riportata la carta delle instabilità della zona oggetto di studio in cui sono evidenziate le instabilità riconosciute, ricavata secondo le indicazioni del metodo Matterock.

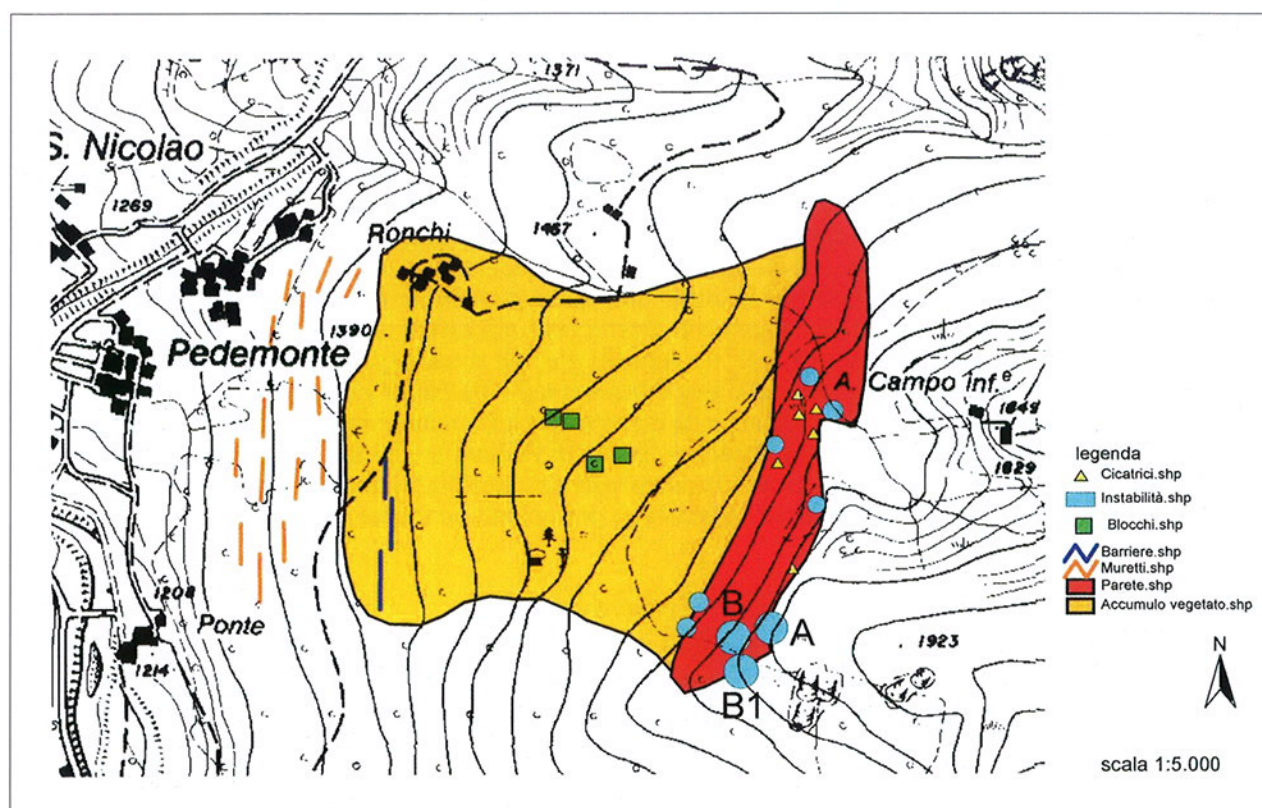


Fig. III.43: Carta delle instabilità della zona oggetto di studio.

Di seguito viene riportata la proiezione stereografica dei piani rappresentativi delle discontinuità rilevate (vedi Fig. III.44), in cui è raffigurata anche la giacitura del fronte.

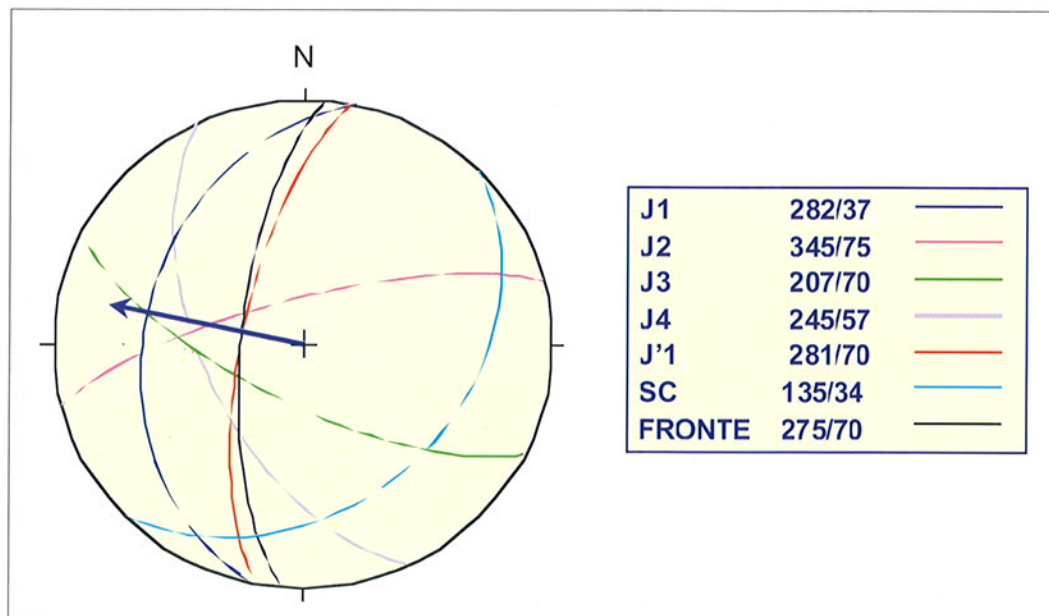


Fig. III.44:
Proiezione
stereografica
dei piani
rappresentativi
e del fronte
(emisfero
inferiore).

Dall'analisi della Fig. III.44, si individua un potenziale scivolamento sul piano J1. Tale situazione può essere ricondotta al cinematiso che è alla base della metodologia descritta nel paragrafo III.3.1.2. Quindi, in accordo con la terminologia adottata nel modello, J1 rappresenta la famiglia di giunti principali e J'1 la famiglia di giunti trasversali.

Analisi

È necessario precisare che con la metodologia meccanico – probabilistica bidimensionale (vedi paragrafo III.3.1.2) non si analizzano le instabilità puntuali evidenziate con il metodo Matterock, ma un intero settore di versante.

Con riferimento ai dati di Tab. III.17 e per un'altezza del fronte di 35 m, per entrambe le famiglie sono state scelte le seguenti distribuzioni statistiche:

- persistenza: distribuzione triangolare,
- orientazione: distribuzione uniforme,
- spaziatura: distribuzione triangolare,
- sovrapposizione: distribuzione uniforme.

Dopo l'individuazione di 1000 configurazioni (numero scelto di simulazioni), si ottiene un campione di 1000 elementi di ogni variabile (β , l_p , l_T , K_p , K_T), con le relative distribuzioni statistiche (attribuite automaticamente), che costituiscono parte dei dati di ingresso per la successiva fase di verifica di stabilità.

Nella Tab. III.18 sono riportati i valori minimi e massimi e i valori statistici delle variabili, riferiti a 1000 campionamenti.

Variabile	Minimo	Massimo	Media	Deviazione standard	Indice Skewness	Curtosi
β (°)	41,52	66,84	50,4	3,478	0,515	4,74
l_p (m)	5,792	44,297	19,186	5,313	0,135	3,3
l_T (m)	8,215	34,562	23,141	3,492	-0,06	3,17
K_p (-)	0,513	1	0,9	0,089	-1,226	4,06
K_T (-)	0,743	1	0,98	0,037	-6,719	10,96

Tab. III.18 : Valori minimi e massimi e i valori statistici delle variabili.

In base ai valori statistici delle variabili β , I_p , I_T , K_p , K_T , calcolati durante la simulazione delle 1000 superfici a gradini (vedi Tab. III.18), vengono assunte automaticamente le distribuzioni statistiche di tali parametri. Queste distribuzioni si aggiungono all'unica variabile statistica rappresentata dall'angolo di attrito di picco dei giunti, calcolato secondo l'espressione di Barton (1973) e tenuto conto dell'effetto di scala. Ad esso viene attribuito una distribuzione di tipo uniforme.

Nella Tab. III.19 sono riportati i valori deterministici delle variabili geometriche e meccaniche necessarie per la determinazione della probabilità di rottura.

Altezza fronte	(m)	35
Inclinazione media fronte	(°)	70
Peso di volume roccia	(MN/m ³)	0,025
Altezza acqua	(m)	0
Resistenza a trazione roccia intatta	(Mpa)	0,25
Angolo d'attrito roccia intatta	(°)	48
Coesione roccia intatta	(Mpa)	1
Coesione giunti	(Mpa)	0
Forze esterne	(MN)	0
Coefficiente sismico	(-)	0

Tab. III.19: Parametri geometrici e meccanici deterministici.

A partire dalle distribuzioni, con la tecnica di Monte Carlo si ottiene il campione e la relativa distribuzione del fattore di sicurezza, calcolato secondo l'espressione III-14.

Nella Tab. III.20, vengono riportati il valore del fattore di sicurezza calcolato con i valori medi delle variabili, i valori minimo e massimo e i valori statistici del fattore di sicurezza calcolati.

Variabile	Minimo	Massimo	F con valori medi	Media	Deviazione standard	Indice Skewness	Curtosi
F (-)	0,083	7,816	2,02	2,212	1,036	0,393	3,76

Tab. III.20: Fattore di sicurezza.

La probabilità di rottura viene determinata secondo l'espressione III-12 e vale 11.4%.

Al fine di valutare i risultati precedentemente ricavati, è sembrato opportuno condurre alcune analisi parametriche. Assumendo le medesime configurazioni della superficie a gradini e per un'altezza del fronte del pendio di 35 m, si sono fatti variare alcuni parametri meccanici non ottenuti da prove di laboratorio, ma stimabili da dati di letteratura, in particolare la coesione e la resistenza a trazione dei ponti di roccia intatta. Nella Tab. III.21, sono riportati i valori di coesione (C) e resistenza a trazione della roccia intatta (T), la probabilità di rottura (P.R.), ricavata con l'espressione III-12, la media del fattore di sicurezza, il volume massimo (V max) e minimo (V min) della massa potenzialmente instabile e la percentuale di ponti di roccia nella direzione dei giunti principali e trasversali, relativi a ciascuna analisi.

PIEMONTE (ALAGNA VALSESIA)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: H = 35 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		% Ponti di roccia Longitud.	% Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m ³]	V max [m ³]		
1	1	0,25	11,40	2,212	111,0679	468,1085	10	2
2	1,5	0,375	7,90	2,874	111,0679	468,1085	10	2
3	2	0,5	5,10	3,537	111,0679	468,1085	10	2
4	3	0,75	3,00	4,862	111,0679	468,1085	10	2
5	5	1,25	1,00	7,513	111,0679	468,1085	10	2
6	10	2,5	0,60	14,139	111,0679	468,1085	10	2

Tab. III.21: Risultati delle analisi parametriche.

Come si nota dai valori riportati in Tab. III.21, all'aumentare della coesione e della resistenza a trazione della roccia intatta, la probabilità di rottura diminuisce e la media dei fattori di sicurezza aumenta. Ciò significa che il valore di questi due parametri rappresenta un fattore determinante sulla stabilità del pendio. Da qui, si deduce la necessità, in futuro, di effettuare una serie di prove di laboratorio per determinare questi parametri sperimentalmente. Sono state, inoltre, effettuate ulteriori analisi parametriche al fine di valutare l'influenza dei parametri geometrici sulla stabilità del pendio. In particolare, è stata fatta variare l'altezza del pendio.

Nelle tabelle III.22, 23 e 24 sono riportati i risultati delle analisi relative ad un pendio con altezza del fronte rispettivamente di 15 m, 50 m e 70 m per i quali sono stati fatti variare i parametri meccanici di coesione e resistenza a trazione della roccia intatta.

PIEMONTE (ALAGNA VALSESIA)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: H = 15 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		% Ponti di roccia Longitud.	% Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	0,60	8,3430	18,5109	160,592	3	2
2	1,5	0,375	0,50	12,002	18,5109	160,592	3	2
3	2	0,5	0,50	15,661	18,5109	160,592	3	2
4	3	0,75	0,20	22,979	18,5109	160,592	3	2
5	5	1,25	0,00	37,615	18,5109	160,592	3	2
6	10	2,5	0,00	74,206	18,5109	160,592	3	2

Tab. III.22: Risultati delle analisi parametriche: H = 15 m.

PIEMONTE (ALAGNA VALSESIA)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: H = 50 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		% Ponti di roccia Longitud.	% Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	16,10	1,713	370,0668	918,9811	12	3
2	1,5	0,375	9,60	2,131	370,0668	918,9811	12	3
3	2	0,5	6,30	2,549	370,0668	918,9811	12	3
4	3	0,75	2,70	3,385	370,0668	918,9811	12	3
5	5	1,25	1,10	5,058	370,0668	918,9811	12	3
6	10	2,5	0,10	9,239	370,0668	918,9811	12	3

Tab. III.23: Risultati delle analisi parametriche: H = 50 m.

PIEMONTE (ALAGNA VALSESIA)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: H = 70 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		% Ponti di roccia Longitud.	% Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	21,80	1,450	852,2284	1655,12	13	3
2	1,5	0,375	15,00	1,740	852,2284	1655,12	13	3
3	2	0,5	11,80	2,031	852,2284	1655,12	13	3
4	3	0,75	7,70	2,612	852,2284	1655,12	13	3
5	5	1,25	3,90	3,774	852,2284	1655,12	13	3
6	10	2,5	1,20	6,680	852,2284	1655,12	13	3

Tab. III.24: Risultati delle analisi parametriche: H = 70 m.

Anche in questi casi la probabilità di rottura diminuisce e la media dei fattori di sicurezza aumenta all'aumentare della coesione e della resistenza a trazione della roccia intatta. In particolare, dalla tab. III.22, per un pendio con altezza del fronte di 15 m, si nota che la probabilità di rottura si annulla in corrispondenza dei valori più alti dei parametri di resistenza. Si nota, infine, come a parità di parametri di resistenza la probabilità di rottura aumenti con l'aumentare della porzione di pendio considerata.

III.3.1.4 Applicazione del metodo meccanico – probabilistico: caso di Buisson (Valtournenche, Valle d'Aosta)

Introduzione

Il settore d'indagine è situato sulla destra idrografica del torrente Marmore, tra i 1350 e i 1600 m s.l.m. Esso è compreso tra gli abitati di Fiernaz e Ussin, nella media Valtournenche; alla sua base si sviluppa il tracciato della Strada Regionale n° 46 della Valtournenche che termina a Cervinia. La Fig. III.45 mostra una porzione del sito oggetto di studio.



Fig. III.45: Veduta di una porzione del sito oggetto di studio.

Inquadramento geologico

La porzione di versante studiata rientra quasi interamente all'interno della Zona di Zermatt - Saas appartenente alla Zona Piemontese dei Calcescisti con Pietre Verdi, fatta eccezione per il settore sovrastante l'abitato di Levaz, nel quale affiorano rocce appartenenti alla Scaglia di Etirol - Levaz, elemento tettonico appartenente alla Falda della Dent Blanche s.l. (Ballèvre et al., 1986).

In particolare, in questa area, la scaglia separa le rocce appartenenti alla Zona di Zermatt - Saas dalle rocce riferibili alla Zona del Combin, che affiorano più a monte, all'esterno dell'area rilevata.

La Zona dei Calcescisti con Pietre Verdi, altrimenti nota anche come Zona Piemontese (o *Zone des Schistes Lustrés*), corrisponde ad un grande sistema multifalda costituito da un insieme di calcescisti contenenti metaofioliti (le Pietre Verdi), che si è originata nel bacino oceanico presente durante il Mesozoico tra la placca europea e quella insubrica. Questa zona, dal punto di vista tettonico, separa con continuità le Falde penniniche del Gran Paradiso - Monte Rosa e Gran San Bernardo dalle soprastanti unità austroalpine, ossia la falda della Dent Blanche e la Zona Sesia Lanzo (Dal Piaz, 1965).

La Fig. III.46 mostra la carta geologica della zona oggetto di studio.

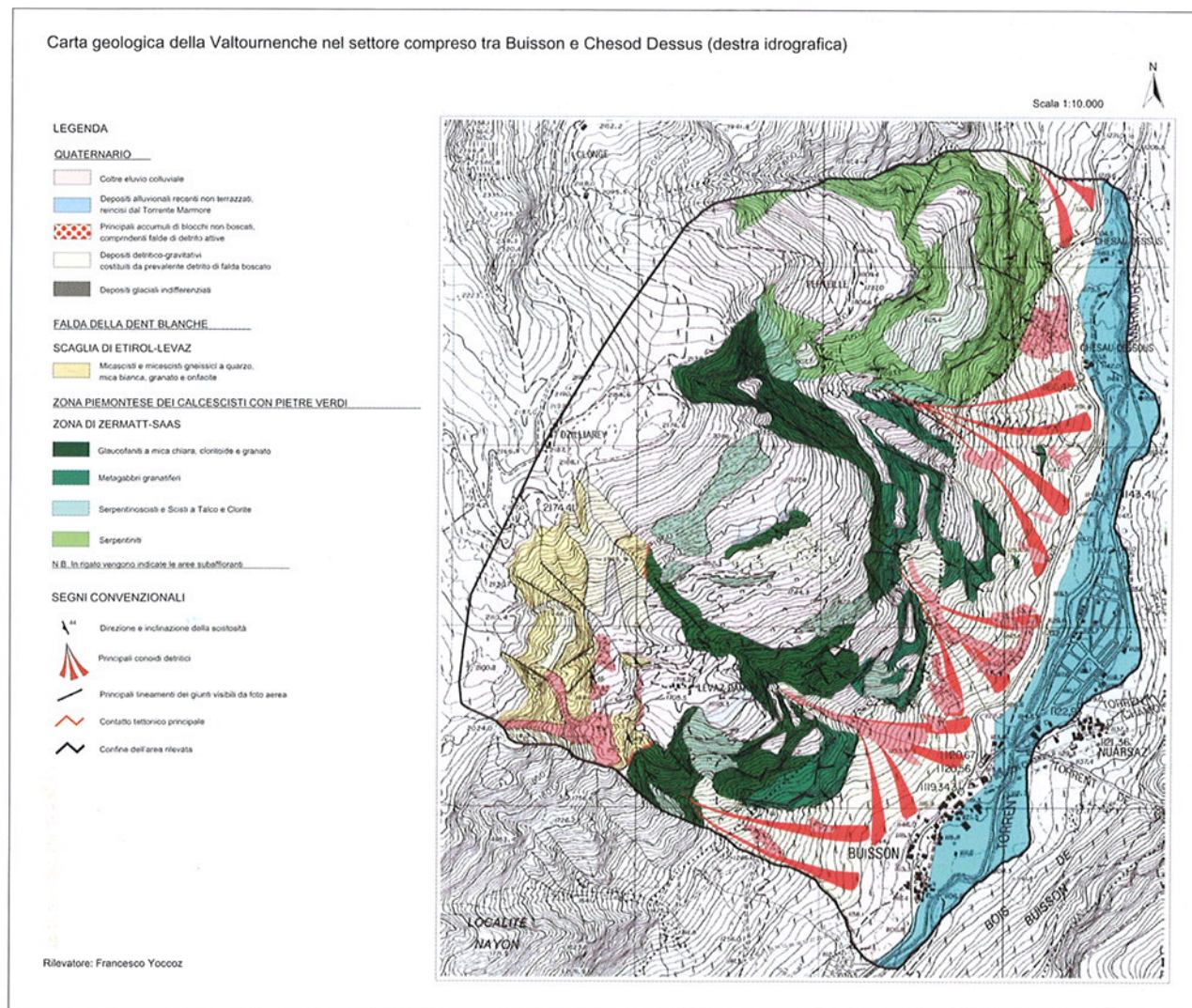


Fig III.46: Carta geologica della zona oggetto di studio.

Studi recenti: analisi strutturale e caratteristiche geomeccaniche

L'elaborazione dei dati raccolti sul terreno attraverso le metodologie suggerite dal metodo Matterrock ha permesso di definire l'assetto strutturale dell'ammasso roccioso studiato. Viste le caratteristiche litologiche, strutturali e geomeccaniche dell'ammasso, si è provveduto a suddividere l'area in tre settori. Il primo settore si individua a Nord dell'allineamento che passa lungo il ripido crinale bordante la valletta che conduce ai casolari di Perteille, e che segue il limite tettonico tra le Serpentiniti (scistosità orientata verso SW, inclinazione compresa tra 35° e 55°) e i Metagabbri (immersione verso SW, inclinazione circa 40°), materializzato dalla fascia di Serpentinocisti (immersione circa 200° , inclinazione tra 40° e 55°) e di Scisti a Talco e Clorite; il secondo a Sud di questo allineamento ed il terzo interamente costituito dalla scaglia tettonica di Etirol - Leva, all'estremità SW dell'area rilevata (inclinazione tra 20° e 30°). All'interno dell'area rilevata sono presenti 7 famiglie di discontinuità principali più la famiglia di discontinuità corrispondente alla scistosità. Tutte queste famiglie di discontinuità sono costituite essenzialmente da diaclasi anche se in certi settori è presente uno spostamento dei due blocchi individuati dalla superficie di discontinuità; a rigore questa situazione dovrebbe determinare la presenza di una faglia, ma lo spostamento è tipicamente ascrivibile a cause gravitative, quindi si è preferito trattare queste discontinuità come semplici fratture e non come faglie. D'altro canto è ipotizzabile la presenza di una larga fascia milonitica in corrispondenza del contatto tra le Serpentiniti e i Metagabbri e materializzato dalla banda di Serpentinocisti e di Scisti a Talco e

Clorite, lungo la quale si è impostato il vallone situato a W del villaggio di Chesod Dessous (Assessorato Territorio, Ambiente e Opere Pubbliche, Servizio Cartografia e Assetto Idrogeologico, Regione Valle d'Aosta, 2000). Nel presente lavoro, si fa riferimento al secondo settore.

Sulla base dei valori di persistenza, nel secondo settore sono state individuate due zone, denominate zona "bassa", individuata tra i 1350 e i 1500 m s. l. m., e zona "alta", individuata tra i 1500 e i 1600 m s. l. m. La Tab. III.25 riassume i parametri geometrici e meccanici (resistenza a compressione monoassiale delle superfici delle discontinuità, JCS, e il coefficiente di rugosità dei giunti, JRC) relativi al secondo settore zona "alta". L'angolo di attrito di base è stato assunto, da letteratura, pari a 35°.

BUISSON: ASSETTO GENERALE							ZONA "ALTA" (1500 m - 1600 m)				
Fam	Orientazione (°)				Persistenza (m)		Spaziatura (m)		JCS (MPa)	JRC (-)	H2O in pressione
	Immersione		Inclinazione		Valori estremi	Moda	Valori estremi	Moda	Valori estremi	1=liscia 20= rugosa	
	Valori estremi	Valori medi	Valori estremi	Valori medi							
SC	190 - 256	217	20 - 54	36	2 - 18	6	2 - 14	6	53-115	9	assente
J 1	62 - 120	93	64 - 86	76	4 - 15	12	1 - 6	4	53-115	8	assente
J' 3	140 - 176	162	56 - 82	68	2 - 30	18	1 - 8	5	53-115	10	assente
J 4	28 - 86	54	40 - 82	65	1 - 20	15	0.5 - 12	2	53-115	10	assente

Tab. III.25: Caratteristiche strutturali delle discontinuità: assetto generale zona "alta".

Nella Fig. III.47, è riportata la carta delle instabilità della zona oggetto di studio, ricavata secondo le indicazioni del metodo Matterock.

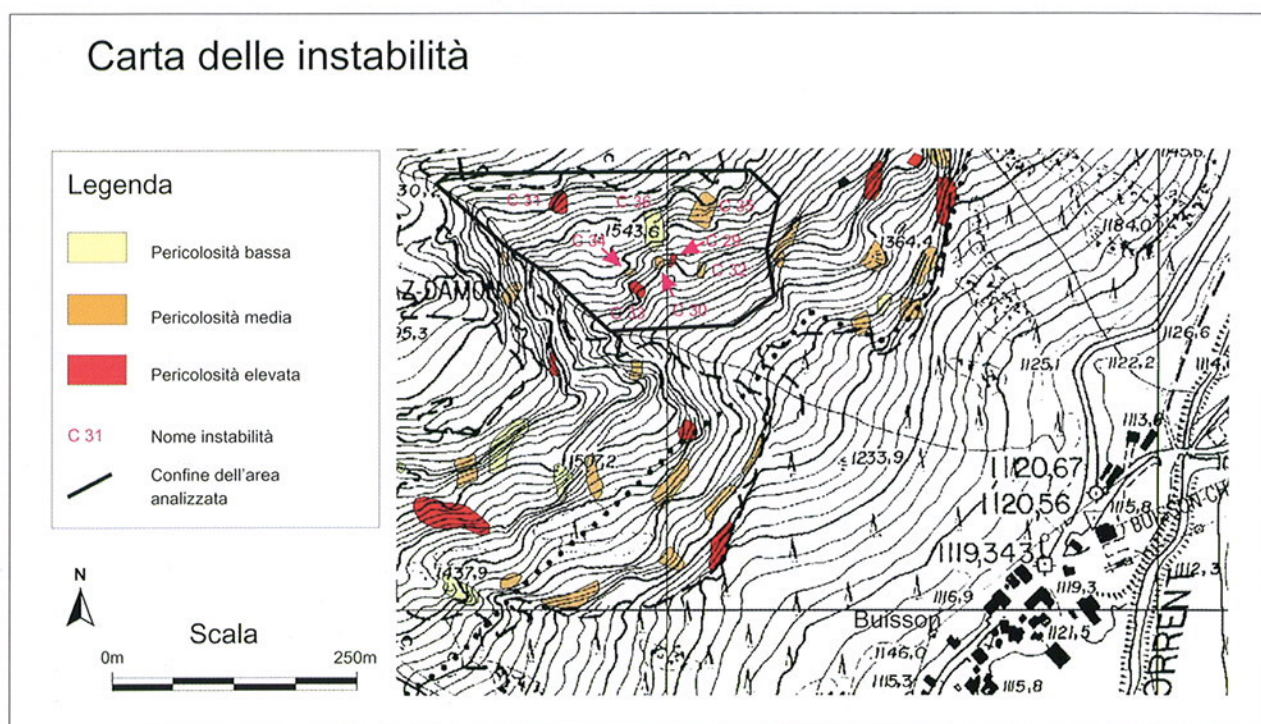


Fig. III.47: Carta delle instabilità del secondo settore.

Di seguito viene riportata la proiezione stereografica dei piani rappresentativi delle discontinuità rilevate (vedi Fig. III.48), in cui è raffigurata anche la giacitura del fronte.

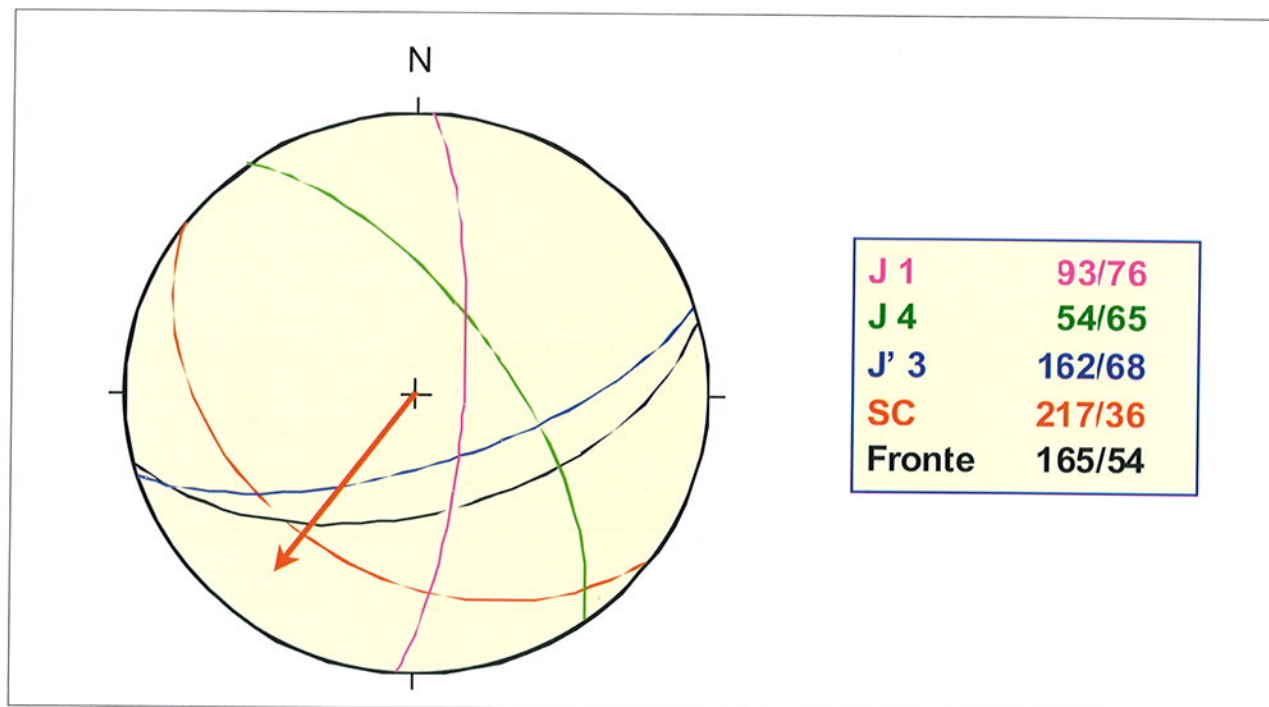


Fig. III.48: Proiezione stereografica dei piani rappresentativi e del fronte (emisfero inferiore).

Dall'analisi della Fig. III.48, si individua un potenziale scivolamento sul piano SC. Tale situazione può essere ricondotta al cinematicismo che è alla base della metodologia descritta nel paragrafo III.3.1.2. Quindi, in accordo con la terminologia adottata, SC rappresenta la famiglia di giunti principali e J'3 la famiglia di giunti trasversali.

Analisi

Con riferimento ai dati di tab. III.25 e per un'altezza del fronte di 100 m, per entrambe le famiglie sono state scelte le seguenti distribuzioni statistiche:

- persistenza: distribuzione triangolare;
- orientazione: distribuzione istogramma;
- spaziatura: distribuzione triangolare;
- sovrapposizione: distribuzione uniforme.

Dopo l'individuazione di 1000 configurazioni (numero di simulazioni scelto), si ottiene un campione di 1000 elementi di ogni variabile (β , l_p , l_T , K_p , K_T), con le relative distribuzioni statistiche (attribuite automaticamente), che costituiscono parte dei dati di ingresso per la successiva fase di verifica di stabilità.

Nella Tab. III.26 sono riportati i valori minimi e massimi e i valori statistici delle variabili, riferiti a 1000 campionamenti.

Variabile	Minimo	Massimo	Media	Deviazione standard	Indice Skewness	Curtosi
β (°)	42,13	65,43	52,37	2,61	0,001	3,898
l_p (m)	21,62	89,8	47,1	8,936	0,094	3,46
l_T (m)	26,18	84,25	63,98	9,391	-0,466	3,51
K_p (-)	0,402	1	0,841	0,099	-0,559	3,65
K_T (-)	0,41	1	0,865	0,11	-0,846	3,57

Tab. III.26: Valori minimi e massimi e valori statistici delle variabili.

In base ai valori statistici delle variabili β , I_p , I_T , K_p , K_T , calcolati durante la simulazione delle 1000 superfici a gradini (vedi Tab. III.26), vengono assunte automaticamente le distribuzioni statistiche di tali parametri. Queste distribuzioni si aggiungono all'unica variabile statistica rappresentata dall'angolo d'attrito di picco dei giunti, calcolato secondo l'espressione di Barton (1973) e tenuto conto dell'effetto di scala. Ad esso viene attribuito una distribuzione di tipo uniforme.

Nella Tab. III.27 sono riportati i valori deterministici delle variabili geometriche e meccaniche necessarie per la determinazione della probabilità di rottura.

Altezza fronte	(m)	100
Inclinazione media fronte	(°)	54
Peso di volume roccia	(MN/m ³)	0,028
Altezza acqua	(m)	0
Resistenza a trazione roccia intatta	(Mpa)	0,25
Angolo d'attrito roccia intatta	(°)	48
Coesione roccia intatta	(Mpa)	1
Coesione giunti	(Mpa)	0
Forze esterne	(MN)	0
Coefficiente sismico	(-)	0

Tab. III.27: Parametri geometrici e meccanici deterministici.

A partire dalle distribuzioni, con la tecnica di Monte Carlo si ottiene il campione e la relativa distribuzione del fattore di sicurezza, calcolato secondo l'espressione III-14.

Nella Tab. III.28, vengono riportati il valore del fattore di sicurezza calcolato con i valori medi delle variabili, i valori minimo e massimo e i valori statistici dei fattori di sicurezza calcolati. In seguito all'analisi cinematica, il numero di fattori di sicurezza calcolati sono 747 (vengono, infatti, scartati i valori campionati di inclinazione di β maggiori dell'inclinazione media del fronte).

Variabile	Minimo	Massimo	F con valori medi	Media	Deviazione standard	Indice Skewness	Curtosi
F (-)	0,34	>100	4,23	17,49	(-)	732,15	(-)

Tab. III.28: Fattore di sicurezza.

La probabilità di rottura viene determinata secondo l'espressione III-12 e vale **2.41 %**.

Al fine di valutare i risultati precedentemente ricavati, è sembrato opportuno condurre alcune analisi parametriche. Assumendo le medesime configurazioni della superficie a gradini e per un'altezza del fronte del pendio di 100 m, si sono fatti variare alcuni parametri meccanici non noti a priori, in particolare la coesione e la resistenza a trazione dei ponti di roccia intatta. Nella Tab. III.29, sono riportati i valori di coesione (C) e resistenza a trazione (T) della roccia intatta, la probabilità di rottura (P.R.), ricavata con l'espressione 3, la media del fattore di sicurezza, il volume massimo (Vmax) e minimo (Vmin) della massa potenzialmente instabile e la percentuale di ponti di roccia nella direzione dei giunti principali e trasversali, relativi a ciascuna analisi.

VALLE D'AOSTA (BUISSON)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI : ZONA "ALTA" (quote 1500m - 1600m)								
H = 100 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		% Ponti di roccia Longitud.	% Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m ³]	V max [m ³]		
1	1	0,25	2,41	17,490	2,24	1544,42	16	13
2	1,5	0,375	0,95	18,358	2,24	1544,42	16	13
3	2	0,5	0,68	24,163	2,24	1544,42	16	13
4	3	0,75	0,40	35,744	2,24	1544,42	16	13

Tab. III.29: Risultati delle analisi parametriche.

Come si nota dai valori riportati in Tab. III.29, all'aumentare della coesione e della resistenza a trazione della roccia intatta, la probabilità di rottura diminuisce e la media dei fattori di sicurezza aumenta. Ciò significa che il valore di questi due parametri rappresenta un fattore determinante sulla stabilità del pendio. Da qui, si deduce la necessità, in futuro, di effettuare una serie di prove di laboratorio per determinare questi parametri sperimentalmente. Sono state, inoltre, effettuate ulteriori analisi parametriche al fine di valutare l'influenza dei parametri geometrici sulla stabilità del pendio. In particolare, è stata fatta variare l'altezza del pendio.

Nelle tabelle III.30, 31 e 32 sono riportati i risultati delle analisi relative ad un pendio con altezza del fronte rispettivamente di 15 m, 30 m e 60 m per i quali sono stati fatti variare i parametri meccanici di coesione e resistenza a trazione della roccia intatta.

VALLE D'AOSTA (BUISSON)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: ZONA "ALTA" (quote 1500 m - 1600 m)								
H = 15 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		%Ponti di roccia Longitud.	%Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	0,27	45,763	0,4	72,04	3	7
2	1,5	0,375	0,14	68,093	0,4	72,04	3	7
3	2	0,5	0,00	90,423	0,4	72,04	3	7
4	3	0,75	0,00	> 100	0,4	72,04	3	7

Tab. III.30: Risultati delle analisi parametriche: H = 15 m.

VALLE D'AOSTA (BUISSON)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: ZONA "ALTA" (quote 1500 m - 1600 m)								
H = 30 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		%Ponti di roccia Longitud.	%Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	0,57	22,570	0,938	367,792	8	12
2	1,5	0,375	0,14	33,319	0,938	367,792	8	12
3	2	0,5	0,14	44,069	0,938	367,792	8	12
4	3	0,75	0,00	65,567	0,938	367,792	8	12

Tab. III.31: Risultati delle analisi parametriche: H = 30 m.

VALLE D'AOSTA (BUISSON)								
QUADRO RIASSUNTIVO RISULTATI: ZONA "ALTA" (quote 1500m - 1600m)								
H = 60 m								
Analisi	C [Mpa]	T [Mpa]	P.R. [%]	Fattori di sicurezza campionati	Volumi campionati		%Ponti di roccia Longitud.	%Ponti di roccia Trasvers.
				Media [-]	V min [m³]	V max [m³]		
1	1	0,25	0,80	24,874	2,158	831,858	13	13
2	1,5	0,375	0,26	36,811	2,158	831,858	13	13
3	2	0,5	0,13	48,749	2,158	831,858	13	13
4	3	0,75	0,00	72,623	2,158	831,858	13	13

Tab. III.32: Risultati delle analisi parametriche: H = 60 m.

Anche in questi casi la probabilità di rottura diminuisce e la media dei fattori di sicurezza aumenta all'aumentare della coesione e della resistenza a trazione della roccia intatta. In particolare, dalla Tab. III.30, per un pendio con altezza del fronte di 15 m, si nota che la probabilità di rottura si annulla in corrispondenza dei valori più alti dei parametri di resistenza. Si nota, infine, come a parità di parametri di resistenza la probabilità di rottura, in genere, aumenti con l'aumentare della porzione di pendio considerata.

BIBLIOGRAFIA

- BALLEVRE M., KIENAST J. R. & VUICHARD J. P. (1986) – *La nappe de la Dent Blanche (Alpes Occidentales): deux unités austroalpines indépendantes*, Eclogae geol. Helv., v. 79, pp. 57-74.
- CALL R. D. & NICHOLAS D. E. (1978) – *Prediction of step path failure geometry for slope stability analysis*, Proc. 19th U. S. Symposium on Rock Mechanics, Aime, New York.
- DAL PIAZ G. V. (1965) – *La formazione dei calcescisti con pietre verdi fra la Valsesia e la Valtournenche ed i suoi rapporti strutturali con il ricoprimento Monte Rosa e con la Zona Sesia Lanzo*, Boll. Soc. Geol. It., v. 84/1, pp. 67-104.
- HARR M. E. (1987) – *Reliability-based design in civil engineering*, McGraw-Hill Book Company.
- HOEK E. & BRAY J. W. (1981) – *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, Londra, 3^a edizione.

III.3.2. *Méthode Historique, Géomécanique, Probabiliste : approche probabiliste par combinaison d'études Géomécanique et Statistique d'éboulements (LIRIGM)*

III.3.2.1. Présentation générale de la méthode HGP (Historique, Géomécanique et Probabiliste)

Nécessité d'une nouvelle méthode de quantification de la probabilité d'éboulement en fonction du délai

Pour l'approche par modélisation mécanique de la stabilité des massifs rocheux, les insuffisances d'un traitement déterministe ont bien été mises en évidence (Scavia, 1988) et ont poussé au développement de méthodes mécaniques probabilistes, conçues pour prendre en compte l'incertitude sur les données du problème (géométrie et caractéristiques mécaniques). Ce type d'étude doit commencer par un "calage" des plages de variation des paramètres du système pour tenir compte de la stabilité connue (actuelle et passée) de la masse rocheuse pour des sollicitations courantes. La seconde phase, prognostique, consiste à calculer avec le même modèle mécanique les distributions de facteur de sécurité (F) obtenues en supposant des sollicitations plus importantes (facteurs déclenchants : pressions hydrauliques, accélérations sismiques, etc.) ou en supposant une évolution de certains paramètres mécaniques (diminution de la cohésion, modification de la morphologie, etc.). Pour chaque scénario "paramétrique", le calcul fournit une distribution de probabilité pour le facteur de sécurité F. L'aire située sous la courbe de la distribution pour des valeurs de $F < 1$ est interprétée comme la probabilité de rupture conditionnelle associée au scénario considéré.

La méthode est en théorie parfaitement justifiée, mais dans le cas des pentes naturelles, ce sont les données pertinentes qui font en général défaut pour associer un délai aux probabilités de rupture calculées, puisqu'il est généralement impossible de connaître avec précision les probabilités d'occurrence des scénarios paramétriques considérés. Même si elles sont possibles sur le principe, les mesures permettant de justifier le passage de données sismiques régionales à des accélérations locales en tête de falaise sont très rarement effectuées. Par ailleurs, la pression hydraulique dans les fractures d'un massif rocheux n'est pas accessible aujourd'hui de manière réaliste à partir de la connaissance de la pluviométrie. Quant à la cinétique de décroissance des caractéristiques mécaniques, sa mesure se heurte au problème du contraste des échelles de temps humaines et géologiques.

Toutes ces difficultés pratiques à introduire une dimension temporelle pertinente dans l'analyse mécanique de la stabilité nous ont poussés à rechercher une méthode permettant la prise en compte empirique de la dynamique temporelle du phénomène, à partir des inventaires d'éboulements connus.

Principe de la méthode HGP

Nous proposons de "caler" l'estimation des probabilités de rupture des instabilités potentielles sur la dynamique locale du phénomène "éboulement", dans les domaines temporel et spatial. Dans ce but, nous proposons de travailler sur une zone d'étude élargie, d'une échelle spatiale supérieure de plusieurs ordres de grandeurs à celle du compartiment rocheux isolé, et de croiser deux types d'informations :

- ✓ *Les taux d'éboulement attendus sur la zone d'étude, pour des classes de volumes définies ;*
- ✓ *La détection – hiérarchisation des aléas sur cette zone.*

Pour chaque classe de volume, la fréquence moyenne d'éboulement (nombre moyen d'événements par siècle ou par an), est estimée par une étude historique et statistique sur la zone d'étude considérée ou sur

une zone plus étendue. Les modalités, les hypothèses et les difficultés de cette estimation sont exposées au paragraphe suivant, illustrées par l'exemple des falaises calcaires de l'agglomération grenobloise (appelée aussi "Y grenoblois", car le carrefour des vallées de l'Isère et du Drac est en forme de Y).

Cette "fréquence globale pour une classe de volume" est ensuite répartie de manière inégale entre les différentes instabilités potentielles de cette classe de volume qui ont détectées et hiérarchisées lors de l'étude de géomécanique. Les méthodes de détection – caractérisation utilisées et les développements envisagés pour la hiérarchisation des instabilités potentielles détectées sont exposées au paragraphe 3.

La répartition de la fréquence globale de la zone entre les différentes instabilités potentielles, pondérée selon leur hiérarchie de "danger", permet d'affecter une "fréquence moyenne de rupture" (au sens statistique) à chacune. On peut ainsi déterminer une "période de retour", bien que chaque éboulement ne se produise à l'identique qu'une seule fois. En faisant l'hypothèse d'une distribution de Poisson, on peut déduire de cette "période de retour" une courbe de probabilité locale d'éboulement en fonction du temps, à partir de laquelle pourront être extraits tous les couples (délai - probabilité) souhaités.

Un exemple théorique de ce "croisement d'informations" est traité ci-dessous. La nature de la prévision ainsi réalisée est discutée, soulignant l'importance de sa dépendance vis-à-vis de la pondération en Risques Relatifs adoptée pour les classes d'aléa et de sa nécessaire évolution dans le temps, dès qu'une seule des hypothèses de calcul (taux d'éboulement, nombre et hiérarchie des instabilités potentielles) est modifiée.

III.3.2.2. Étude historique

Principe

L'étude historique a pour but d'estimer, sur une zone donnée, les fréquences moyennes d'éboulement correspondant à différentes classes de volume d'éboulement. Pour être représentative, cette estimation doit être faite à partir d'un nombre significatif d'événements de chaque classe. Les petits éboulements étant plus fréquents que les gros, les classes correspondant aux plus gros volumes nécessitent une observation sur des périodes plus longues ou des surfaces plus étendues. L'estimation peut être faite en utilisant directement les données historiques brutes, ou en s'appuyant sur une modélisation statistique de celles-ci.

Exemples de données historiques brutes

Pour les chutes de blocs, une estimation de la fréquence moyenne a pu être effectuée, sur un tronçon de 11 km de route littorale de l'île de la Réunion, à partir d'un inventaire portant sur 4 années (CFGI, 2000) : 423 chutes ont été recensées sur la période 1992-1995, ce qui donne une fréquence moyenne de 0,29 chute/jour.

Dans la classe de 100 à 1000 m³, sur une centaine de km de falaises calcaires de la région grenobloise, de hauteur maximale 400 m, 32 éboulements ont été recensés au 20^e siècle (Dussauge, thèse en cours). Sur la même zone, dans la classe 1 à 10 hm³, 3 éboulements seulement ont été recensés pour les 4 derniers siècles.

Pour des volumes plus importants, il faut considérer une zone beaucoup plus étendue pour avoir une idée de la fréquence moyenne d'éboulement : dans la classe 10 à 100 hm³, 6 événements sont recensés dans les Alpes au 20^e siècle ; dans la classe 100 à 1000 hm³, 3 sont recensés sur les 9 derniers siècles (Couture, 1998). Enfin, 6 éboulements post-glaciaires de volume supérieur à 1000 hm³ sont connus dans les Alpes (Couture, 1998).

Modélisation statistique des données historiques

Comme le montrent les exemples précédents, à l'échelle d'une zone d'étude homogène de quelques km ou dizaines de km d'étendue, les éboulements sont relativement rares à partir d'un certain volume et l'on ne peut estimer leur fréquence que très grossièrement. Cependant, certains travaux récents suggèrent que les distributions des volumes d'éboulement suivent des lois relativement simples, qui permettraient d'améliorer l'estimation des fréquences d'éboulement.

Dussauge et al. (article soumis) ont analysé trois inventaires d'éboulements, couvrant une plage de volume de 1 à 10¹⁰ m³. Les auteurs ont montré que, malgré de nombreuses différences entre ces inventaires (exhaustivité, mode d'échantillonnage, mode d'estimation des volumes, etc.), les distributions cumulées des volumes peuvent chaque fois être décrites par des lois puissance, avec un risque d'erreur inférieur à 10% (test du χ^2). Le nombre N d'éboulements d'un volume supérieur à V peut donc s'écrire :

$$N = A V^{-b} \quad (\text{III-18})$$

La valeur absolue b de l'exposant varie entre 0,4 et 0,5 suivant l'inventaire utilisé.

D'autres auteurs ont également obtenu des distributions de volumes d'éboulement rocheux en loi puissance, avec des exposants variant de 0,2 à 0,7 suivant la zone d'étude (Gardner, 1970 ; Noever, 1993 ; Hungr et al., 1999). Il est intéressant de noter que ce type de loi est déjà utilisé pour décrire la dynamique de processus liés à la fracturation à différentes échelles, comme la sismicité (Grasso et Sornette, 1998), l'activité volcanique (Lahaie, 1998) ou l'émission acoustique (Amitrano et al., 1999).

En admettant que la distribution des éboulements dans la zone d'étude obéit à une loi puissance, un ajustement des données historiques à cette loi permet d'obtenir une meilleure estimation des fréquences d'éboulement pour chaque classe de volume. Pour la classe (V_i, V_{i+1}), l'estimation du nombre moyen d'éboulements pour une durée T , égale à celle couverte par l'étude historique, est donnée par l'expression :

$$N_{ei} = A (V_i^{-b} - V_{i+1}^{-b}) \quad (\text{III-19})$$

La fréquence moyenne estimée pour la classe de volume "i" est donc :

$$F_{ei} = N_{ei} / T \quad (\text{III-20})$$

L'utilisation de cette fréquence pour une prévision probabiliste sur une période future nécessite l'hypothèse de stationnarité du processus d'évolution des falaises étudiées, sur la période couverte par l'étude historique et la prévision.

Application à l'étude historique de l'agglomération grenobloise

La méthode proposée a été appliquée pour estimer les fréquences moyennes d'éboulement dans les falaises de l'agglomération grenobloise (Y grenoblois). La zone concernée par cette étude historique comprend une centaine de km de falaises dont la hauteur atteint par endroits 400 m. Ces falaises appartiennent aux massifs subalpins de la Chartreuse et du Vercors et sont constituées essentiellement par deux barres de calcaire séparées par des terrains marneux ou marno-calcaires. Le plus souvent, les bancs sont subhorizontaux et la pente des falaises subverticale.

Un inventaire des éboulements survenus dans l'agglomération a été constitué par le service RTM (Restauration des Terrains en Montagne) de l'Isère (RTM, 1996). Il comporte 105 éboulements répartis sur les 4 derniers siècles (Tab. III.33). Les données concernant les XVII^e, XVIII^e et XIX^e siècles sont, à l'évidence, très fragmentaires, sauf pour les deux classes de volume les plus élevées (0,1 à 10 hm³), pour lesquelles les éboulements ont laissé des traces visibles pendant plusieurs siècles. Pour le XX^e siècle, les volumes inférieurs à 100 m³ sont manifestement sous-représentés (il y en a moins dans la classe 10-100 m³ que dans la classe 100-1000 m³) ; ils n'ont donc pas été pris en compte.

D'autre part, pour les deux classes les plus élevées, une période d'un siècle apparaît trop courte pour estimer, même grossièrement, des fréquences d'éboulement. Il apparaît donc que la période d'étude doit être d'autant plus longue que le volume considéré est important. C'est pourquoi nous avons calculé la fréquence sur les 2 derniers siècles pour la classe 0,1 à 1 hm³ et sur les 4 derniers pour la classe 1 à 10 hm³. Les données considérées comme significatives apparaissent en grisé sur le Tab. III.33, ainsi que les fréquences correspondantes pour chacune des classes de volume (fréquences "observées") et les fréquences cumulées.

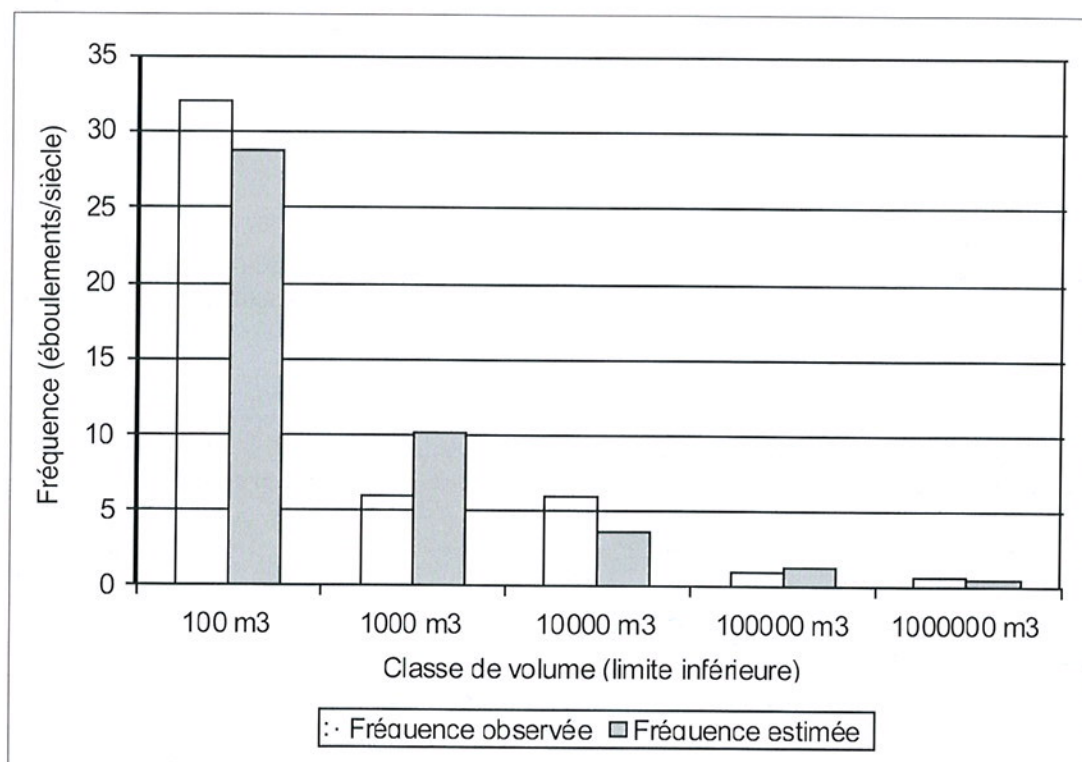
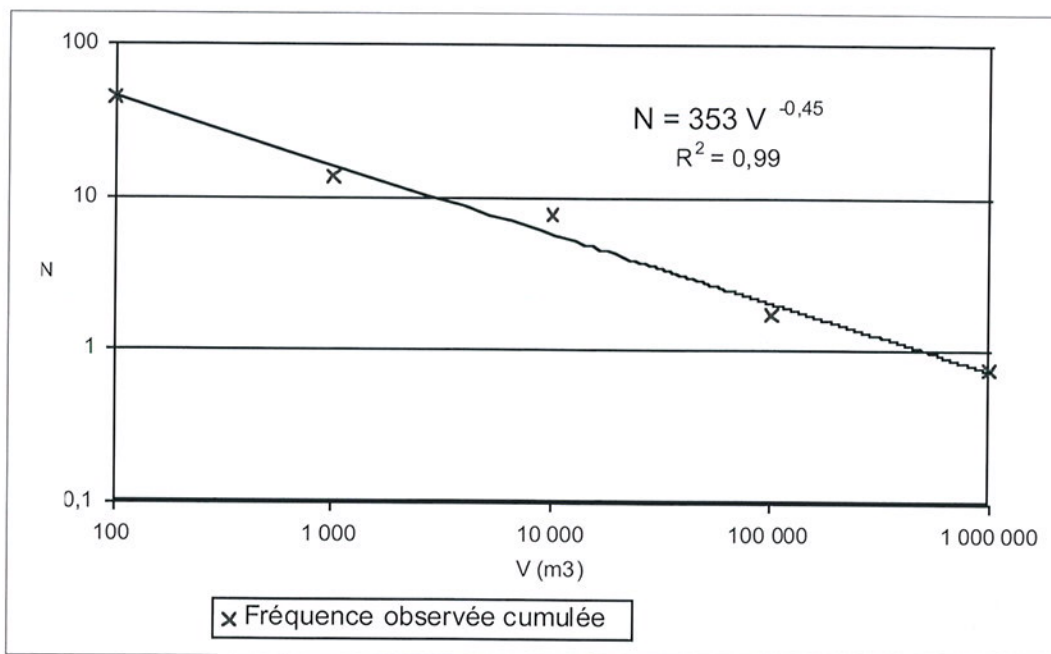
Volume (m ³)	< 10 m ³	10 à 100	100 à 1 000	1 000 à 10 000	10 000 à 100 000	100 000 à 1 000 000	1 hm ³ à 10 hm ³
20 ^e siècle	25	22	32	6	6	0	1
19 ^e siècle		4			1	2	1
18 ^e siècle		1		1	1		0
17 ^e siècle			1				1
Fréquence observée par classe			32	6	6	1	0,75
Fréquence observée cumulée			45,75	13,75	7,75	1,75	0,75
Fréquence moyenne estimée / classe			28,9	10,4	3,7	1,3	0,5

Tab. III.33 : Fréquences d'éboulement observées et estimées sur l'agglomération grenobloise.

La fréquence cumulée F_c des éboulements d'un volume supérieur à V a été modélisée par une loi puissance définie par la relation :

$$F_c = 353 V^{-0,45} \quad (\text{III-21})$$

La droite de régression en coordonnées logarithmiques est représentée sur la Fig. III.49. L'histogramme de la Fig. III.50 représente les fréquences observées sur les périodes d'étude et les fréquences moyennes estimées à partir de la loi puissance.



En admettant que les compartiments rocheux susceptibles de s'effondrer sont nombreux, si leurs probabilités d'effondrement étaient égales, le nombre d'effondrements se produisant en un siècle dans une classe de volume donnée suivrait une loi de Poisson dont la moyenne f serait une des fréquences estimées précédemment. La probabilité que le nombre d'événements N soit égal à n serait alors :

$$P(N = n) = e^{-f} f^n / n! \quad (\text{III-22})$$

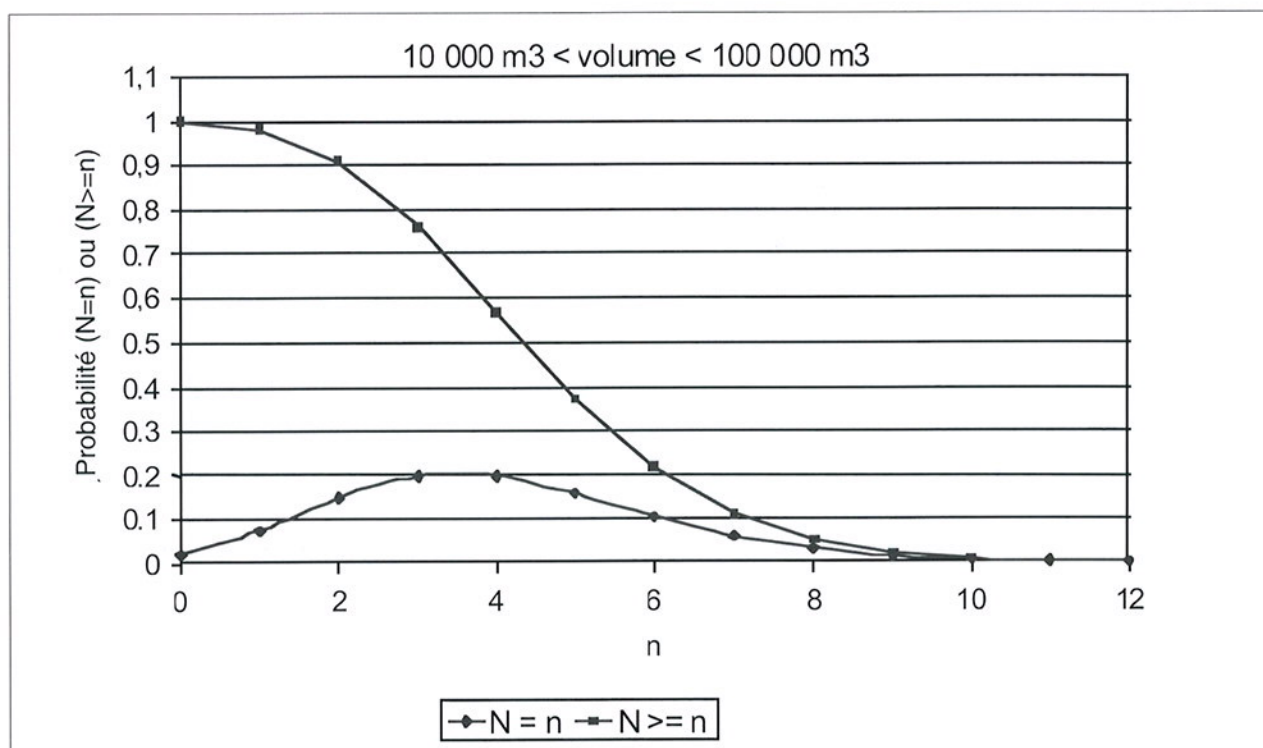


Fig. III.51 : Probabilité d'observer n ou plus de n effondrements pour une fréquence moyenne de 4 effondrements par siècle (cas de la classe 10^4 - 10^5 m³ dans l'agglomération grenobloise).

À titre d'exemple, la distribution de probabilité obtenue pour la classe 10 000-100 000 m³, dont la fréquence moyenne est d'environ 4 événements/siècle, est représentée sur la Fig. III.51, ainsi que la probabilité qu'il se produise un effondrement ou plus. La probabilité qu'il se produise plus de 7 effondrements est inférieure à 10% et celle qu'il s'en produise plus de 9 inférieure à 1%.

III.3.2.3. Étude géomécanique

Détection et caractérisation des instabilités potentielles

Données utiles à la détection des instabilités potentielles

La détection et la caractérisation des instabilités potentielles sur une zone, en vue de leur hiérarchisation, se fondent sur l'observation de différents types de données :

- La morphologie ;
- Les données géomécaniques, principalement le découpage structural (qui détermine les mécanismes possibles) et les caractéristiques mécaniques apparentes de la roche et des discontinuités (rugosité, remplissage) ;

- Les signes d'activité, tels que les indices de mouvement actif (ouverture de fractures, etc.), les chutes de blocs fréquentes en bordure de compartiment, les éboulements antérieurs (étude historique), etc.
- Les données environnementales qui peuvent traduire les sollicitations " extérieures ", telles que les possibles pressions hydrauliques, les accélérations sismiques, les cycles de gel-dégel, etc.

Cette tâche exige des moyens techniques et humains en rapport avec la taille de la zone, le nombre d'aléas à caractériser (ce qui est difficile à prévoir) et les difficultés d'accès à cette information liées à la topographie et à la végétation.

Exemple de l'étude de risque d'éboulement majeur sur le " Y Grenoblois "

À titre d'exemple, une étude est en cours pour qualifier les aléas d'éboulements majeurs (de l'ordre de 10^5 m³ et plus) sur les 140 km de falaises calcaires de l'Agglomération Grenobloise dans le cadre d'une étude prospective d'aménagement du territoire. Après une phase de test méthodologique, le groupement en charge de l'étude (ADRGT, CETE de Lyon et Lirigm) a adopté une méthode dont le but est de réaliser l'étude dans le temps disponible tout en assurant une certaine homogénéité du niveau d'exhaustivité entre les différentes zones et les différentes équipes.

Cette méthode s'appuie principalement, après l'examen des documents existants (cartes géologiques, rapports d'étude antérieurs, photographies aériennes à axe vertical, etc.), sur une couverture photographique spécifique par des clichés à axe oblique et grande échelle (1/3000 environ) pris d'hélicoptère. Les clichés sont pris avec une chambre métrique pour une qualité optimale et avec un taux de recouvrement de 85% pour permettre une vision stéréoscopique. Deux passages successifs sont réalisés avec des incidences de +60° et -60° par rapport au plan de falaise pour permettre une bonne observation du découpage structural quelle que soit la morphologie locale. Ces clichés de détail sont rattachés à une couverture photographique à axe horizontal et perpendiculaire à la paroi d'échelle approximative 1/6000, qui permet d'estimer correctement les dimensions des structures observées. Ces observations sont ensuite contrôlées et complétées par des visites de terrain, se déroulant sur un faible nombre de jours au regard des zones couvertes.

Les instabilités potentielles détectées sont classées en trois grandes catégories :

- Les aléas qualifiés, qui doivent être pris en compte au vu des informations collectées ;
- Les aléas à qualifier, qui nécessitent des investigations supplémentaires ;
- Les aléas non qualifiés, dont on peut ne pas tenir compte à une échelle de temps humaine au vu des informations collectées.

Ce travail est en cours. 36 km de falaise ont été étudiés en 2000, le reste étant prévu pour 2001 et 2002. Par soucis d'homogénéité, aucun résultat partiel ne sera publié avant la fin de l'étude.

Proposition de caractérisation des instabilités potentielles

Afin de faciliter la comparaison des instabilités potentielles, nous proposons une description par notation selon quatre rubriques. (Annexe)

- " **Statique** " : la stabilité "**statique**" actuelle sous sollicitations courantes, d'après les observations structurales et géomécaniques réalisées ;
- " **Dynamique** " : l'activité "**dynamique**" observée, sous forme de déplacements ou d'éboulements partiels (par exemple les chutes de blocs) ;
- " **Aléatoire** " : exposition et sensibilité aux facteurs déclenchants **aléatoires** (pluies, séismes) avec une intensité liée à une période de retour normalisée ;
- " **Continu** " : exposition et sensibilité aux facteurs dégradants **continus** modifiant les contraintes (érosion, tectonique, déformations gravitaires) ou réduisant la résistance (altération).

Pour chaque rubrique, l'instabilité potentielle recevra une note de 1 à 10, associée à un indice de qualité (a, b, c) de cette note, qui reflètera la qualité des données disponibles ou leur difficulté d'interprétation. On aboutira alors à une caractérisation synthétique des instabilités potentielles sous la forme suivante (par exemple) : S7a D9a A4b C5c. La fiche de caractérisation qui précisera la façon de déterminer chaque indice pour les différents mécanismes d'instabilité (voir Fig. V.1) est encore en cours de validation. Elle est donnée en annexe à titre indicatif. Du fait du temps nécessaire à cette caractérisation " fine ", celle-ci ne sera applicable de manière réaliste que pour les instabilités potentielles bien localisées et d'une taille suffisante pour que leur nombre soit limité dans la zone d'étude.

L'évaluation de la qualité de l'information et son affichage sont des éléments importants de la transparence nécessaire dans ce type d'étude. Ils peuvent en outre permettre de sélectionner les données à prendre en compte (et avec quel " poids relatif ") dans une analyse statistique des facteurs de risque utilisant les indices obtenus par cette notation.

Hierarchisation des instabilités potentielles détectées

Pratique actuelle : hiérarchisation par classes

La pratique actuelle consiste à regrouper les instabilités détectées au sein de classes de " même niveau de danger ", par exemple fort, moyen et faible dans le cas d'une hiérarchie à trois classes. C'est le point crucial de ces études car il n'existe pas à l'heure actuelle de méthodologie explicite pour guider le chargé d'étude dans sa pondération des différentes informations collectées. Cette hiérarchisation fait donc pour une bonne part appel à l'expérience, sous la forme du " dire d'expert ". Elle reste généralement qualitative faute d'éléments permettant d'établir une quantification du " danger " associé à chaque classe ou de justifier l'appartenance d'une instabilité potentielle donnée à une classe de danger quantifié.

Vers une hiérarchisation quantifiée

Un moyen de quantifier la hiérarchisation des instabilités potentielles détectées serait de mener sur les éboulements réalisés une étude des " facteurs de risque ", analogue à celles menées en épidémiologie dans le domaine médical. Le résultat d'une telle étude serait une liste de facteurs de risque jugés statistiquement significatifs et dont le " poids " serait quantifié. A partir de là, l'examen de la présence ou de l'absence de ces différents facteurs sur chaque instabilité potentielle permettrait de calculer leur " risque relatif individuel ". Les instabilités potentielles seraient alors hiérarchisées directement, sans notion de classes, selon leur risque relatif individuel, qui est proportionnel à leur fréquence moyenne d'éboulement (voir l'exemple théorique traité au paragraphe III.3.2.4).

Différentes méthodes, rétrospectives ou prospectives, existent pour mener à bien ce type d'étude, par rétro-analyse d'une banque de donnée spécialisée portant sur les éboulements réalisés (qu'il convient de constituer), ou par suivi d'une cohorte d'instabilités potentielles. Ces méthodes et leur adaptation au domaine particulier des éboulements feront l'objet d'une publication ultérieure.

III.3.2.4. Détermination des probabilités d'éboulement en fonction du temps

Exemple théorique

Afin d'envisager l'application de la méthode jusque dans ses dernières conséquences en nous affranchissant des contraintes de discrétion sur les études réelles en cours, nous allons traiter un exemple théorique. Supposons que nous ayons pu mener sur une zone des études historiques et géomécaniques telles que décrites ci-dessus. Nous aurions alors, pour la classe de volume " i " ($V_{i-1} < V < V_i$) :

- Une fréquence globale moyenne FG_i , qui traduit le nombre moyen d'éboulements de cette ampleur attendus sur la zone par unité de temps, par exemple $FG_i = 4$ par siècle.
- Un groupe d'instabilités potentielles au nombre de $K_i = 58$, hiérarchisées en trois classes de risque relatif R homogène ($j=3, \sum_j K_{ij} = K_i = 58$) comme décrit dans le Tab. III.34 : 2 aléas forts, 16 aléas moyens et 40 aléas faibles. Ces risques relatifs R_j quantifient les différences de niveau de danger entre les différentes classes et sont un des points clés de la méthode proposée. Leur utilisation et leur influence sont discutée par la suite.

Détermination des courbes de probabilité d'éboulement en fonction du temps

Notre hypothèse de départ est que, à l'échelle de temps humaine, la probabilité de réalisation d'un éboulement dans une zone non détectée lors de l'étude géomécanique est négligeable devant les probabilités d'éboulement des instabilités potentielles détectées.

De ce fait, le " partage " de la fréquence globale FG_i se fait entre les K_i instabilités potentielles détectées de la classe de volume " i ", au prorata des risques relatifs R_j affectés à chaque classe " j " de la hiérarchie. Les fréquences moyennes individuelles sont donc calculées selon la formule :

$$F_{ij} = FG_i \cdot (R_j / \sum_j (K_{ij} \cdot R_j)) \quad (III-23)$$

On vérifie dans la ligne “ Total ” que la somme des fréquences moyennes individuelles est bien égale à la fréquence globale moyenne :

$$\Sigma_j(K_{ij}.F_{ij}) = FG_i . \Sigma_j(F_{ij}.R_j) / \Sigma_j(F_{ij}.R_j) = FG_i. \quad (III-24)$$

Une fois déterminée la fréquence moyenne individuelle d'un membre de la classe “ j ”, on en déduit sa pseudo-période de retour :

$$T_{ij} = 1 / F_{ij} \quad (III-25)$$

En supposant, comme pour les séismes, que le processus d'occurrence stochastique des éboulements est stationnaire et défini par cette pseudo-période de retour, et en faisant l'hypothèse que la distribution de Poisson décrit correctement ce processus, on obtient la courbe (probabilité individuelle / délai) caractéristique de chacune des classes hiérarchiques $j = 1, 2$ et 3 par l'équation 4. On pourra alors bâtir pour chaque instabilité potentielle tous les couples (délai / probabilité) souhaités.

$$P_{ij}(t) = 1 - \exp(-t/T_{ij}) \quad (III-26)$$

La première application numérique (Tab. III.34, Fig. III.52) est réalisée en adoptant un ordre de grandeur de différence entre les risques relatifs associés aux trois classes hiérarchiques : $R_1 = 100, R_2 = 10, R_3 = 1$. Puis nous verrons l'influence de la pondération choisie et l'évolution de la prévision en cas d'éboulement d'une ou plusieurs instabilités potentielles.

Classe : j	Risque relatif : Rj	Effectif : Kij	Contribution de la classe j(Kij.Rj)	Fréquences instantanées individuelles Fij et Périodes de Retour Tij
1 (fort)	$R_1 = 100$	$K_{i1} = 2$	$K_{i1}.R_1 = 200$	$F_{i1} = FG_i . R_1 / \Sigma_j(K_{ij}.R_j)$ $F_{i1} = 4 * 100/400$ $F_{i1} = 1 / \text{siècle}$ $T_{i1} = 1 \text{ siècle}$
2 (moyen)	$R_2 = 10$	$K_{i2} = 16$	$K_{i2}.R_2 = 160$	$F_{i2} = FG_i . R_2 / \Sigma_j(K_{ij}.R_j)$ $F_{i2} = 4 * 10/400$ $F_{i2} = 0,1 / \text{siècle}$ $T_{i2} = 10 \text{ siècles}$
3 (faible)	$R_3 = 1$	$K_{i3} = 40$	$K_{i3}.R_3 = 40$	$F_{i3} = FG_i . R_3 / \Sigma_j(K_{ij}.R_j)$ $F_{i3} = 4 * 1/400$ $F_{i3} = 0,01 / \text{siècle}$ $T_{i3} = 100 \text{ siècles}$
Total	-----	$\Sigma_j K_{ij} = K_i = 58$	$\Sigma_j(K_{ij}.R_j) = 400$	$\Sigma_j(K_{ij}.F_{ij}) =$ $2*1 + 16*0,1 + 40*0,01 =$ 4 par siècle = Fgi

Tab. III.34 : Fréquences individuelles et périodes de retour de la classe de volume “i”, avec une pondération 1,10,100 pour les trois classes hiérarchiques “j” de l'exemple théorique.

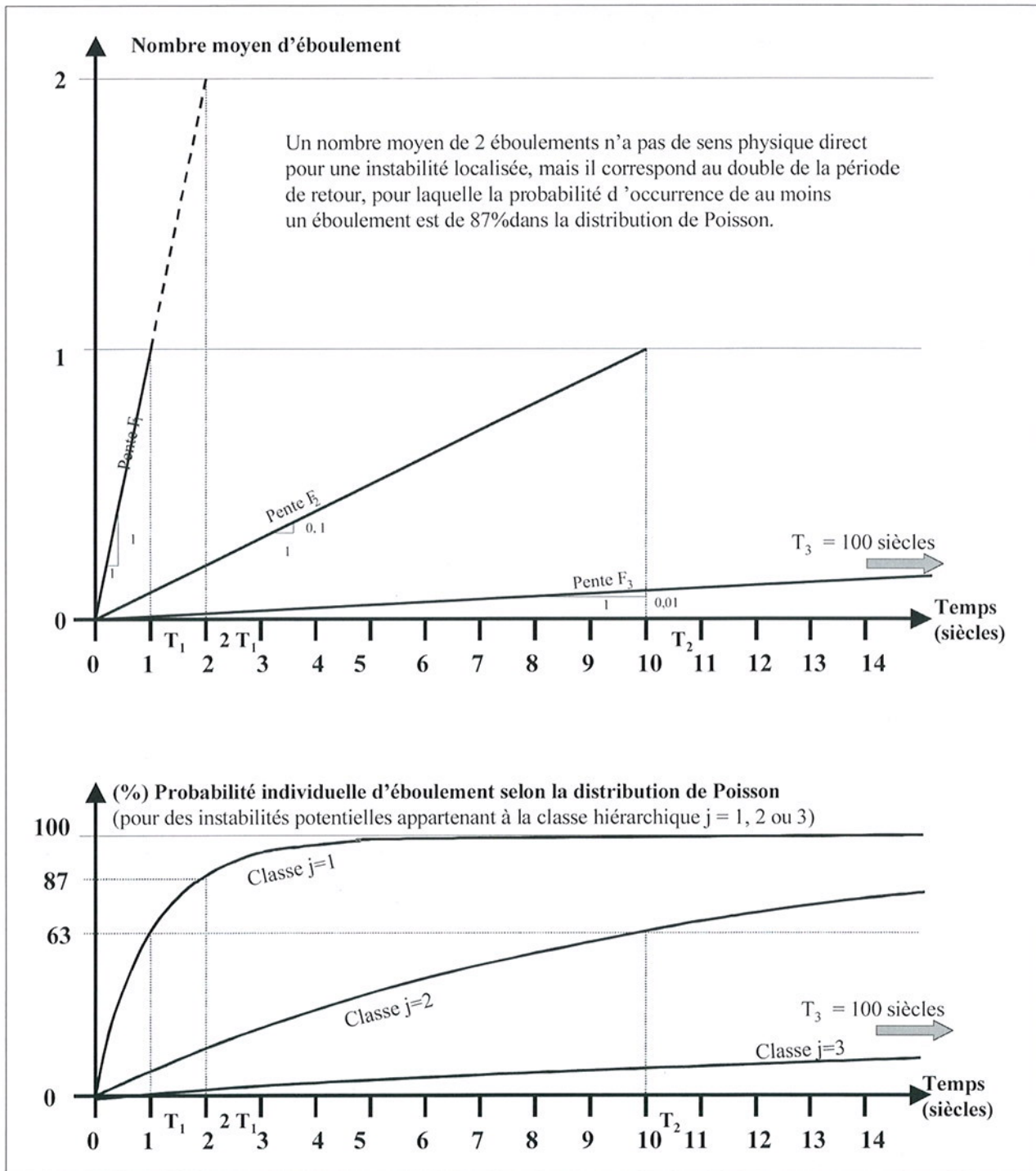


Fig. III.52 : Construction des courbes (probabilités/délais) pour les trois classes hiérarchiques "j" de la classe de volume "i" de l'exemple théorique.

Influence de la pondération adoptée pour les classes hiérarchiques d'aléa

Le choix d'une pondération avec un ordre de grandeur d'écart entre les risques relatifs de deux classes hiérarchiques consécutives entraîne un ordre de grandeur d'écart entre les pseudo-périodes de retour des instabilités potentielles de ces classes, ce qui se traduit par des courbes probabilités / délais très espacées. L'exemple du Tab. III.35 et de la Fig. III.53, montre que avec une pondération (1, 5, 10) des risques relatifs

des trois classes hiérarchiques, les courbes de (probabilité / délai) sont beaucoup plus proches. Surtout, pour les instabilités potentielles de la classe $j = 1$ (“aléa fort”), la prévision pour un délai $_t = 1$ siècle est totalement modifiée, puisqu’elle passe de 63% à 25% de probabilité de réalisation (selon la distribution de Poisson, pour $_t = T$ et $_t = T / 3,5$).

Classe : j	Risque relatif : Rj	Effectif : Kij	Contribution de la classe j (Kij.Rj)	Fréquence instantanée individuelle Fij* et période de retour Tij*
1 (fort)	$R1^* = 10$	$Ki1 = 2$	$Ki1.R1^* = 20$	$Fi1^* = FG_i . R1^* / \sum_j (Kij.Rj^*)$ $Fi1^* = 4.10/140$ $Fi1^* = 0,286 / \text{siècle}$ $Ti1^* = 3,5 \text{ siècles}$
2 (moyen)	$R2^* = 5$	$Ki2 = 16$	$Ki2.R2^* = 80$	$Fi2^* = FG_i . R2^* / \sum_j (Kij.Rj^*)$ $Fi2^* = 4 . 5/140$ $Fi2^* = 0,143 / \text{siècle}$ $Ti2^* = 7 \text{ siècles}$
3 (faible)	$R3^* = 1$	$Ki3 = 40$	$Ki3.R3^* = 40$	$Fi3^* = FG_i . R3^* / \sum_j (Kij.Rj^*)$ $Fi3^* = 4 . 1/140$ $Fi3^* = 0,029 / \text{siècle}$ $Ti3^* = 35 \text{ siècles}$
Total	-----	$\sum_j Kij = Ki = 62$	$\sum_j (Kij.Rj^*) = 140$	$\sum_j (Kij.Fij^*) =$ $2 \times 0,286 + 16 \times 0,143 +$ $40 \times 0,029 = 4 \text{ par siècle}$ $= FG_i$

Tab. III.35 : Fréquences individuelles et périodes de retour de la classe de volume “i”, avec une pondération 1,5,10 pour les trois classes hiérarchiques “j” de l’exemple théorique.

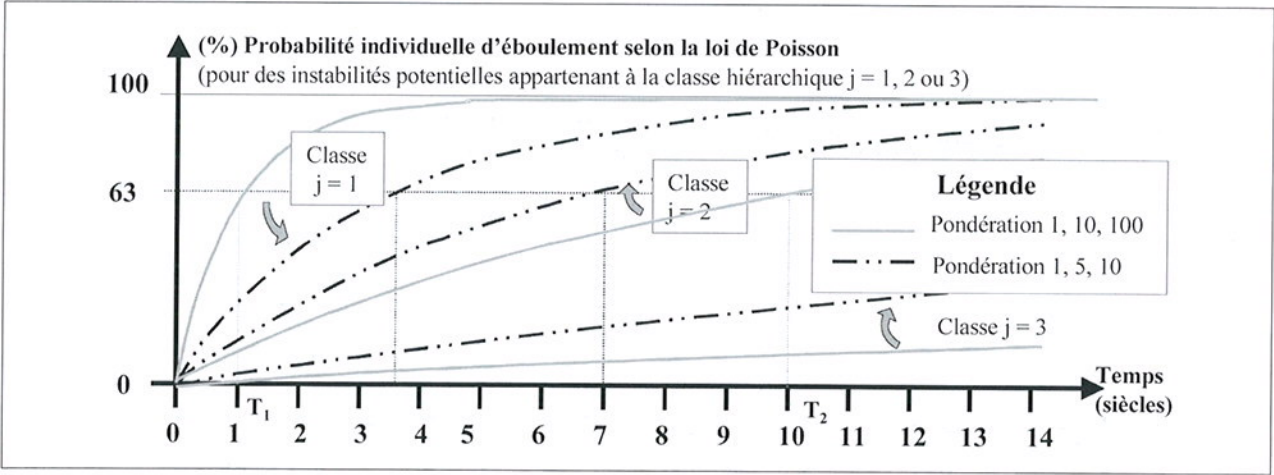


Fig. III.53 : Influence de la pondération choisie pour les classes hiérarchiques “j” sur les courbes probabilité/délai de la classe de volume “i”. Comparaison entre 1,10,100 et 1,5,10.

L'influence de cette pondération arbitraire pourra à l'avenir être évitée si une étude statistique des facteurs de risque réussit à quantifier le risque relatif associé à différents facteurs et si la hiérarchisation est directement déduite du risque relatif total de chaque instabilité potentielle (voir paragraphe III.3.2.3.b). C'est une condition nécessaire d'applicabilité de la méthode exposée, vu l'influence de la pondération hiérarchique sur les résultats.

Nature évolutive de la prévision

Si une instabilité potentielle s'écroule, en vertu de l'hypothèse de stabilité du taux d'écroulement, il faut réaliser une nouvelle "prévision" avec les mêmes règles du jeu, pour répartir la fréquence moyenne individuelle du compartiment écroulé entre les instabilités potentielles restantes, toujours au prorata des risques relatifs de leurs classes hiérarchiques respectives. Toutes les fréquences moyennes individuelles s'en trouvent donc systématiquement augmentées.

Dans notre exemple théorique, on peut distinguer trois scénarios d'évolution de la prévision par écroulement d'une instabilité potentielle (Tab. III.36 et Fig. III.54), selon que celle-ci appartient à la classe 1 (scénario 1, il faut répartir une contribution importante, par exemple $FG_i / 4$, la prévision est fortement modifiée), à la classe 2 (scénario 2, il faut répartir une contribution modeste, par exemple $FG_i / 40$, la prévision est peu modifiée) ou à la classe 3 (scénario 3, il faut répartir une contribution très faible, par exemple $FG_i / 400$, la modification de la "prévision" est négligeable).

Scénario	Classe j = 1		Classe j = 2		Classe j = 3	
	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour	Eff.	Fréquence indiv. et période de retour
Initial	2	$Fi1 = FG_i / 4$ = 1 par siècle $Ti1 = 100$ ans	16	$Fi2 = FG_i / 40$ = 0,1 par siècle $Ti2 = 1000$ ans	10	$Fi3 = FG_i / 400$ = 0,01 par siècle $Ti3 = 10\,000$ ans
Sc 1	1	$(Fi1)' = FG_i / 3$ = 4/3 par siècle $T'i1 = 75$ ans	16	$(Fi2)' = FG_i / 30$ = 4/30 par siècle $T'i2 = 750$ ans	10	$(Fi3)' = FG_i / 300$ = 4/300 par siècle $T'i3 = 7500$ ans
Sc 1*1	0	-----	16	$(Fi2)'' = FG_i / 20$ = 0,2 par siècle $T''i3 = 500$ ans	10	$(Fi3)'' = FG_i / 200$ = 0,02 par siècle $T''i3 = 5000$ ans

Tab. III.36 : Effectifs des classes hiérarchiques "j" dans la classe de volume "i" et nouvelles pseudo-périodes de retour estimées en cas d'écroulement d'une (scénario Sc1) ou des deux (scénario Sc1*1) instabilités potentielles les plus dangereuses.

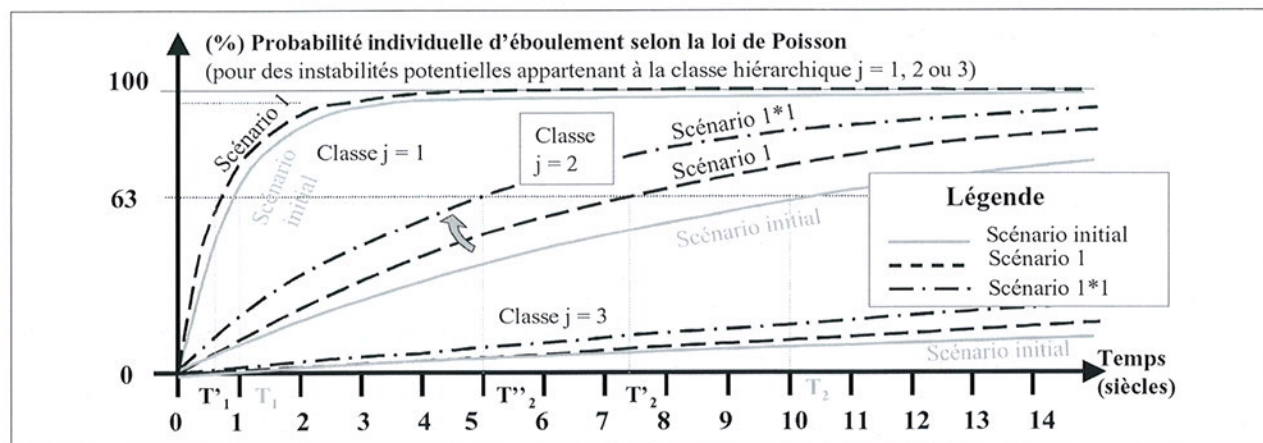


Fig. III.54 : Modification des prévisions (probabilité/délai) pour la classe de volume "i" selon différents scénarios d'écroulements.

Il est intéressant de noter que, lorsque les deux instabilités potentielles classées en “ aléa fort ” (qui “ monopolisent ” la moitié de la fréquence globale) seront éboulées, la fréquence moyenne individuelle des instabilités potentielles restantes sera multipliée au moins par deux (ou plus si d’autres éboulements ont eu lieu). C’est le scénario 1*1, dans lequel on a “ coupé les deux arbres qui cachaient la forêt ”.

Ce scénario souligne le caractère de bon sens lié à la révision des prévisions. En effet, dans la réalité, une fois les deux instabilités potentielles les plus marquantes éboulées, si on attend toujours 4 éboulements par siècle dans la classe de volume “ i ”, la méfiance envers les instabilités potentielles initialement classées en “ aléa moyen ” va naturellement augmenter. Parallèlement, le classement initialement homogène en “ aléa moyen ” de ces 16 instabilités potentielles pourra être revu en fonction de nouvelles connaissances rendues possibles par l’évolution des priorités d’étude.

D’une manière générale, la “ prévision ” doit être revue dès qu’une modification quelconque affecte les données du problème : changement d’hypothèse sur le taux d’éboulement global ou modification de la hiérarchie des instabilités potentielles.

Ce dernier type de modification peut avoir plusieurs causes : éboulement d’une instabilité détectée (cas traité ci-dessus), détection d’une nouvelle instabilité potentielle, changement de classe d’une instabilité potentielle (dû à l’apparition de signes d’activités non connus auparavant ou à de nouvelles investigations).

Contrairement à l’influence de la pondération, analysée au paragraphe précédent, cette nécessité de révision de la “ prévision ” au cours du temps, en fonction des événements réalisés, ne doit pas être considérée comme une faiblesse momentanée de la méthode. Il s’agit au contraire d’un caractère intrinsèque fondamental, en accord avec une “ culture du risque ” bien comprise. Son acceptation par les destinataires des études et le public exigera néanmoins probablement de grands efforts d’explication.

III.3.2.5. Conclusion

Cadre méthodologique

Pour une bonne gestion du risque induit par les éboulements, il est souhaitable que les instabilités potentielles détectées lors d’une étude soient qualifiées par leur probabilité d’éboulement pour différents délais pertinents pour l’aménageur. Les méthodes mécaniques, basées sur l’étude de la stabilité, se heurtent à la méconnaissance de l’évolution temporelle des paramètres de calcul.

La méthode HGP (Historique, Géomécanique et Probabiliste) proposée permet de progresser vers une quantification rationnelle de la probabilité d’éboulement d’une instabilité potentielle en fonction du délai. Elle nécessite la réalisation de deux études distinctes sur une large zone englobant l’instabilité locale étudiée : un inventaire d’éboulements historiques et une hiérarchisation des instabilités détectées dans chaque classe de volume.

La méthode HGP consiste à croiser ces deux types d’informations pour obtenir une estimation des périodes de retour des différentes instabilités potentielles détectées, et à en déduire, par l’hypothèse d’un processus Poissonien, leur courbe de probabilité d’éboulement en fonction du temps.

Il est intéressant de noter que si la méthode HGP paraît plus adaptée à la prise en compte de la dimension temporelle (dérivée de l’inventaire historique) des phénomènes naturels que les méthodes mécaniques, ces dernières sont seules capables d’estimer l’augmentation locale de probabilité de rupture liée à une modification des conditions de stabilité (éboulement partiel, travaux, ecc.). Dans ce cas, il pourra être judicieux de coupler les deux approches.

Nature évolutive de la “ prévision ”

Il est essentiel de garder à l’esprit que la courbe de probabilité “ individuelle ” d’éboulement en fonction du temps n’est rien d’autre que la projection de la “ fréquence moyenne de rupture ” estimée avec les données décrites ci-dessus. Puisqu’elles sont obtenues par répartition proportionnelle d’une fréquence globale moyenne parmi la population des instabilités potentielles détectées, les fréquences individuelles moyennes ne sont pas indépendantes. De ce fait, tout changement de l’une des données entraîne nécessairement une révision complète des fréquences individuelles. Cette révision sera d’autant plus importante que le changement affecte un élément de fort poids relatif. Les causes possibles d’un tel changement sont multiples : changement de fréquence globale moyenne par révision de l’étude historique, éboulement d’une des instabilités potentielles, changement du classement hiérarchique du fait de connaissances nouvelles, détection de nouveaux aléas.

Cet aspect “ dynamique ” de l’évaluation est intrinsèque à ce type d’étude et l’organisation de l’infor-

mation doit être conçue en fonction de cette contrainte majeure : traçabilité des informations, transparence des modes de “ détection - caractérisation – hiérarchisation ” des instabilités potentielles et actualisation des résultats.

Développements et axes de recherche

Le cadre méthodologique permettant une certaine quantification de la probabilité d'éboulement en fonction du temps pour des instabilités potentielles a été précisé. Les exemples concrets fournis montrent que les données nécessaires sont accessibles, bien que plusieurs améliorations soient à apporter à leur acquisition et à leur traitement.

La première amélioration concerne l'estimation des taux d'éboulement, pour laquelle il convient d'étoffer les premières données disponibles, afin de valider les lois puissance observées et étudier la transposabilité des taux calculés sur une zone vers une partie de celle-ci. Cette recherche pourra comprendre d'une part des analyses d'archives (inventaires d'éboulements existants, traces morphologiques, etc.) et d'autre part l'enregistrement de l'activité actuelle de certaines parois.

L'autre domaine d'amélioration concerne la caractérisation des instabilités potentielles, que nous tentons actuellement de rendre plus précise et homogène grâce à une grille de caractérisation. Elle est en cours de validation et fera l'objet d'une communication ultérieure.

Mais l'applicabilité même de la méthode est avant tout liée à un progrès radical de la hiérarchisation des instabilités potentielles, dont la quantification rationnelle exige une étude statistique des “ facteurs de risque ” à partir d'une banque de données sur les éboulements. Ce point est crucial et représente un effort important de recherche et de traitement de données, auquel différents services institutionnels sont appelés à collaborer.

BIBLIOGRAPHIE

- AMITRANO D., GRASSO J.-R., HANTZ D., 1999. From diffuse to localised damage through elastic interaction. *Geophysical Research letters*, vol. 26, n° 14, p. 2109-2112.
- AZIMI C., DESVARREUX P., 1996. Quelques aspects de la prévision des mouvements des terrains. *Revue française de géotechnique*, vol. 76, p. 63-71.
- CHERUBINI C., GIASI C.I., CUCCHIARARO L., 1992. Probabilistic analysis of slope stability in rocks. 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, Vol. 1, p. 361-366, Balkema, Rotterdam.
- COUTURE R., (1998). Contribution aux aspects mécaniques et physiques des écroulements rocheux. *Génie géologique*. Saint-Foy, Quebec, Laval : 56-65.
- CFGI, 2000. Caractérisation et cartographie de l'aléa dû aux mouvements de terrain. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. 91 pages.
- DESCOEUDRES F., ZIMMERMANN TH., 1987. Three-dimensional dynamic calculation of rockfalls. 6th International Congress on Rock Mechanics, Montreal, Balkema, Rotterdam.
- DUSSAUGE C., GRASSO J.R., HELMSTETTER A., 2001. Statistical analysis of rockfall patterns. Article soumis à *Journal of Geophysical Research*.
- DUSSAUGE C., GIRAUD A., GRASSO J.R., HANTZ D., VENGEON J.M., 2001. Historical and geological approach to rock fall hazard assessment. *Geophysical Research Abstracts*, Vol 3, 26th General Assembly, GRA8625.
- GLAW U., LOTTER M., 1996. Time prediction of rockslope failures based on monitoring results. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, Balkema, A.A., Rotterdam.
- GRASSO J.R., SORNETTE D., 1998. Testing self-organized criticality by induced seismicity. *Journal of geophysical research*, vol.103, n° B12, p. 29965-29887.
- GARDNER, 1970. Rockfall : a geomorphic process in high mountain terrain. *The Albertan Geographer*, Vol.6, p.15-20.
- HANTZ D., VENGEON J.M., DUSSAUGE C., 2001. Approche historique, géomécanique et probabiliste de l'aléa éboulement rocheux. XV^e Congrès Français de Mécanique, Nancy.

- HUNGR O., EVANS S.G., HAZZARD S.G., 1999. Magnitude and frequency of rock falls along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, p. 224-238.
- INTERREG 2C, 2001. Prévention des instabilités de falaises. Pôle grenoblois d' Etudes et de Recherche sur les Risques Naturels, Grenoble. A paraître (oct. 2001).
- LAHAIE F., GRASSO J.R., 1998. A fluid-rock interaction cellular automaton of volcano mechanics : application to the Piton de la Fournaise. Journal of Geophysical research, Vol. 103, n° B5, p. 9637-9649.
- NOEVER D.A., 1993. Himalayan sandpiles. Physical Review, Vol. 47, p. 724-725.
- RTM, 1996. Inventaire des mouvements rocheux, Secteur de l'Y grenoblois. Rapport du Service de Restauration des terrains en Montagne de l'Isère, Grenoble, France.
- ROCHET L., 1987. Développement des modèles numériques dans l'analyse de propagation des éboulements rocheux. 6th International Congress on Rock Mechanics, Montreal, Canada, Vol. 1, p. 479-484, Balkema, A.A., Rotterdam.

ANNEXE : FICHE DE CARACTÉRISATION DES INSTABILITÉS ROCHEUSES

Principe de la Fiche de Caractérisation

Le principe de cette fiche est de lister de la manière la plus exhaustive possible les différents paramètres à prendre en compte lors d'une évaluation du risque lié à un aléa rocheux particulier en essayant de les ordonner en fonction de la manière dont ils interviennent sur la stabilité.

Sept grandes classes de mécanismes de départ ont été retenues (voir Fig. V.1). Suivant la configuration de l'aléa étudié, plusieurs mécanismes de départ peuvent être envisagés simultanément (en particulier pour les colonnes en basculement ou en rupture en pied) : on remplira alors les différentes lignes correspondantes dans la grille.

Remarque : les mécanismes retenus sont relativement simples, assez courants dans les massifs calcaires. Pour des configurations plus complexes des méthodes de caractérisation spécifiques doivent être élaborées (mouvements de versants type Rozone, Séchilienne).

La fiche d'évaluation présentée comporte 4 rubriques (Tab.x A2 à A6) :

Statique S : facteurs pris en compte dans l'analyse de la stabilité actuelle sous sollicitations courantes (instantanée à l'échelle géologique) ;

Dynamique D : activité dynamique observée (indices de mouvement) ;

Facteurs d'évolution Aléatoires / discontinus FA : exposition et sensibilité aux facteurs déclenchants aléatoires (pluies, séismes) dont l'intensité est liée à une période de retour normalisée ;

Facteurs d'évolution Continus FC : exposition et sensibilité aux facteurs dégradants qui modifient les contraintes (tectonique, érosion; déformations gravitaires) ou réduisent la résistance (altération) de façon lente et continue.

Ces rubriques sont elles-mêmes divisées en colonnes qui distinguent des paramètres de nature différente.

Dans un premier temps, on ne préjuge pas de l'importance relative de ces différentes rubriques.

Pour chaque aléa concerné, l'idée de l'évaluation est la suivante :

Affecter à chaque rubrique un indice (une " note ") de 0 à 10, 10 marquant un caractère très défavorable ;

Affecter en plus à chaque rubrique une lettre de a à c qualifiant la qualité de l'indice précédent : " a " si l'observateur est sûr de son évaluation, " c " si l'indice affecté a peu de valeur (observations non accessibles).

On peut aussi envisager une valeur d'incertitude, qui jouerait comme une barre d'erreur (7 ± 2).

Dans chacune des 3 premières rubriques, les indices de chacune des colonnes de la rubrique sont positifs et s'additionnent pour donner un maximum de 10 points.

Dans la dernière rubrique seulement (Facteurs d'évolution continus) les indices de chacune des colonnes sont à ajouter ou retrancher selon leur caractère négatif ou positif sur la stabilité ; le total le plus défavorable peut dépasser 10 en théorie, mais on le limite à 10 en pratique.

MECANISME	STATIQUE				S /10
	Découpage principal (/ 5)	Conditions géométriques aggravantes (/ 3)		Conditions géomécaniques aggravantes (/ 2)	
Gp Glissement plan	CONDITION NECESSAIRE : (pendage < pente du versant) ET (Δ azimuts plan / front de falaise < 20°) • Continuité de la surface de glissement : Probabilité faible 0 Probabilité moyenne 1 Probabilité forte 3 Continuité avérée 5	• Emergence latérale du plan basal ou Plans de décollement latéraux Non 0 D'un côté 1 Des deux côtés 2 • Plan de décollement arrière 0 (non) 1 (oui)		Pendage < φ estimé - 10° 0 Pendage = φ estimé ± 10° 1 Pendage > φ estimé + 10° 2 Proposition d'estimation de φ : - Joint argileux : φ ~ 15° (10-20°) - Plan lisse : φ ~ 30° - Joint rugueux : φ ~ 45° (40-50°)	
Gd Glissement d'un dièdre	CONDITION NECESSAIRE : 2 discontinuités dont l'intersection plonge vers l'aval avec un plongement inférieure à celui du versant (mesuré dans la direction de l'intersection). • Continuité de la surface de glissement (ensemble des 2 plans) : (voir Jaboyedoff et al. *) Probabilité faible 0 Probabilité moyenne 1 Probabilité forte 3 Continuité avérée 5	• Plan de décollement arrière 0 1 (non) (oui) • - Si glissement sur un plan : 2 - Si glissement sur deux plans : Ouverture du dièdre α < 90° 0 α < 120° 0.5 α > 120° 1		Si glissement sur un plan, idem Gp. → 0 1 2 Si glissement sur deux plans : idem Gp en considérant l'inclinaison de l'intersection et l'angle de frottement du plan de pendage le plus faible. On peut être plus rigoureux en utilisant les abaques de Hoek.	
Glissement rotationnel	APPROCHE GLOBALE Facteur de sécurité calculé avec C et φ issus d'une évaluation type RMR et la pente du versant (abaques de Hoek)				
S Rupture de surplomb	CONDITION NECESSAIRE : Existence d'un toit ! • Découpage latéral et supérieur : Probabilité faible 0 Probabilité moyenne 1 Probabilité forte 3 Continuité avérée 5	Pas de fracture arrière	Rapport portée / épaisseur faible 0	Rapport portée / épaisseur moyen 1	Rapport portée / épaisseur fort 1
		Fracture arrière observée	2	2	3
					• Cohésion du découpage : Forte cohésion (ex recristallisé) 0 Cohésion faible (remplissage...) ou pas de cohésion 1 • Si pas de fracture arrière : résistance en traction de la matrice (et microfissures) : Roche massive et saine 0 Roche fissurée ou altérée 1

Tab. A2 et A3 : Indice "statique".

MECANISME	STATIQUE (suite)				S /10	
	Découpage principal (/5)				Conditions géométriques aggravantes (/3)	Conditions géomécaniques aggravantes (/2)
Cb Basculement de colonne		Elancement E < 2	Elancement 2 < E < 5	Elancement E > 5	Projection du centre de gravité : Rapport Plus grande largeur / largeur de la base e	Résistance en traction du pied (matrice + joints) :
	Découpage arrière douteux	0	1	2	e < 1.5 0 (tiers central)	Roche massive et saine 0
	Fracture arrière fermée	1	2	3	1.5 < e < 2.5 1 (hors 1/3 central)	Roche fissurée ou altérée, 2 ou présence d'un joint
	Fract. arrière ouverte	3	4	5	e > 2.5 3 (hors base)	
Cp Rupture en pied de colonne	H = hauteur B =+ gde larg. b = larg. base	H.(B/b=1) <80	40<H.(B/b +1 < 400	H.(B/b+1) > 4000	Présence d'un plan de glissement basal	Capacité portante du pied et du socle
	Découpage arrière douteux	0	1	2	Probabilité faible 0 Probabilité moyenne 1 Probabilité forte 2 Continuité avérée 3	- Résistance en compression simple - Abaques de Hoek adaptées avec surcharge : à faire.
	Fracture Arrière Fermée	1	2	3		Note / 2
	Décollé à l'arrière	3	4	5		
Bf Rupture de banc	Discontinuité + ou – parallèle au versant non émergente (Δ azimuts plan / front de falaise < 20°)				- Rapport longueur / épaisseur du banc : calcul ? - Fracture transverse en pied : 0 1 (non) (oui) - Emergence latérale du plan basal ou plans de décollement latéraux 0 1	- Pendage < φ estimé - 10° 0 - Pendage = φ estimé ± 10° 1 - Pendage > φ estimé +10° 2 <u>Proposition :</u> - Joint argileux : φ ≈ 15° (10-20°) - Plan lisse : φ ≈ 30° - Joint rugueux : φ ≈ 45° (40-50°)

MECANISME	DYNAMIQUE			D / 10
	ACTIVITE ACTUELLE AVEREE (/ 8)	SIGNES D'ACTIVITE PASSEE (/ 2)		(/ 2)
	Mouvements mesurés ou prouvés, éboulement voisin dans configuration analogue, chutes de blocs au front	Ouverture ou rejet sur fractures en crête (s'ajoute à l'existence, constitutive ou non, d'une fracture en crête)	Fractures ouvertes ou rejet en paroi	
Gp	- Si des mesures existent et montrent un mouvement : - Mouvements mesurés : 0 à 5 - Eboulements voisins dans une configuration analogue : 0 à 2 - Chutes de blocs au front : 0 ou 1 - Si absence de mesures significatives : - Chutes de blocs au front : 0 à 4 - Eboulements voisins dans une configuration analogue : 0 à 2	0 1	0 1	Sur le plan de glissement
Gd		0 1	0 1	Sur les plans de glissement
Gr		0 1	0 1	sur la surface de rupture (front souvent très fracturé, ouverture difficilement observable)
S		0 ou 1 si configuration verticale Sans objet si configuration horizontale	0 1	si configuration horizontale Sans objet si configuration verticale
Cb		0 1 (souvent constitutif)	0 1 à la base	Constitutif pour le plan de décollement
Cp		0 1 (souvent constitutif)	0 1 sur plan basal éventuel	Constitutif pour le plan de décollement
Bf		0 1	0 1	

Tab. A4 : "Indice dynamique".

MECANISME	FACTEURS D'EVOLUTION ALEATOIRES / DISCONTINUS				FA / 10 (/ 2)
	Pressions interstitielles (/ 5)	Sismicité de base (période de retour 1 an) (/ 1)	Sismicité exceptionnelle récurrente (période de retour 475 ans) (/ 2)	Lien avec autres aléas (glissement de versant, érosion par torrent / crues torrentielles en pied ou latéralement ...)	
Gp	La note attribuée doit tenir compte de la complexité des circulations d'eau qui peuvent aboutir à des mises en pression, en se basant entre autres sur les points suivants : - Les entrées d'eau dans le massif : - La pluviosité de la région concernée ; - L'étendue du bassin versant : influence la quantité d'eau qui peut arriver sur le massif ; - L'ouverture des fractures en tête : favorise les infiltrations ; - L'orientation du versant : en cas d'enneigement, en versant sud les pics de fonte seront plus forts et plus répétitifs qu'en versant Nord (+ cycles gel / dégel plus fréquents) ; - Les sorties d'eau dans le massif : - Les observations de sortie d'eau : écoulement, suintement, signes (mousses, tufs...) ; - Le niveau de ces sorties d'eau dans le massif : plutôt plus défavorable en partie basse qu'en partie haute (indice sur la continuité des discontinuités) ; - Le temps passé depuis les dernières précipitations : des arrivées d'eau persistant plusieurs jours après les dernières pluies sont indicateurs d'écoulements lents (mises en pressions possibles en cas de précipitations prolongées ou intenses) ; - Les exutoires : des exutoires masqués ou bouchés, de façon permanente (plaquage de calcite...) ou temporaire (bouchons de gel...) favorisent les mises en pression. La qualité de la note est directement influencée par l'ensemble de ces critères : une visite de site un lendemain de pluie n'apportera pas les mêmes renseignements qu'après une période sèche.	(*)	(*) L'influence d'un séisme sur un aléa est quantifié par l'accélération horizontale produite, qui dépend de la magnitude et de la distance de l'événement	0 1 2 Poussée active en tête, diminution de butée...	
Gd		a < 0.001 g 0			
Gr		a ≥ 0.001 g 1			
S			a < 0.2 g 0 a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2	0 1 (peu d'influence)	
Cb		Plus d'influence (effet de site, résonnance). Non quantifié en l'état.		0 1 2 Surtout influent à la base	
Cp		a < 0.001 g 0 a ≥ 0.001 g 1	a < 0.2 g 0 a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2		
Bf				0 1	

Tab. A5 : "Facteurs d'évolution Aléatoires / discontinus".

	FACTEURS D'EVOLUTION ALEATOIRES / DISCONTINUS			FA / 10	
	Pressions interstitielles (/ 5)	Sismicité de base (période de retour 1 an) (/ 1)	Sismicité exceptionnelle récurrente (période de retour 475 ans) (/ 2)	Lien avec autres aléas (glissement de versant, érosion par torrent / crues torrentielles en pied ou latéralement ...) (/ 2)	
Gp	La note attribuée doit tenir compte de la complexité des circulations d'eau qui peuvent aboutir à des mises en pression, en se basant entre autres sur les points suivants : • Les entrées d'eau dans le massif : - La pluviosité de la région concernée ; - L'étendue du bassin versant : influence la quantité d'eau qui peut arriver sur le massif ; - L'ouverture des fractures en tête : favorise les infiltrations ; - L'orientation du versant : en cas d'enneigement, en versant sud les pics de fonte seront plus forts et plus répétitifs qu'en versant Nord (+ cycles gel / dégel plus fréquents); • Les sorties d'eau dans le massif : - Les observations de sortie d'eau : écoulement, suintement, signes (mousses, tufs...); - Le niveau de ces sorties d'eau dans le massif : plutôt plus défavorable en partie basse qu'en partie haute (indice sur la continuité des discontinuités) ; - Le temps passé depuis les dernières précipitations : des arrivées d'eau persistant plusieurs jours après les dernières pluies sont indicateurs d'écoulements lents (mises en pressions possibles en cas de précipitations prolongées ou intenses) ; - Les exutoires : des exutoires masqués ou bouchés, de façon permanente (plaquage de calcite...) ou temporaire (bouchons de gel...) favorisent les mises en pression. La qualité de la note est directement influencée par l'ensemble de ces critères : une visite de site un lendemain de pluie n'apportera pas les mêmes renseignements qu'après une période sèche.	(*)	(*) L'influence d'un séisme sur un aléa est quantifié par l'accélération horizontale produite, qui dépend de la magnitude et de la distance de l'événement a < 0.001 g 0 a ≥ 0.001 g 1 a < 0.2 g 0 a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2	0 1 2	
Gd		0 1 (peu d'influence)		0 1 2 Surtout influent à la base	
Gr					
S					
Cb		Plus d'influence (effet de site, résonnance). Non quantifié en l'état. a < 0.001 g 0 a ≥ 0.001 g 1		a < 0.2 g 0 a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2	0 1
Cp					
Bf					

Tab. A6 : Indice "Facteurs d'évolution Continus".

La lettre de qualité concerne la rubrique entière ; elle peut correspondre à la qualité la plus faible des différentes colonnes. On peut aussi affecter une incertitude à chaque colonne et les sommer sur la rubrique.

Le résultat pour chacun des aléas étudiés sera présenté sous la forme suivante :

Ex : S 8/b, A 9/a, FA 5/c, FC 5/b

La comparaison des aléas entre eux se fera à partir de cette série de valeurs, et non pas en sommant les 5 indices. L'objectif premier de cette fiche est bien de rendre l'évaluation la plus objective possible, sans remettre en cause sa complexité : les observations acquises méthodiquement sont les supports d'une analyse mécanique qui reste particulière à chaque cas étudié. Le jugement final reste ainsi du ressort de l'expert, mais la démarche a été détaillée pas à pas.

Exemple d'application de la grille LIRIGM : Le Rocher Pointu, rebord oriental du massif de la Chartreuse (France)

Description succincte :

Il s'agit d'une instabilité ponctuelle, située dans la falaise supérieure du rebord oriental de la Chartreuse, falaise de calcaire urgonien haute en moyenne de 200 à 400 m. Au Nord de la Dent de Crolle, au niveau de la brèche formée par la faille du Paradis, un éperon rectangulaire avance en saillie par rapport au plan général de la falaise. Ses faces latérales sont verticales et perpendiculaires à la falaise, sa

Fig. A5 : Le Rocher Pointu,
falaise supérieure
du rebord oriental de la Chartreuse.



face avant est parallèle à la falaise avec un profil surplombant en tête. Avec des dimensions de 130 m de hauteur, 30 m de largeur et 90 m de longueur parallèle à la falaise, elle atteint un volume de 350 000 m³ (photo Fig. A5).

Le mécanisme d'instabilité retenu comme le plus probable est un glissement plan sur une discontinuité basale.

Analyse à l'aide de la fiche de caractérisation :

Indice Statique

Le découpage arrière de l'éperon est réalisé par la faille du Paradis, N-S, d'extension kilométrique. Le découpage latéral est complet puisque les deux compartiments voisins sont absents. La fracture arrière verticale est relayée par une grande fracture fortement inclinée vers la vallée (pendage 57°), qui émerge dans le tiers inférieur de la paroi. Cette fracture, qui peut servir de plan de glissement à la partie supérieure de l'éperon, émerge de façon visible côté nord, où elle est ouverte, mais côté sud on n'observe que de minces fissures fermées en relais.

Continuité de la surface de glissement :

Probabilité forte : 3 / 5

Emergence latérale du plan basal : D'un côté : 1 / 2

Plan de décollement arrière : oui 1 / 1

Pendage 57° > _{-estimé} +10° (joints rugueux, ₋ 45°) : 2 / 2

Total : 7/10

Indice Dynamique

Des repères extensométriques sont en place depuis 1995 à l'arrière de l'éperon mais n'ont pas révélé de mouvement d'ouverture de la fracture arrière. Les compartiments latéraux nord et sud, absent, semblent avoir eu des configurations structurales très voisines de celle de l'éperon ; ils se sont probablement éboulés. D'autre part les éboulis peu actifs au pied de l'éperon indiquent des chutes de pierres peu fréquentes.

Absence de mesures significatives :

- Chutes de blocs au front : 1 / 4
 - Eboulements voisins dans une configuration analogue : 2 / 2
- Ouverture ou rejet sur fractures en crête : oui 1 / 1
- Fractures ouvertes ou rejet en paroi : 0 / 1

Total : 4 / 10

Facteurs d'évolution aléatoires / discontinus

Pressions interstitielles :

- Pluviosité de la région = 900mm/an
 - L'étendue du bassin versant est quasi nulle, le haut du plateau étant penté inversement ;
 - La fracture en tête est ouverte : infiltrations et accumulations d'eau possibles dans la Cheminée du Paradis, mais rien ne montre que la faille soit hydrauliquement conductrice en profondeur ; l'ouverture de la discontinuité basale en face nord rend peu probable le développement de pressions interstitielles ;
 - L'orientation du versant est Est, avec site en altitude (1500-1600m) : les accumulations de neige dans la Cheminée du Paradis sont possibles, mais la fonte progressive car la zone est froide ;
 - Aucun écoulement d'eau n'a été observé, sauf quelques suintements, plus nombreux aux alentours du site ;
 - Le suintements sont visibles à la sortie du plan basal (indice de continuité défavorable) ;
 - Le temps passé depuis les dernières précipitations : 2 jours ;
 - Les exutoires : plaquages de calcite fréquents, probabilité de bouchons de gel
- Synthèse Pressions interstitielle : 2 / 5

Sismicité de base : a^a 0.0005 g £ 0.001 g : 0 / 1

Sismicité exceptionnelle récurrente : a^a 0.2 g : 1 / 2

Lien avec d'autres aléas : 0 / 2

Total : 3 / 10

Facteurs d'évolution Continus

Le pied de l'éperon, en face sud-est, montre d'une part des traces d'écaillage dans des zones couvertes de calcites, d'autre part des niveaux affectés d'une faible érosion différentielle imputable aux cycles gel – dégel.

Altération / Dissolution : 1 / 2

Gel-dégel : N^a 120 : 2 / 2

Modifications de géométrie :

- Perte de masse en pied (érosion) : altération et érosion vont continuer à jouer : 1 / 2
- Accumulation en pied (dépôts, déplacements) : 0
- Dépôts / accumulations en tête : 0
- Perte de masse en tête (des chutes de blocs au niveau de la partie surplombante modifient la géométrie dans le sens de la stabilité) : -1

Permafrost : sans objet 0 / 5

Facteurs anthropiques : sans objet 0 / 5

Total : 3 / 10

Synthèse

La caractérisation de l'instabilité s'exprime sous la forme :

S7/a, D4/b, FD3/b, FC3/b

Le premier indice indique une probabilité de rupture plutôt forte dans l'absolu pour l'instabilité potentielle détectée. Les suivants se traduisent par une évolution des conditions actuelles de stabilité plutôt lente.

Exemple d'application de la grille LIRIGM : Vallée de Cogne (Italie)

1. Introduction

La grille de caractérisation des instabilités rocheuses décrite en annexe du chapitre III.3.2. a été testée sur 2 instabilités en falaise dans le but de mieux évaluer l'utilisation pratique de cet outil et de montrer ses principaux avantages et limites.

Pour cela, nous avons choisi 2 instabilités, localisées dans la vallée de Cogne (Vallée d'Aoste – Italie), différentes du point de vue de leur probabilité de rupture et du mécanisme de mobilisation. Pour vérifier l'objectivité de l'outil proposé, deux géologues, Dario Tosoni et Alessandro Bellini, ont appliqué la grille de manière complètement indépendante.

Ce document présente les conclusions de cette application et montre à titre d'exemple les résultats obtenus sur une seule des instabilités étudiées. Les compartiments rocheux pris en considération sont les instabilités I.22 et I.34 tirées du rapport CREALP 02/00 "Falaise de la route de Cogne (Vallée d'Aoste)".

2. Site d'application

L'instabilité étudiée est localisée en Vallée de Cogne, Italie, au dessus de la route régionale n° 47 (Fig. A6). Il s'agit d'une instabilité ponctuelle, notée I.34 dans le rapport pré-cité, reconnue et décrite selon la méthodologie "Matterock" établie par le CREALP (voir Chapitre III.2.1.). L'instabilité se trouve dans un secteur caractérisé par une grande falaise d'orientation moyenne NE – SW constituée par des micaschistes et gneiss albitiques paléozoïques qui appartiennent à la Zone Interne du Système multinaïpe du Grand-St-Bernard (Complexe des "Gneiss minuti"). La partie basse de cette falaise est fortement disloquée et affaissée par 2 discontinuités très ouvertes à orientation N – S. La schistosité (Sc, Scv) plonge vers le N ou NW avec une inclination comprise entre 20 et 80°.

Dans ce secteur ont été recensées 112 instabilités de type ponctuel et diffus qui peuvent atteindre un volume maximal de 3500 mc.

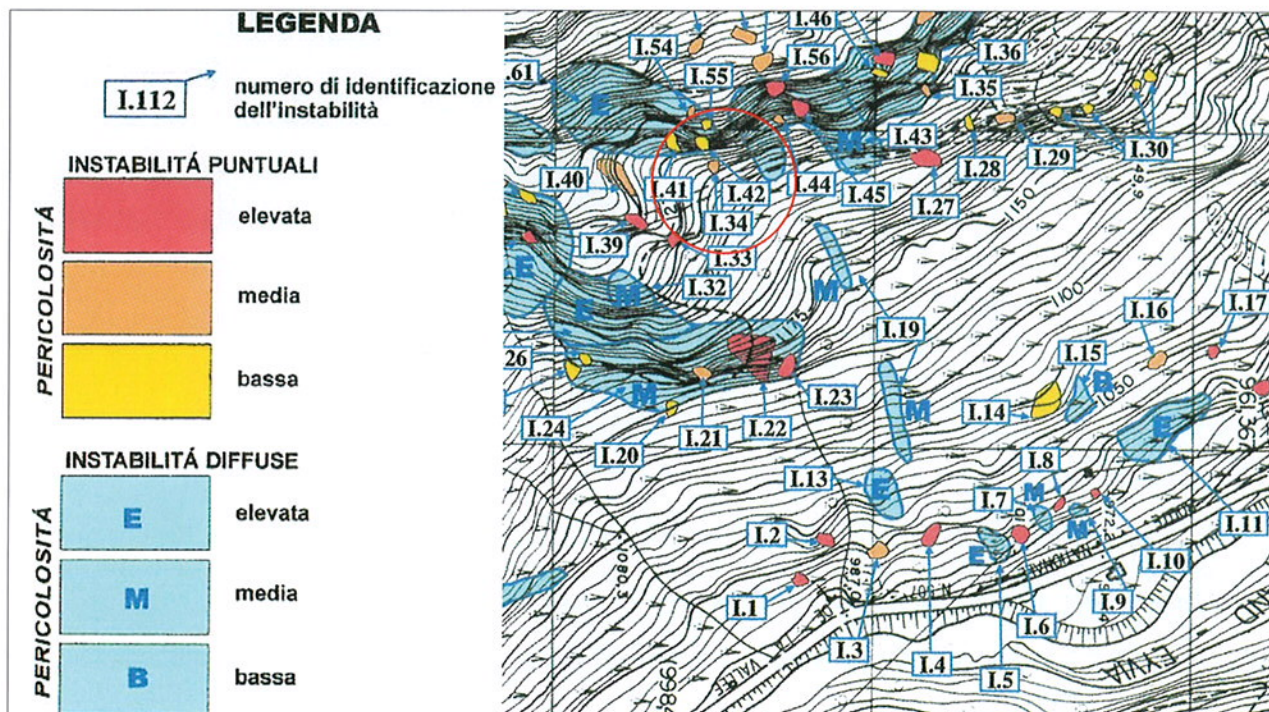


Fig. A6 : Extrait de la carte des instabilités reconnues au dessus de la route de Cogne (zone I).
Dans le cercle rouge l'instabilité considérée.

Fiche descriptive de l'instabilité I.34 (Fig. A7) :

Description : Petit compartiment tassé

Mécanisme : Basculement selon J4 cisaillement sur Scv et décollement basal sur J6 ou, moins probablement, glissement superficiel sur J4 avec cisaillement sur Sc et décollement sur J6 ;

Roche : micaschistes

Probabilité de rupture : Moyen selon la méthodologie Matterock

Volume mobilisable : 15 mc

Taille des blocs : 0,3-0,5 mc

Forme des blocs : prismes, dalles

Note : À cet endroit, la falaise a une orientation presque parallèle aux joints J4

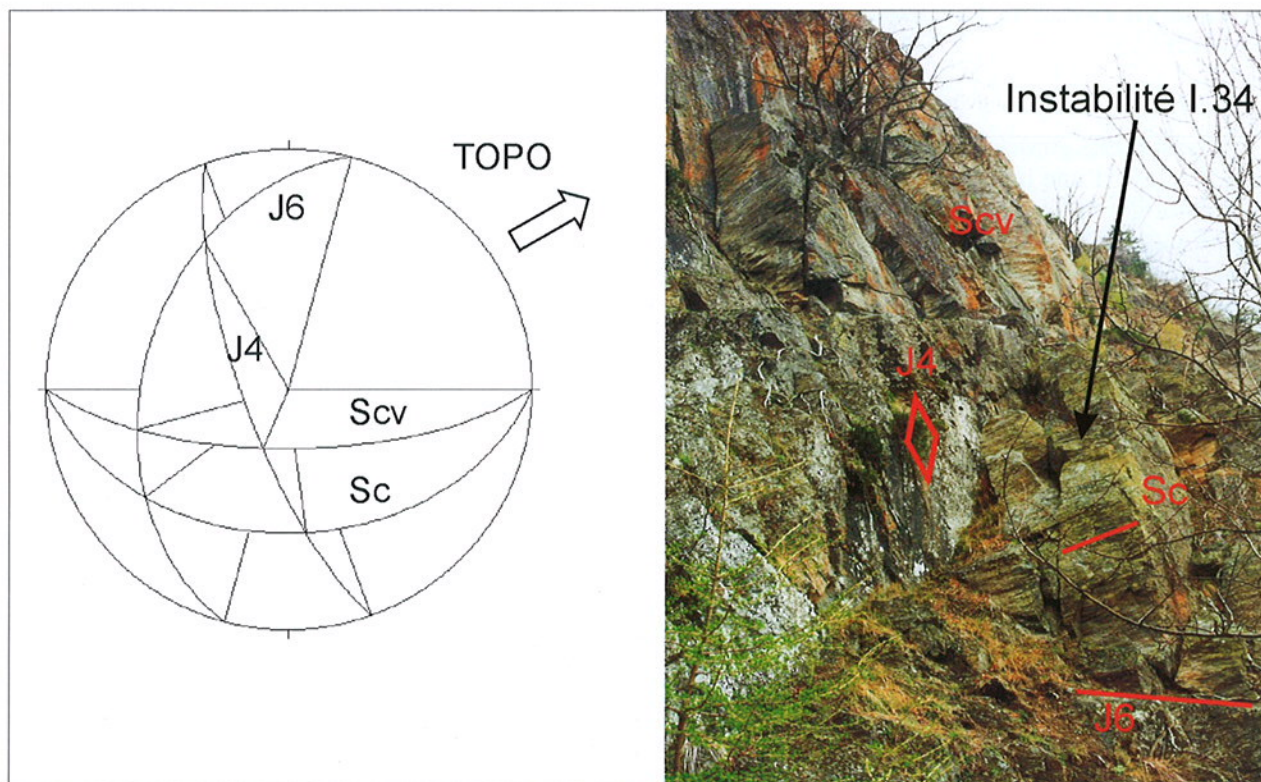


Fig. A7 : Instabilité I.34 avec l'agencement structural correspondant (stéréogramme de Schmidt-Lambert , hémisphère supérieure).

3. Résultats de l'application

La fiche de caractérisation a été appliquée à l'instabilité selon les 4 rubriques prévues. Par chaque facteur, les données numériques établies par chacun des deux géologues sont fournies à titre de comparaison (en caractère normal pour D. Tosoni, en italique pour A. Bellini).

Mécanisme : **Cb** : **basculement de colonne** ; le mécanisme de glissement superficiel semble moins probable
Cb : *basculement de colonne*

FACTEURS STATIQUES	Découpage principal (/5)	Fract. arrière ouverte, élanement: 2.5 donc $2 > E > 5$	4
		Fract. arrière ouverte, élanement compris entre 2 et 5	4
	Conditions géométriques aggravantes (/3)	Projection du centre de gravité: Rapport plus grande largeur / largeur de la base $e = 1$	0
		Projection du centre de gravité: Rapport plus grande largeur / largeur de la base $e = 1.4$	0
	Conditions géomécaniques aggravantes (/2)	Résistance en traction du pied (matrice + joints): l'instabilité est appuyée sur une petite vire formée par J6. Le plan J6 dans la partie interne est masqué par du terrain meuble; la roche n'est pas altérée	1
		Résistance en traction du pied (matrice + joints): présence d'un joint au pied	2
FACTEURS DYNAMIQUES	Activité actuelle averée (/8)	Absence de mesures significatives: chute de blocs au front = 0, éboulements dans une configuration analogue = 2; présence de quelques petit niche d'arrachement qui montrent que le mécanisme pris en compte est réalisable	2
		Absence de mesures significatives: chute de blocs au front = 0, éboulements dans une configuration analogue = 2	1
	Signes d'activité passées (/2)	Ouverture ou rejet de fracture en crête: oui = 1, fractures ouvertes ou rejet en paroi: oui = 1	2
		Ouverture ou rejet de fracture en crête: oui = 1, fractures ouvertes ou rejet en paroi: oui = 1, plan de décollement basale présente	2
FACTEURS D'ÉVOLUTION ALÉATOIRE / DISCONTINUS	Pressions Interstitielles (/5)	Exposition moyenne de l'aléa: 80°, presque vers E; le drainage de l'eau semble rapide pour la présence de fractures ouvertes; la fracture qui limite l'aléa vers le Nord est ouverte; la fracture arrière est ouverte mais en bas elle est bouché par de terrain meuble. Possible faible mise en pression de cette fracture. La pluie est concentrée dans les mois de avril-mai et novembre-décembre; chaque événements peut atteindre 100-150 mm	2
		Evaluation du facteur selon une grille systématique * (Tab A8) $E1 = 0, E2 = 0, E3 = 0.5, E4 = 0.5$ $S1 = 0, S2 = 0, S3 = 0, S4 = 0$	1
	Sismicité de base (/1)	$M < 3$	0
		$M < 3$	0
	Sismicité de base récurrente (/2)	$M < 4$	0
		$M < 4$	0
	Lien avec autres aléas (/2)	Non évaluable	0
		Au dessus de l'instabilité on voit une autre instabilité mais la probabilité de interaction est faible	1
FACTEURS D'ÉVOLUTION CONTINUS	Altération / Dissolution (/2)	Il n'y a pas des niveaux altérés	0
		Il n'y a pas des niveaux altérés au pied	0
	Gel / dégel (/2)	Nombre de cycle gel/dégel compris entre 80 et 120, altitude 1250 m	1
		Nombre de cycle gel/dégel compris entre 80 et 120	1
	Modifications de géometrie (/+3)	Le probable démantèlement ne réduit pas la butée ; probable perte de masse au front de l'instabilité	-1
		Perte de masse, diminution de la butée; évolution en tête très réduite	0
	Permafrost (-5 / +5)	L'instabilité ne se trouve pas dans une zone de haute altitude	1
		Fonte du permafrost, exposition à E (absence glace: 0; présence glace: 1 – 5; exposition N: 1; exposition E ou W: 3; exposition S: 5)	3
	Facteurs anthropiques (-3 / +5)	Pas d'interaction avec les activités humaines	0
		Pas d'interaction avec les activités humaines	0

Tab. A7 : Grille lirigm.xls.

E: Les entrées d'eau dans le massif:			
E1: pluviosité de la région concernée	moyen: 0		elevé: 0,5
E2: présence et étendue du bassin à mont de l'aléa; quantité d'eau qui peut arriver sur l'aléa	non: 0		oui: 0.5
E3: ouverture des fractures en tête	non: 0		oui: 0.5
E4: Orientation du versant en fonction de la altitude et du nombre de cycles gel-dégel	si le nombre de cycles gel-dégel > 120 et si l'aléa se trouve dans le versant Sud: 1		pour les autres cas: 0 - 1
S: sorties d'eau dans le massif:			
S1: quantité d'eau sortant de l'aléa	signes (mousses, tufs): 0	suintement: 0.5	écoulement: 1
S2: niveau de sorties d'eau dans l'aléa	en partie haute: 0		en partie basse: 0.5
S3: temps passé depuis les dernières précipitations	0; si le temps passé est majeur d'une semaine: 0.5		
S4: présence d'exutoires masques ou bouchés de façon permanente ou temporaire	non: 0		oui: 0,5

Tab. A8 : Proposition de grille pour évaluer le Facteur Pressions Interstitielles * dans la grille de LIRIGM (Tab. A7).

Evaluation totale I Géologue : S 5/a – D 4/a – FD 2/b – FC 1/b

Evaluation totale II Géologue : S 6/a – D 3/a – FD 2/b – FC 4/b

4. Conclusions

L'application de la fiche de caractérisation des instabilités rocheuses permet d'établir qu'il s'agit d'un outil bien organisé qui permet de considérer de façon systématique tous les paramètres pour bien évaluer la probabilité de rupture des instabilités. La fiche est un essai pour rendre la collecte des données la plus objective possible, en s'affranchissant au maximum de l'expérience du géologue. En effet pour les facteurs Statiques **S** et dynamiques **D** les résultats obtenus par les deux géologues sont comparables ; au contraire, pour les facteurs d'évolution aléatoire / discontinus **FD** et d'évolution continus **FC**, malgré les résultats obtenus, l'évaluation semble plus subjective. Aussi le facteur Pressions Interstitielles est très difficile à évaluer. À ce propos, nous proposons un tab. qu'il faut considérer comme un simple essai pour pondérer numériquement tous les facteurs pris en compte. Ce tableau ne peut pas avoir de valeur universelle puisque chaque cas est particulier.

La fiche de caractérisation des instabilités rocheuses est applicable seulement aux instabilités ponctuelles, localisées. L'utilisation de cette fiche pour caractériser une instabilité diffuse selon la méthodologie Matterock semble problématique ou impossible surtout pour l'évaluation des facteurs **FD** et **FC**.

Le temps d'application de la fiche (environ 20-30 minutes par instabilité) est très long ; il est difficile de penser à une application systématique sur de nombreuses instabilités. Il faut donc appliquer cette méthode en priorité pour caractériser des instabilités ponctuelles de grand volume.

Pour certaines instabilités plus de 1 mécanisme de mobilisation semble possible ; la fiche ne considère pas cette possibilité ; il s'agit néanmoins d'un choix correct pour simplifier l'utilisation de la fiche. Il faut donc considérer seulement le mécanisme plus probable et abandonner les autres. Dans le cas où plusieurs mécanismes sont possible, il faut remplir la grille pour chaque mécanisme et considérer le plus défavorable.

La fiche donne la même importance, le même poids au facteur structural et aux autres facteurs. Ce choix semble discutable, car le facteur structural est le critère principal utilisé sur le terrain pour définir la probabilité de rupture de l'instabilité et son volume ; par contre, les autres facteurs sont plus subjectifs et peuvent difficilement avoir un poids comparable dans l'analyse.

Enfin, les résultats numériques de la fiche servent dans un premier temps uniquement pour décrire l'instabilité. La " traduction " de ces résultats à des champs de probabilité de rupture " faible, moyen et élevé " comme décrit dans la méthodologie Matterock est encore un passage délicat, actuellement objet d'étude.

IV. ÉTUDES TRAJECTOGRAPHIQUES

IV.1. INTRODUCTION

L'évaluation des conditions probables de propagation des masses éboulées constitue l'un des volets de l'étude des risques liés aux éboulements rocheux, qu'il s'agisse d'études de type cartographique ou a fortiori d'études spécifiques.

Pour les études de type cartographique, l'établissement de cartes de danger (Suisse) ou de plans de prévention des risques naturels (France) conduit à une délimitation et à un zonage des secteurs exposés. Dans ce cadre, une analyse trajectographique peut s'avérer intéressante, voire indispensable, comme outil d'aide à la définition des limites de zonage. Compte tenu de l'importance des surfaces couvertes lors de l'établissement de ces cartes, les études de propagation conservent alors un caractère global.

Dans le cas d'études spécifiques de secteurs exposés, les simulations effectuées au moyen de codes trajectographiques constituent un outil essentiel d'évaluation des conditions probables de propagation des blocs sur le versant. Les objectifs visés nécessitent une analyse détaillée et la prise en compte d'éléments précis (topographie, géologie, couverture, définition des blocs de référence et de leur nombre probable), ce qui se traduit par la mise en œuvre d'une étude plus lourde, mais appliquée à des zones de surface plus limitée. Les études trajectographiques doivent permettre de préciser les trois points suivants :

- Le fonctionnement du versant du point de vue de la propagation de l'éboulement : limites d'extension, axes principaux de propagation, influence de la morphologie (zones de concentration ou d'étalement, effets locaux et déviation latérale, effets de tremplin) ;
- Les caractéristiques des trajectoires probables (hauteur et longueur de vol, énergie, distribution des impacts) afin de déterminer les valeurs moyennes représentatives et les valeurs limites à prendre en compte pour la définition, le dimensionnement et l'implantation des ouvrages de protection ;
- La vérification des ouvrages de protection implantés, leur limite d'efficacité ainsi que la délimitation de la zone sécurisée.

Ce chapitre est consacré à l'étude de trois programmes de trajectographie utilisés dans l'Arc Alpin : le logiciel PROPAG (LRPC-CETE Lyon), le logiciel ADRGT et le logiciel EBOULEMENT (LMR-EPFL).

Dans la première partie, les participants ont présenté et comparé leurs logiciels respectifs

IV. STUDI TRAIETTOGRAFICI

IV.1. INTRODUZIONE

Le valutazioni delle condizioni probabili della propagazione delle masse franate costituisce una delle parti dello studio dei rischi legati alle frane, sia che si tratti di studi di tipo cartografico o necessariamente di studi specifici.

Per gli studi di tipo cartografico la realizzazione di carte di pericolo (Svizzera) o di piani di prevenzione dei rischi naturali (Francia) conduce ad una delimitazione e ad una zonizzazione dei settori esposti. In questo quadro, un'analisi traiettografica può rivelarsi interessante, addirittura indispensabile, come strumento che aiuta la definizione dei limiti di zonizzazione. Tenuto conto dell'importanza delle superfici coperte durante la realizzazione di queste carte, gli studi di propagazione rivestono allora un carattere globale.

Nel caso di studi specifici di settori esposti, le simulazioni effettuate per mezzo di codici traiettografici costituiscono uno strumento essenziale di valutazione delle condizioni probabili di propagazione dei blocchi sul versante. Gli obiettivi perseguiti richiedono un'analisi dettagliata e l'assunzione di elementi precisi (topografia, geologia, copertura, definizione dei blocchi di riferimento e del loro numero probabile), cosa che si traduce nella messa in opera di uno studio più gravoso ma applicato a zone a superficie più limitata. Gli studi traiettografici devono permettere di precisare i tre punti seguenti:

- Il funzionamento del versante dal punto di vista della propagazione del crollo: limiti dell'estensione, assi principali di propagazione, influenza della morfologia (zone di concentrazione o di rarefazione, effetti locali e deviazione laterale, effetti trampolino);
- Le caratteristiche delle traiettorie probabili (altezza e lunghezza del volo, energia, distribuzione degli impatti) al fine di determinare i valori medi rappresentativi e i valori limite da prendere in considerazione per la definizione, il dimensionamento e l'installazione delle opere di protezione;
- La verifica delle opere di protezione installate, il loro limite di efficacia così come la delimitazione della zona messa in sicurezza.

Questo capitolo è dedicato allo studio dei tre programmi di traiettografia utilizzati nell'arco alpino: il software PROPAG (LRPC-CETE Lyon), il software ADRGT e il software EBOULEMENT (LMR-EPFL).

Nella prima parte, i partecipanti hanno presentato e comparato i loro rispettivi software (ipotesi,

(hypothèses, équations constitutives du rebond, paramètres pris en compte, spécificités) ainsi que leurs méthodologies de calcul. Des tableaux synthétiques reprennent les principales caractéristiques de ces logiciels ainsi que quelques informations relatives à d'autres codes de calcul existants.

Dans la seconde partie, les programmes ont été appliqués à 6 sites, chacun des partenaires fournissant pour deux des sites en question (déjà étudiés par lui) une description du profil (topographie, nature du terrain et de la végétation) et les informations disponibles sur l'événement (zone de départ, taille et forme des blocs, zone de dépôt avec points extrêmes atteints, autres données sur la trajectoire). Les résultats obtenus par les logiciels ont été analysés, puis confrontés entre eux et avec la réalité.

La conclusion générale de ce chapitre reprend les particularités des codes ainsi que les principales constatations effectuées lors de leur confrontation aux cas réels d'éboulement. Y sont également proposées des recommandations méthodologiques et des perspectives de recherches.

equazioni costitutive del rimbalzo, parametri presi in considerazione, specificità) così come le loro metodologie di calcolo. Delle tavole sintetiche riprendono le principali caratteristiche di tali software e le informazioni relative ad altri codici di calcolo esistenti.

Nella seconda parte, i programmi sono stati applicati a sei siti, poiché ciascuno dei partners ha fornito per due dei siti in questione (già studiati) una descrizione del profilo (topografia, natura del terreno e della vegetazione) e le informazioni disponibili sull'evento (zona di origine, dimensione e forma dei blocchi, zona di deposito con punti estremi di arrivo, altri dati sulla traiettoria). I risultati ottenuti dai software sono stati analizzati, poi confrontati tra loro e con la realtà.

La conclusione generale di questo capitolo riprende le particolarità dei codici e delle principali constatazioni effettuate nell'ambito del loro confronto con i casi reali di frane. Vi sono anche proposte delle raccomandazioni del metodo da seguire e delle prospettive di ricerca.

IV.2. DESCRIPTION DES PROGRAMMES

IV.2.1. CETE Lyon

IV.2.1.1. Introduction

Le modèle trajectographique développé par le LRPC-CETE de Lyon (logiciel PROPAG) est de type bi-dimensionnel à trajectoire enveloppe. Il ne prend pas en compte la forme du bloc mais il tient compte de son élanement.

Le modèle est de type déterministe, et a été calé à partir de trajectoires extrêmes relevées sur des éboulements réels.

Le versant est représenté par une succession de segments de droites, de manière à déterminer les intersections entre le sol et la trajectoire des blocs. Les données fournies par l'utilisateur sont :

- la définition du profil du versant,
- la nature du terrain,
- les zones de départ des blocs,
- les vitesses initiales des blocs,
- la forme du bloc caractérisée par son élanement cinématique.

Enfin, le mouvement du bloc est analysé en deux phases distinctes, le vol et l'impact.

Les résultats des simulations permettent de connaître les vitesses en tout point, les hauteurs de vol et les points d'arrêt des blocs.

Une particularité du modèle est que les phases de roulement, glissement et rebond ne sont pas explicitement séparées. Une seule relation régit l'ensemble du mouvement et plus encore, on passe de façon continue d'une phase à une autre. Ainsi, le roulement d'un bloc sur une pente est en fait modélisé comme une succession de petits rebonds. Cette modélisation est intéressante, car la forme irrégulière des blocs dans la réalité rend non pertinent un mouvement de type roulement (mode de déplacement réservé aux solides dont la frontière est C').

IV.2.1.2. Modélisation de l'impact

Le principe fondamental du modèle d'impact est l'écriture de deux équations régissant les relations entre les vitesses normales et tangentielles (par rapport à la pente) du centre de gravité du bloc, avant et après impact.

Ces relations ont été obtenues de façon empirique, elles dépendent de différents paramètres qui ont été identifiés à partir de nombreuses rétro-analyses d'éboulements réels.

Les paramètres sont explicités dans la section suivante.

IV.2.1.3. Paramètres pris en compte

Paramètres liés au terrain

Cinq types de sol, qui correspondent à un comportement type vis à vis du bloc considéré, sont proposés :

- Rocher sain ;
- Rocher altéré ;
- Éboulis compact ;
- Éboulis meuble ;
- Terrain meuble ;
- Liquide.

Pour chacun de ces types de sol, trois paramètres c_n , c_g et c_r , identifiés à partir de cas réels, interviennent dans les relations entre les vitesses incidentes et les vitesses réfléchies.

La présence de forêt n'est pas prise en compte dans ce modèle à trajectoire limite, car il est considéré que lors d'un éboulement important, il y a destruction des arbres par les premiers blocs et que les éléments suivants n'ont plus ces obstacles à franchir.

Paramètres liés au bloc

La forme du bloc est caractérisée par son élanement cinématique E qui est voisin de son élanement géométrique (rapport entre les diamètres maximal et minimal du bloc, mesuré dans le plan normal à son axe d'inertie principal majeur). Dans le modèle à trajectoire limite, on considère habituellement une valeur moyenne de celui-ci, constante sur l'ensemble de la trajectoire, tenant compte de l'atténuation apparente de l'angularité du bloc due à sa pénétration dans le sol et au poinçonnement des arêtes. Au stade actuel du développement de l'outil, la notion d'élanement cinématique, qui résulte d'un sous-modèle de poinçonnement au cours de l'impact, est limitée à une constante E .

Les valeurs de référence des fonctions de transfert ont été calées sur les valeurs limites retenues pour E , et qui se situent dans un intervalle compris entre 1.0 et 1.5.

Pour ce qui concerne le volume (le poids) des blocs, les observations de terrain ont montré qu'il n'y avait pas de différence notable dans le comportement limite de propagation, quelque soit le volume unitaire considéré. Des blocs de petite taille, ne provenant pas d'une fragmentation en phase terminale, ont été retrouvés à proximité d'éléments de taille très supérieure.

Paramètres liés à la cinématique

Les deux relations fondamentales s'écrivent sous la forme :

$$\begin{cases} V_{rx} = A(C_g, C_r, E, Y_{i-1}, Y_i) V_{ix} \\ V_{ry} = B(C_g, Y_{i-1}, Y_i, E) V_{ix} - C(C_n) V_{iy} \end{cases} \quad (IV-1)$$

où v_{ix} , v_{iy} , v_{rx} , v_{ry} représentent respectivement les vitesses incidentes et réfléchies, tangentielles et normales à la pente.

Les relations (IV-1) peuvent être analysées comme suit. La fonction $A(C_g, C_r, E, Y_{i-1}, Y_i)$ qui relie v_{ix} et v_{rx} gère le glissement et le roulement du bloc sur le sol, en fonction des paramètres de terrain c_g et c_r , de l'élanement E et de la dénivelée entre deux points d'impacts successifs y_{i-1} et y_i .

v_{ry} dépend à la fois de v_{ix} et de v_{iy} . La fonction C peut être interprétée comme la fonction de restitution normale, et la fonction B gère la contribution de v_{ix} à la composante v_{ry} . Cette contribution est fortement dépendante de l'élanement E mais aussi du paramètre c_r défini en fonction du type de sol considéré.

IV.2.1.4. Informations complémentaires

Il est intéressant de noter que la marge de manœuvre de l'utilisateur se réduit à la modification de la valeur de l'élanement cinématique du bloc et du type de comportement du sol par le biais de sa nature.

Il est à remarquer que les trajectoires limites les plus longues correspondent le plus souvent (mais pas toujours) aux élançements les plus élevés. Ceci résulte essentiellement du fait que la dissipation d'énergie croît avec le nombre d'impacts, la partie aérienne des trajectoires n'étant pas dissipative. Par ailleurs, l'incidence plus rasante des trajectoires tendues (généralement associées à des élançements plus élevés) donne des rebonds plus économes en favorisant la composante tangentielle et implicitement la composante de rotation au détriment de la composante normale très dissipative. Mais attention, les phénomènes dissipateurs sont contrôlés par l'enchaînement des impacts successifs, et il suffit d'un impact à forte incidence pour faire perdre le bénéfice des économies antérieures. C'est pourquoi, sur les versants accidentés, les trajectoires limites (c'est à dire marquant la limite d'extension) ne sont pas nécessairement celles des blocs les plus élançés, mais celles qui correspondent à une optimisation des rebonds.

Les hauteurs de passage, en un point donné, vont résulter du comportement des blocs au moment du ou des impacts précédents. En un point donné, la hauteur la plus grande ne correspondra pas obligatoirement au bloc ayant l'élançement le plus grand.

Concernant les limites de propagation, le modèle est calé sur les trajectoires observées en limite naturelle d'extension d'éboulements réels. Chaque fois que cela est possible, en fonction des observations géologiques ou de données de terrain (et de leur fiabilité), il convient de contrôler le bon calage du modèle pour un versant particulier. Actuellement, il n'a pas été constaté de discordance significative justifiant une correction des valeurs de référence des fonctions de transfert.

Le logiciel PROPAG est un modèle à trajectoire limite destiné à des spécialistes compétents pour analyser le comportement d'un versant vis à vis des chutes de blocs. Pour une étude correctement menée avec cet outil, la fiabilité est certainement comparable et homogène avec celle de l'étude de terrain qui en est la source.

IV.2.2. ADRGT Grenoble

IV.2.2.1. Introduction

Le modèle trajectographique de l'A.D.R.G.T. (Association pour le Développement des Recherches sur les Glissements de Terrain) a été élaboré par C. AZIMI à partir de 1976, puis perfectionné plusieurs fois depuis à partir d'expérimentations sur modèle réduit et de la validation d'événements de chutes de blocs. On le décrit ici dans sa forme actuelle.

La forme des blocs est introduite par un coefficient d'angularité. On distingue des formes arrondies, semi-arrondies, semi-anguleuses et anguleuses. Entre les impacts, les blocs sont en chute libre, le frottement de l'air est en général négligé (sauf dans certains cas particuliers avec de grandes hauteurs de chute libre) et les trajectoires sont paraboliques.

Le versant est représenté par une succession de segments de droite, de manière à déterminer les intersections des trajectoires avec le versant. Mais au point d'impact la pente locale du versant est introduite par un angle aléatoire β compris entre deux limites inférieure et supérieure à l'angle moyen du versant. Ces limites sont fixées à partir des observations de terrain (leurs intervalles sont plus étendus pour les pentes rocheuses que pour les pentes constituées de sols meubles).

Le poids de départ des blocs est fixé d'après les observations, de même que leur forme.

Lors des impacts, les mécanismes de perte d'énergie diffèrent selon qu'on rencontre un versant rocheux ou un sol meuble. Mais dans les deux cas la végétation est prise en compte dans le coefficient de frottement η : elle est prise en compte par la densité et le diamètre du peuplement.

On distingue :

- 3 types de terrains rocheux (roches dures, moyennes ou tendres) ;
- 3 types d'éboulis (chaos de blocs, éboulis à gros blocs, éboulis moyens) ;
- 3 types de sols (sol compact, prairies, sol meuble).

IV.2.2.2. Modélisation de l'impact

Impact sur terrain rocheux

Lors d'un impact sur terrain rocheux (Fig. IV.1), le bloc est considéré comme élasto-plastique parfait et le sol comme élastique. On introduit un coefficient de restitution qui permet de calculer la vitesse normale de réflexion à partir de la vitesse normale d'incidence. Ce coefficient est aléatoire entre deux limites encadrant une valeur moyenne. Il dépend de la nature de la roche et de la forme du bloc et de sa vitesse.

La réduction de vitesse tangentielle est liée à une série de glissements et roulements du bloc sur la pente rocheuse, durant le temps de collision Δt .

Ce temps Δt est calculé pour chaque impact ; il est fonction de la nature du bloc, du versant, de la masse et de la forme du bloc.

D'après ce mécanisme le coefficient de réduction de vitesse tangentielle $D = V_{tr} / V_{ti}$ s'exprime par :

$$D = f(V_{ni}, V_{nr}, V_{ti}, \eta, \beta, \Delta t) \quad (IV-2)$$

où :

- V_{ni} et V_{nr} sont les vitesses normales à la facette, incidente et réfléchie.
- V_{ti} est la vitesse tangentielle incidente,
- η est le coefficient de frottement global prenant en compte le roulement et le frottement,
- β est l'angle de la facette avec l'horizontale,
- Δt est le temps de collision.

Lors des impacts sur terrain rocheux, on prend en compte la possibilité de fractionnement du bloc, si l'impulsion de percussion dépasse une certaine valeur qui dépend de la résistance à la traction et de la taille du bloc. Cette valeur limite (résistance au fractionnement) est supposée augmenter après chaque fractionnement, et est ramenée après deux fractionnements à la résistance de la roche intacte. Cette procédure tient compte de la présence de fissures dans le bloc rocheux. De plus à chaque fractionnement, la forme du bloc se dégrade vers une catégorie plus anguleuse.

Si le fractionnement a lieu, une vitesse limite normale de réflexion est déterminée d'après les caractéristiques du bloc (volume, vitesse de réflexion théorique sans fractionnement, temps de collision). De plus on suppose un coefficient de réduction de masse proportionnel à la différence des énergies d'incidence et de fractionnement, et affecté d'un coefficient aléatoire.

Impact sur terrain meuble

Lors d'un impact sur un terrain meuble (Fig. IV.2), le bloc est considéré comme rigide et le sol comme parfaitement plastique. Les calculs des vitesses à la sortie de l'impact sont faits en résolvant les équations suivantes de manière incrémentale par rapport à h .

$$mV_n \cdot dV_n / dn = f(\eta, \theta, K, p, h, S(h), m) \quad (IV-3)$$

$$m \cdot dV_t / dt = f_t(\eta, \theta, K, p, h, S(h), m) \quad (IV-4)$$

$$\text{et } dt = dh / V_n \quad (IV-5)$$

où :

- m est la masse du bloc,
- n et t indiquent les directions normale et tangentielle à la facette,
- V_n est la vitesse normale à la facette,
- V_t est la vitesse tangentielle à la facette,
- h est l'enfoncement du bloc dans le sol,
- K et p sont des coefficients qui déterminent la contrainte normale σ lors de l'enfoncement du bloc dans le sol, $\sigma = f(K, p, h)$,
- $S(h)$ est la surface de contact bloc-cratère,
- η est le coefficient de frottement global (glissement et roulement) le long de la trajectoire du bloc dans le sol,
- θ est l'angle courant de la facette de contact du bloc avec le cratère, mesuré par rapport à la surface du terrain, de pente β .

Ces équations prennent en compte les phénomènes suivants :

- l'enfoncement normal au versant du bloc dans le sol tendant à accroître la surface de contact et la force normale de contact jusqu'à absorption complète de l'énergie cinétique "normale" ($1/2 m \cdot V_{ni}^2$) par déformation plastique du sol ;
- la création de ce fait d'un cratère dont la forme dépend des caractéristiques du sol, et de la vitesse d'incidence ;

- le glissement et roulement du bloc sur le fond du cratère en cours de formation qui ont pour conséquence de diminuer la vitesse tangentielle.

Ces valeurs de vitesses en sortie de cratère constituent la vitesse réfléchie.

Du fait de l'introduction des paramètres aléatoires décrits plus haut, pour un point de départ, un poids au départ et une vitesse au départ donnés, on obtient une trajectoire différente à chaque calcul. Pour modéliser numériquement les diverses possibilités de chutes, on réalise en général 300 calculs.

IV.2.2.3. Paramètres pris en compte

Paramètres liés au terrain

Comme on l'a vu plus haut, les paramètres du terrain pris en compte sont :

- La résistance du sol : (9 catégories de roches ou sols) ;
- La rugosité, prise en compte par un coefficient de dispersion qui dépend de la taille relative du bloc par rapport aux aspérités du terrain non représentées par le relevé topographique. Pour le même terrain, plus les blocs sont gros, moins cette rugosité est importante ;
- L'inclinaison du versant, lequel est représenté par une succession de segments de droite. Seuls sont pris en compte les traits morphologiques ayant une certaine importance (au moins 2 à 3 m en général). A chaque point d'impact, l'orientation de la facette représentant le plan de contact bloc-terrain est aléatoire entre 2 limites.

Paramètres liés au bloc

On prend en compte sa forme par un coefficient d'angularité (mais on ne définit pas exactement sa géométrie).

La résistance du bloc au fractionnement est également prise en compte par un coefficient de fragilité (ne jouant que lors des rebonds sur rocher) et déterminant la possibilité de fractionnement.

Les dimensions du bloc sont prises en compte indirectement par le volume. Ce dernier peut être aléatoire dans une fourchette fixée à l'avance. On introduit également un rayon équivalent $r = (3 \cdot V / 4 \cdot \pi)^{1/3}$ qui sert à déterminer la hauteur de passage du centre de gravité au dessus du sol.

Enfin l'élancement est indirectement pris en compte par un coefficient de dispersion qui tient compte en fait de la variabilité dans les contacts bloc-terrain.

Paramètres liés à la cinématique

La vitesse de translation est prise en compte directement, mais la rotation du bloc est prise en compte lors des phénomènes de rebond.

La configuration du bloc n'est pas prise en compte lors des impacts autrement que par l'orientation aléatoire de la facette sur laquelle l'impact a lieu.

IV.2.2.4. Informations complémentaires

Le phénomène physique des chutes de blocs fait intervenir de nombreux paramètres le long de la trajectoire. Par conséquent, pour un certain nombre de lâchers de blocs sur une même pente, les trajectoires obtenues et leurs caractéristiques (vitesses, hauteurs, etc.) présentent un certain caractère aléatoire.

La méthode de calcul ADRGT tend à représenter le plus fidèlement possible le phénomène physique, par le jeu d'un certain nombre de paramètres aléatoires. Par conséquent dans les résultats, on constate une certaine variabilité d'une série de calculs à l'autre. On ne doit donc pas attendre une précision excessive des résultats obtenus.

L'utilisation de cette méthode demande de la part du calculateur une expérience non négligeable relative aux phénomènes physiques réels (cette remarque est d'ailleurs valable pour toutes les méthodes de calculs trajectographiques).

IV.2.3. LMR - EPF Lausanne

IV.2.3.1. Introduction

Contrairement aux méthodes dites à masse concentrée (lumped mass) qui assimilent les blocs à un point sans géométrie et sans vitesse de rotation, les méthodes dites rigoureuses considèrent les dimensions et

forme réelles des blocs ainsi que tous leurs mouvements, y compris la rotation. Le programme EBOULEMENT développé à l'EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne) à la fin des années '80 (Descoeudres & Zimmermann, 1987 ; Zimmermann & al., 1989) peut être classé dans cette seconde catégorie des méthodes rigoureuses. Il intègre les équations fondamentales de la dynamique des solides pour modéliser le mouvement de blocs ellipsoïdaux, parallélépipédiques ou polygonaux sur une topographie tridimensionnelle (Fig. IV.3).

Le programme EBOULEMENT traite les 4 types de mouvement élémentaire susceptibles de se produire lorsqu'un bloc dévale une pente. Il s'agit des mécanismes de vol, de rebond, de roulement et de glissement (Fig. IV.4). Une description complète de leur modélisation dépassant le cadre de ce rapport (hormis le phénomène de rebond traité au point IV.2.3.2), le lecteur intéressé consultera la bibliographie relative au programme (Descoeudres & Zimmermann, 1987 ; Zimmermann & al., 1989 ; Descoeudres, 1997).

Même si l'étude de terrain préalable aux calculs trajectographiques doit permettre de caractériser au mieux le versant et les blocs susceptibles de s'ébouler, elle n'en demeure pas moins incomplète et imprécise, au vu de la variabilité naturelle des caractéristiques géométriques et mécaniques. Afin de tenir compte de cette dispersion naturelle, un certain nombre de paramètres sont affectés d'une composante aléatoire. Ainsi, le programme qui était initialement utilisé de façon déterministe (Descoeudres & Zimmermann, 1987), permet maintenant des analyses probabilistes.

Les incertitudes que l'on cherche à intégrer dans les calculs sont de deux natures :

- Les premières sont associées à la géométrie des blocs (forme et dimensions) et aux conditions de départ (position, orientation, vitesse). Après tirage au sort dans une fourchette de valeurs, les paramètres correspondants demeurent inchangés lors d'un calcul de trajectoire, mais ils sont par contre variés d'un calcul à l'autre lors d'une série de simulations.
- Le second type d'incertitudes porte sur les caractéristiques du versant, tant d'un point de vue topographique (inclinaison, rugosité) que d'un point de vue géomécanique (résistance, déformabilité). Les paramètres correspondants varient en tout point du versant et sont choisis aléatoirement entre deux limites encadrant une valeur moyenne et dépendant du type de couverture.

Les principaux résultats fournis par le programme tendent à répondre aux attentes de toute analyse trajectographique, à savoir aider à la délimitation des zones exposées aux chutes de blocs et à la définition des valeurs de dimensionnement des ouvrages de protection à implanter. En fonction de l'objectif recherché, on représente :

- la répartition statistique des points d'arrêt des blocs dans le versant (ou encore la probabilité d'atteinte),
- les histogrammes de hauteur, vitesse et énergie cinétique de passage aux endroits prévus pour l'implantation d'ouvrages de protection.

En complément à ces données quantitatives, une représentation des trajectoires calculées s'avère utile pour avoir une première impression qualitative des axes principaux de propagation des blocs et des zones potentiellement intéressantes pour l'implantation d'ouvrages de protection.

IV.2.3.2. Modélisation de l'impact

Bien que le programme EBOULEMENT puisse modéliser l'impact de solides sur une topographie tridimensionnelle, on se contentera d'en expliciter le principe dans un plan afin de ne pas surcharger inutilement le texte. La méthode se base sur les hypothèses suivantes :

- durant le choc, le bloc est soumis à une impulsion de freinage $\{I\} = \{F\} \Delta t = m \{\Delta V\}$;
- il existe un paroxysme du choc, où la vitesse normale du point de contact est nulle et où sa vitesse tangentielle est minimale (si le frottement mobilisable est suffisant, elle est également nulle, sinon le point de contact dérape en rebondissant).

Dans le raisonnement qui suit, les notations suivantes sont utilisées (Fig. IV.5) :

- I_n et I_t composantes normale et tangentielle de l'impulsion
- F_n et F_t composantes normale et tangentielle de la force agissant au point de contact
- V_n et V_t composantes normale et tangentielle de la vitesse de translation du centre de gravité
- ω vitesse de rotation
- r_n et r_t composantes normale et tangentielle de la distance du centre de gravité G au point de contact avec le terrain C

- m masse du bloc
- J moment d'inertie de rotation du bloc
- exposant '-' état avant le paroxysme
- exposant '*' état au paroxysme
- exposant '+' état après le paroxysme
- e_n et e_t composantes normale et tangentielle du coefficient de restitution
- μ coefficient de frottement
- C constante du sol

Durant l'intervalle de temps infinitésimal $\Delta t = t_2 - t_1$ avant le paroxysme, les composantes normale I_n^- et tangentielle I_t^- de l'impulsion respectent les 3 équations aux 5 inconnues V_n^* , V_t^* , ω^* , I_n^- et I_t^- :

$$I_n^- = m (V_n^* - V_n^-) \quad (IV-6)$$

$$I_t^- = m (V_t^* - V_t^-) \quad (IV-7)$$

$$r_n I_t^- - r_t I_n^- = J (\omega^* - \omega^-) \quad (IV-8)$$

Le raisonnement se fait en 5 étapes :

1. On pose l'hypothèse 'sticking impact' : au paroxysme, la vitesse du point de contact C est nulle, ce qui s'exprime par les 2 équations supplémentaires : $V_n^* - r_t \omega^* = V_t^* + r_n \omega^* = 0$ qui, combinées avec (IV-6), (IV-7) et (IV-8), permettent de déduire l'impulsion $\{I^-\}$ nécessaire pour stopper le point de contact.
2. On vérifie que l'hypothèse 'sticking impact' est valide, c'est-à-dire que l'on ait bien :

$$I_n^- > 0 \quad \text{et} \quad I_t^- = \int_{t_1}^{t_2} F_t(t) dt \leq \int_{t_1}^{t_2} \mu \cdot F_n(t) dt = \mu \cdot I_n^- \quad (IV-9)$$

Si oui on passe à la phase 3 ; si non on pose l'hypothèse 'sliding impact' (au paroxysme, le point de contact dérape), et l'équation $V_t^* + r_n \omega^* = 0$ ci-dessus est remplacée par $I_t^- = \mu \cdot I_n^-$.

3. On fait l'hypothèse que l'impulsion $\{I^+\}$ restituée après le paroxysme est proportionnelle à $\{I^-\}$, c'est-à-dire que $I_n^+ = e_n I_n^-$ et $I_t^+ = e_t I_t^-$. En effet, le freinage du bloc durant l'intervalle de temps infinitésimal $\Delta t^- = t_2 - t_1$ avant le paroxysme implique une déformation du terrain et du bloc. La restitution de la partie élastique de cette énergie de déformation a lieu durant l'intervalle de temps infinitésimal $\Delta t^+ = t_3 - t_2$ après le paroxysme, provoquant une nouvelle impulsion $\{I^+\}$ s'exprimant en fonction de $\{I^-\}$ et du coefficient de restitution $\{e\}$.

Néanmoins, si le terrain (supposé élasto-plastique de module K et de limite de résistance F_{yield}) subit des déformations plastiques lors de l'impact, seule la part élastique U^+ de l'énergie de déformation peut être restituée au bloc durant l'intervalle de temps Δt^+ (Fig. IV.6).

$$U^+ = \int_{t_2}^{t_3} F_n(t) \cdot \delta(t) dt \leq U_{yield} = \frac{1}{2} \frac{F_{yield}^2}{K} \quad (IV-10)$$

Il en résulte donc que le coefficient de restitution normal e_n est borné :

$$e_n = \frac{I_n^+}{I_n^-} \leq \frac{F_{yield}}{\sqrt{K} \sqrt{m} V_n^-} = \frac{C}{\sqrt{m} V_n^-} \quad (IV-11)$$

où C [(kNm)^{1/2}] est une constante du sol à déterminer d'après des observations in situ ou des essais d'impact. Il est particulièrement intéressant de noter que le coefficient de restitution normal e_n dépend non seulement des caractéristiques du sol mais aussi de la masse m du bloc et de la composante normale de sa vitesse d'impact V_n^- .

4. On vérifie que l'hypothèse de proportionnalité faite à l'étape 3 entre les composantes tangentielles de $\{I^+\}$ et $\{I^-\}$ est bien vérifiée, c'est-à-dire que :

$$I_t^+ = \int_{t_2}^{t_3} F_t(t) dt \leq \int_{t_2}^{t_3} \mu \cdot F_n(t) dt = \mu \cdot I_n^+ \quad (IV-12)$$

Dans le cas contraire, un glissement se développe au point de contact C et I_t^+ est borné à la valeur $\mu \cdot I_n^+$, I_n^+ gardant sa valeur $I_n^+ = e_n I_n^-$.

5. Finalement, on somme les impulsions ($\{I\} = \{I^-\} + \{I^+\}$) et on en déduit V_n^+ , V_t^+ et ω^+ à l'aide des équations d'équilibre (IV-13), (IV-14) et (IV-15).

$$I_n = m (V_n^+ - V_n^-) \quad (\text{IV-13})$$

$$I_t = m (V_t^+ - V_t^-) \quad (\text{IV-14})$$

$$r_n I_t - r_t I_n = J (\omega^+ - \omega^-) \quad (\text{IV-15})$$

IV.2.3.3. Paramètres pris en compte

Paramètres liés au terrain

Le comportement du terrain lors du rebond est élasto-plastique. Dans la direction normale à la pente, il présente un seuil de résistance F_{yield} (introduit par le biais de la constante C) au-delà duquel il se plastifie. De même, dans la direction parallèle à la pente, la composante tangentielle de la réaction au point de contact est limitée par la force de frottement mobilisable (coefficient de frottement μ). La rigidité du terrain est indirectement prise en compte par les coefficients de restitution et intervient également dans la constante C. Ces paramètres mécaniques sont choisis aléatoirement entre deux limites encadrant une valeur moyenne dépendant de la nature du versant.

L'inclinaison du versant est calculée à partir des données topographiques. Afin de tenir compte des variations locales et de la macro-rugosité du terrain, cette valeur est affectée d'une composante aléatoire dépendant du type de couverture.

Paramètres liés au bloc

Les blocs rocheux sont considérés comme des solides rigides et infiniment résistants (pas de fractionnement possible). Leur géométrie est idéalisée par des formes élémentaires telles que sphère, ellipsoïde, cube, parallélépipède ou polyèdre. Les dimensions sont tirées au sort dans une fourchette de valeurs au début de chaque calcul de trajectoire, variant ainsi l'élancement, le volume et le poids des blocs d'un calcul à l'autre.

Paramètres liés à la cinématique

Le programme EBOULEMENT intègre les équations fondamentales de la dynamique des solides en tenant compte des vitesses de translation et de rotation des blocs, de leur angle d'impact sur le versant ainsi que de l'orientation du bloc lors du rebond (contact sur une face, une arête ou un coin). A ce titre, il s'agit bien d'une méthode rigoureuse.

IV.2.3.4. Informations complémentaires

Bien qu'il soit fréquemment bridé pour calculer des trajectoires sur des profils bidimensionnels, le programme a été développé pour des calculs 3D. Ses potentialités s'illustrent surtout dans des situations où la topographie est complexe (par exemple niche d'arrachement en forme d'entonnoir, présence de couloirs ou de cônes de déjection). Par ailleurs, le programme se prête à l'utilisation de modèles topographiques tridimensionnels (soit digitalisés à partir des cartes topographiques nationales, soit sous forme de Modèle Numérique de Terrain à partir de photogrammétrie aérienne).

IV.2.4. Synthèse

IV.2.4.1. Tableaux comparatifs des 3 logiciels utilisés

En conclusion de cette première partie consacrée à la description des trois programmes, deux tableaux comparatifs permettent d'illustrer leurs spécificités.

Le Tab. IV.1 est une synthèse des principales caractéristiques des logiciels. On y distingue :

- Les méthodes à 2 dimensions où on force la trajectoire à rester dans un ou plusieurs plans verticaux, et les méthodes à 3 dimensions où la topographie est représentée par un MNT ;
- Les méthodes rigoureuses qui considèrent les dimensions et formes réelles des blocs ainsi que tous leurs mouvements (y compris la rotation), les méthodes dites à masse concentrée (ou point matériel) qui assimilent les blocs à un point sans géométrie et sans vitesse de rotation, et les méthodes hybrides qui tiennent compte avec certaines simplifications de la forme et de la rotation du bloc lors des impacts ;
- Les hypothèses de départ : chute libre, glissement, vitesse initiale, etc. ;

- La façon dont les pertes d'énergie sont prises en compte lors des rebonds ;
- Le caractère probabiliste ou déterministe du calcul, suivant que l'on affecte ou pas une composante aléatoire à certains paramètres pour tenir compte de leur variabilité naturelle ;
- Les méthodes de calage du programme : expérimentations sur modèle réduit ou en vraie grandeur in situ, rétro-analyse d'événements réels, informations issues de la littérature.

Parmi les divers types de mouvements (vol, rebond, roulement, glissement) susceptibles de se produire lors de la chute de blocs rocheux, le phénomène de rebond est le moins bien connu et le plus sommairement modélisé par les programmes de calcul. Il est fonction des caractéristiques :

- du terrain : résistance, rigidité, rugosité, inclinaison ;
- du bloc : résistance, rigidité, poids, dimensions et géométrie ;
- de la cinématique : vitesses de translation et de rotation, angle et configuration d'impact.

Le Tab. IV.2 reprend ces paramètres et rassemble quelques informations sur leur prise en compte (ou non) dans la modélisation du rebond par les trois programmes étudiés.

IV.2.4.2. Description succincte d'autres programmes de calcul

Vu le très grand nombre de logiciels de trajectographie utilisés dans le monde, il serait tout à fait illusoire de les lister tous. Dès lors, on se contente de rendre compte de quelques programmes dont les partenaires du projet ont connaissance et qui ont fait l'objet de publications.

Le Tab. IV.3 donne une description, certes synthétique, des principales propriétés régissant les modèles sous jacents à ces codes de calculs. Il est structuré de façon analogue au Tab. IV.1 (cf. IV.2.4.1). Etant donné les difficultés rencontrées lors de la collecte des informations et dès lors le risque d'une mauvaise interprétation des caractéristiques réelles des programmes (leurs auteurs n'ont pas été contactés), il convient d'être prudent et de rester critique vis-à-vis du contenu de ce Tab. IV.3.

IV.3. APPLICATION ET COMPARAISON SUR SIX ÉBOULEMENTS RÉELS

IV.3.1. Méthodologie de comparaison

L'objectif de cette seconde partie est la comparaison des trois programmes sur 6 cas réels d'éboulement.

Chacun des intervenants a proposé 2 sites sur lesquels il devait disposer de suffisamment de données précises pour permettre une comparaison valable avec les résultats de calculs. Il s'agit des sites de :

- Comboire et Champrond pour l'ADRG ;
- Saint-Marcel et Barjac pour le CETE ;
- Bieudron et Crétaux pour l'EPFL.

Outre les données générales relatives au profil (topographie, nature du terrain et de la végétation), le partenaire fournissait diverses informations disponibles sur l'événement : zone de départ, taille et forme des blocs, zone de dépôt avec points extrêmes atteints, autres renseignements permettant de reconstituer certaines trajectoires.

On a veillé à ce que les profils topographiques adoptés et les zones de départ soient identiques. Ensuite, chaque intervenant a réalisé les calculs selon ses propres procédures. Ceci a nécessité des calages de manière à obtenir les résultats de calculs les plus représentatifs possible de la réalité.

Les résultats des calculs ont ensuite été comparés en termes de :

- points ou zones atteintes ;
- hauteurs, vitesses, et énergies de passage en certains points fixés d'un commun accord à l'avance.

Pour chacun des 6 cas présentés ci-après, chaque intervenant a décrit lui-même ses propres résultats alors que la présentation du site et la synthèse des résultats a été rédigée par le partenaire qui avait proposé le site.

IV.3.2. Recueil des données

Le caractère prédictif d'une analyse trajectographique est d'autant plus grand que les données recueillies sont précises et pertinentes. La liste ci-après, issue d'un travail de réflexion des partenaires, reprend diverses informations qui devraient être collectées, tantôt lors de la visite sur le terrain, tantôt sur base d'autres documents (modèle numérique de terrain, photographies aériennes ou terrestres, films, cadastres, etc.) :

- Topographie ;
- Nature des terrains (rocher, éboulis, sol meuble, etc.) ;
- Couverture végétale (type, densité d'arbres) ;
- Caractérisation de la zone de départ : localisation, état de fracturation ($\Rightarrow$ fragmentation potentielle), volume et nombre de blocs, géométrie, vitesse initiale éventuelle ;
- Niveau d'activité : fréquence des événements survenus et observés (cadastre des événements selon les recommandations suisses) ;
- Caractérisation de la zone de dépôt : localisation et étalement des blocs, volume et géométrie, fractionnement éventuel. Cause de l'arrêt : perte de vitesse progressive due à une succession d'impacts sur le sol, obstacle naturel (arbre, rocher) ou artificiel (ouvrage de protection, bâtiment) ;
- Traces laissées lors de la propagation de l'éboulement : impacts sur le terrain (position et géométrie), sur la végétation (arbres abattus et sectionnés, hauteur de l'impact sur le tronc) et sur des ouvrages existants (dommages engendrés) ;
- Nauteur, longueur et vitesse de vol des blocs, fragmentation éventuelle lors d'un rebond (sur base d'observations visuelles ou de films) ;
- Données sur les éventuels ouvrages de protection implantés, en particulier hauteur, longueur et énergie utiles.

La description la plus précise possible de tous ces paramètres est absolument nécessaire dans le cas où les calculs ne sont pas effectués par les personnes ayant fait les observations de terrain. On a pu constater, dans le cadre du présent travail, que des résultats mal ajustés pouvaient provenir d'imprécisions dans les descriptions.

IV.3.3. Site de comboire

IV.3.3.1. Description

Le site de COMBOIRE se trouve à 3 km au Sud-Ouest de Grenoble en rive gauche du Drac. Ce site constitue la base du massif du Vercors et correspond à un petit chaînon calcaire culminant à 530 m alors que la plaine du Drac est à 240 m d'altitude.

Il s'agit d'un éboulement de 1500 m³ survenu le 6 février 1995 vers 21 h. Les blocs sont arrivés jusqu'à 40 m du pied de pente.

La description du versant est indiquée sur la Fig. IV.7. Il s'agit pour la zone de départ de calcaires massifs du Portlandien en bancs de 3 à 5 m d'épaisseur, pouvant présenter des surplombs à la faveur de quelques interbancs plus marneux.

La cote de départ est à 500 m d'altitude.

La partie supérieure du versant est constituée de calcaires en petits bancs de 50 cm environ puis d'alternances de calcaires marneux et marnes, ceci jusqu'à la cote 390 où débute une couverture d'éboulis qui était couverte d'une forêt de petits feuillus (troncs de 20 cm de diamètre). Cette forêt a été entièrement détruite par l'éboulement.

L'essentiel des blocs s'est arrêté en contrebas de la cote 320 m, et a envahi en partie une prairie horizontale à la cote 259. Le plus gros bloc, de dimensions 3.5 x 3.5 x 5 m (60 m³), a atteint l'abscisse 270 m. D'autres blocs entre 1 et 10 m³ ont envahi les 15 premiers mètres de la prairie. Les tailles des blocs au départ ont été de cet ordre. Leur élanement géométrique est compris entre 1.2 et 2.0. Leurs arêtes sont légèrement arrondies.

IV.3.3.2. Trajectographies

CETE

La modélisation de l'éboulement de COMBOIRE a été effectuée sur la base d'un seul profil cinématique sur lequel on rencontre, du haut du versant vers le bas : du rocher sain (zone de départ de l'éboulement), du rocher altéré, des éboulis compacts, des éboulis meubles, du terrain meuble (replat du pied de versant). Le point de départ de l'éboulement se situe vers la cote 500 m. L'élanement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité.

Résultats de la modélisation pour les divers élanements (Fig. IV.8) :

1.1 : Arrêt vers la cote 270, avant le pied de talus

- 1.2 : Arrêt à la cote 260, en fond de vallée, à une distance horizontale $x = 247$ m du point de départ. Cette zone d'arrêt correspond à une série de blocs de 1 à 10 m^3 observés sur le terrain.
- 1.3 : Arrêt à la cote 260, en fond de vallée, à une distance horizontale $x = 273$ m du point de départ. Cette zone d'arrêt correspond au bloc de 60 m^3 observé sur le terrain.
- 1.4 : Arrêt à la cote 260, en fond de vallée, à une distance horizontale $x = 290$ m du point de départ. Cette zone d'arrêt se situe 20 m plus loin que le bloc de 60 m^3 .
- 1.5 : Arrêt à la cote 260, en fond de vallée, à une distance horizontale $x = 296$ m du point de départ. Cette zone d'arrêt se situe environ 25 m plus loin que le bloc de 60 m^3 observé sur le terrain.

Pour ce site, on observe que les élanements les plus représentatifs se situent entre 1.1 et 1.3. Les modèles à partir d'élanements plus importants ne sont pas représentés sur le terrain pour cet éboulement particulier.

ADRG

Le profil comporte 10 points. Il n'a pas été tenu compte de la végétation pour représenter le fait que les derniers blocs tombés n'ont plus rencontré la forêt, celle-ci ayant été détruite.

On a supposé des blocs de 10 m^3 au départ, anguleux.

On a réalisé 2 groupes de 10 séries de 300 calculs.

Pour le 1^{er} groupe, on a considéré un coefficient de dispersion de 3, considéré comme ajusté pour ce type de blocs et de terrain. L'analyse des distributions des points d'arrivée montre que les valeurs moyennes des abscisses oscillent entre 223 et 227 m et les valeurs maximales de 269 à 277 m. Ce sont les résultats d'une des séries de ce premier groupe de calculs qui sont représentés à la Fig. IV-8 avec une abscisse maximale de 271 m.

Pour le 2^{ème} groupe on a considéré un coefficient de dispersion de 4, ce qui correspond à une augmentation de l'élanement cinématique du CETE. L'analyse des distributions des abscisses des points d'arrivée montre que :

- Les valeurs moyennes oscillent entre 220 et 226 m. Elles ne sont donc pratiquement pas changées ;
- Les valeurs maximales oscillent entre 287 et 296 m. Elles sont donc augmentées de 20 m environ.

LMR-EPFL

Une série de 300 trajectoires a été calculée avec des blocs de forme parallélépipédique de 1.6 ± 0.4 d'élanement et de $8 \pm 2 \text{ m}^3$ ($\equiv$ tirage aléatoire des cotés du bloc suivant une distribution triangulaire de telle sorte que le volume soit compris entre 6 et 10 m^3 et de moyenne 8 m^3 , tout en respectant la gamme d'élanement spécifiée), lâchés de 3.5 m de hauteur au-dessus de la cote 500 m. Les modélisations ont été effectuées sur base des informations topographiques et de couverture transmises (Fig. IV.7). Les paramètres du terrain, dont plus particulièrement ceux relatifs à la couche d'éboulis, ont été calés pour reproduire de façon adéquate la zone de dépôt observée dans la partie basse du versant (en contrebas de la cote 320 m).

Pour évaluer l'influence de l'élanement des blocs sur les zones atteintes, deux séries de 300 calculs ont été réalisées, tantôt avec des cubes, tantôt avec des parallélépipèdes (élanement 2). La comparaison des distributions des points d'arrêt met en évidence une allure relativement semblable, bien que plus étalée (écart type plus grand) pour les parallélépipèdes, ainsi qu'une tendance pour les blocs à aller moins loin lorsque leur élanement augmente (distance moyenne de propagation un peu plus faible). Sur base des 300 calculs effectués, il n'a pas été possible de tirer de conclusion quant à l'influence de l'élanement des blocs sur leur point de propagation extrême. Seule une comparaison des résultats pour des séries avec un grand nombre de calculs (par exemple 10.000) permettrait peut-être de trancher cette question. Une telle étude n'a pas été faite dans le cadre de ce travail.

IV.3.3.3 Synthèse

Les résultats sont représentés à la figure IV.8 sous forme d'un graphique portant le profil topographique et les courbes de fréquences cumulées de passage des blocs (pour LMR et ADRGT) ainsi que les positions extrêmes atteintes d'après les

IV.3.3.3 Sintesi

I risultati sono rappresentati nella figura IV.8 sotto forma di un grafico che rappresenta il profilo topografico e le curve di frequenza indicanti l'insieme del passaggio dei blocchi (per LMR e ADRGT) così come le posizioni estreme raggiunte

calculs du CETE pour différents élançements cinématiques.

Les répartitions des points d'arrêt des blocs sont relativement analogues pour LMR et ADRGT. Toutefois la distribution obtenue par le LMR est plus étalée que celle de l'ADRGT. Néanmoins les 2 méthodes donnent des résultats qui recouvrent la réalité à plus de 90% :

- Le LMR indique 91% des blocs arrêtés entre les abscisses 150 et 270 m (zone de dépôt réelle) ;
- L'ADRGT indique 98% des blocs arrêtés entre les mêmes abscisses.

La variation de l'élançement cinématique du CETE permet d'obtenir des points extrêmes correspondant sensiblement à la moyenne des distributions ($E = 1.1$), à la position des blocs de 1 à 10 m³ ($E = 1.2$) ou du bloc de 60 m³ ayant été le plus loin ($E = 1.3$).

La distribution des fréquences représentée par l'ADRGT correspond au coefficient de dispersion de 3, généralement utilisé pour ce type de profil et de taille de blocs. Si on avait reporté la distribution des fréquences avec un coefficient de dispersion de 4, les 2 distributions ADRGT et LMR auraient été pratiquement semblables (le coefficient de dispersion ayant pour effet d'étaler davantage la distribution sans modifier sensiblement sa valeur moyenne).

En conclusion, les 3 méthodes donnent des résultats conformes aux observations puisque les blocs les plus lointains sont arrivés à $x = 270$ m et que les valeurs maximales trouvées par les calculs sont 296 m pour le CETE, 271 à 296 m pour l'ADRGT et 290 m pour le LMR.

a seguito dei calcoli del CETE per differenti spinte cinematiche.

Le ripartizioni dei punti d'arresto dei blocchi sono relativamente analoghi per LMR e ADRGT. Tuttavia la distribuzione ottenuta da LMR è più estesa di quella ottenuta da ADRGT. I due metodi danno però dei risultati che riproducono la realtà a più del 90%:

- Il LMR indica che il 91% dei blocchi si arrestano tra le ascisse 150 e 270 m (zona di deposito reale);
- L'ADRGT indica che il 98% dei blocchi si arrestano tra le stesse ascisse.

La variazione della spinta cinematica del CETE permette di ottenere dei punti estremi che corrispondono sensibilmente alla media delle distribuzioni ($E = 1.1$), alla posizione dei blocchi da 1 a 10 m³ ($E = 1.2$) o del blocco di 60 m³ che ha raggiunto il punto più lontano ($E = 1.3$).

La distribuzione delle frequenze raffigurata da ADRGT corrisponde al coefficiente di dispersione di 3, generalmente utilizzato per questo tipo di profilo e di dimensione dei blocchi. Se si fosse riportata la distribuzione delle frequenze con un coefficiente di dispersione di 4, le due distribuzioni ADRGT e LMR sarebbero state praticamente simili (avendo il coefficiente di dispersione l'effetto di propagare maggiormente la distribuzione senza modificare sensibilmente il suo valore medio).

In conclusione, i tre metodi danno dei risultati conformi alle osservazioni poiché i blocchi più lontani sono arrivati a $x = 270$ m e i valori massimi trovati tramite i calcoli sono 296 m per il CETE, da 271 a 296 m per ADRGT e 290 m per il LMR.

IV.3.4. Site de Champrond

IV.3.4.1. Description

Ce cas concerne un éboulement survenu le 31 mars 1997. Le volume de départ a été estimé à 1000 m³. Ce volume était découpé par 2 fissures quasi verticales de direction N20 et N70 (la falaise sommitale étant de direction N40). La taille des blocs au départ n'est pas connue, mais était comprise entre 25 et 150 m³. Les blocs sont plutôt anguleux, avec des élançements compris entre 1.2 et 2.0.

La description du versant est indiquée à la Fig. IV.9. La zone de départ est constituée d'une falaise de calcaires massifs du Portlandien haute de 30 m coupée par une vire plus marneuse. À sa base on note des calcaires et marnes entre les cotes 800 et 780 m.

De la cote 780 jusqu'à 680, l'éboulement a laissé sur place un éboulis contenant des blocs jusqu'à 25 m³, après avoir détruit la végétation. La majeure partie de l'éboulement s'est arrêtée dans cette zone.

En dessous, on rencontre une barre calcaire sur 20 m de haut, à 55° d'inclinaison, puis des terrains constitués de marnes et calcaires marneux subaffleursants recouverts d'une mince couche d'éboulis avec végétation de pins de petite taille. On ne note pratiquement pas de blocs arrêtés dans cette zone qui s'étend jusqu'à l'altitude 470 m.

Au niveau 470 m, on a un ensemble de 2 pistes avec petits merlons hauts de 1 à 2 m dans lequel un certain nombre de blocs ont été arrêtés.

À l'aval on trouve des zones de prés et de cultures avec des pentes de 5 à 15°. Dans cette zone, des blocs de 1 à 10 m³ se sont arrêtés entre les abscisses 520 et 595 m. La limite de la zone habitée est située à l'abscisse 583 m.

IV.3.4.2. Trajectographies

CETE

La modélisation de l'éboulement de CHAMPROND a été effectuée sur la base d'un seul profil cinématique sur lequel on rencontre, du haut du versant vers le bas : du rocher sain (zone de départ de l'éboulement), des éboulis meubles, du rocher sain sous la forme de ressauts intermédiaires, des éboulis compacts, du terrain meuble (à partir du merlon de pied de versant). Le point de départ de l'éboulement se situe vers la cote 830 m. L'élanement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité.

Résultats de la modélisation pour les divers élanements (Fig. IV.10) :

- 1.1 : Arrêt possible entre les cotes 720 et 680 en raison de la densité et du rapprochement des points d'impact (comme la plupart des blocs observés sur le terrain). Après passage du ressaut intermédiaire situé entre les cotes 680 et 660, poursuite de la propagation jusqu'au merlon de la cote 470, et arrêt dans l'ouvrage.
- 1.2 : Arrêt à la cote 461 ($x = 488$), après franchissement du merlon avec choc sur l'ouvrage. L'arrêt se produit une trentaine de mètres avant une série de 3 blocs observés sur le terrain.
- 1.3 : Arrêt à la cote 452 ($x = 518.4$) après choc sur le merlon et franchissement.
- 1.4 : Arrêt à la cote 469 ($x = 463$), en raison d'un choc orthogonal sur l'ouvrage.
- 1.4bis : Après recalage de la fin de trajectoire pour escamoter l'impact sur l'ouvrage qui conduit à une forte dissipation de l'énergie, l'impact se produit alors dans le fond de la fosse, comme pour les autres élanements. La propagation du bloc se poursuit alors jusqu'à la cote 443.5 ($x = 548$).
- 1.5 : Arrêt vers la cote 429 ($x = 588$) après franchissement de l'ouvrage, soit environ 6 m avant le dernier bloc observé sur le terrain. Une modélisation avec remplacement du terrain meuble situé après le merlon par un terrain de type éboulis meubles conduit à une propagation jusqu'à $x = 603$ (8 m plus loin que le dernier bloc observé).

Les trajectoires relativement rasantes des blocs dans le versant conduisent nécessairement à des impacts sur l'ouvrage situé en pied. La position de l'impact sur la fosse puis sur le merlon va influencer fortement sur la suite de la propagation du bloc au delà de l'obstacle. La taille du bloc va également être un paramètre important pour le comportement de l'ouvrage. Vis à vis d'un bloc de volume modeste, la géométrie du merlon ne va probablement pas se modifier à l'impact. Pour un gros bloc (10 m³ par exemple), la levée de terre va se détruire partiellement et le rebond en sera certainement affecté. Cette modification de géométrie n'a pas été prise en compte dans la modélisation.

ADRG

Le profil a été représenté par 28 points. On n'a pas tenu compte de la végétation entre les cotes 780 et 680 m. Au contraire on en a tenu compte entre les cotes 657 et 484 m. On a tenu compte de toutes les pistes présentes dans le versant et on a pu constater qu'elles pouvaient faire l'effet de tremplin.

La taille des blocs au départ a été supposée entre 1 et 150 m³.

On a réalisé 3 séries de calculs :

- une série de 300 calculs ($X_{\max} = 587$ m, Fig. IV.10) ;
- une série de 3630 calculs ($X_{\max} = 622$ m) ;
- une série de 45.200 calculs ($X_{\max} = 636$ m).

On constate que dans ce cas particulier de profil, un grand nombre de calculs est nécessaire à cause de 2 particularités :

- l'ensemble des pistes et du petit merlon (cote 470 m) qui arrêtent plus ou moins de blocs lorsqu'on exécute des séries de 300 calculs,
- l'existence d'un ressaut du terrain entre les abscisses 560 et 578 m à un endroit où moins de 1% des blocs parviennent. Dès qu'un bloc dépasse l'abscisse 560 m, il reprend de la vitesse ce qui fait que les limites extrêmes (abscisse maximale de la série de calculs) peuvent varier sensiblement d'une série à l'autre.

On conservera les résultats de la série de 300 calculs pour la représentation de la distribution des points d'arrêt (Fig. IV.10), même si la série de 45.200 calculs donne plus de précision pour les faibles probabilités d'atteinte.

Les principaux résultats à retenir sont les suivants :

- 64 à 68% des blocs s'arrêtent entre les abscisses 28 et 160 m, ce qui recoupe les observations de terrain.
- 0.1 à 0.2% des blocs s'arrêtent dans la pente entre les abscisses 160 et 450 m.
- 14 à 17% des blocs s'arrêtent dans les 2 pistes au niveau 470 m.
- 0,2% des blocs atteignent l'abscisse 560 m.

LMR-EPFL

Une série de 300 trajectoires a été calculée avec des blocs de 1 à 25 m³, de forme parallélépipédique avec un élanement moyen de 1.5, lâchés de 5 m de hauteur au-dessus de la cote 815 m. Les modélisations ont été effectuées sur base des informations topographiques et de couverture transmises (Fig. IV.9). Les paramètres du terrain ont été calés pour reproduire de façon adéquate les zones de dépôt observées dans la partie supérieure (cotes 780 à 680 m) et dans la partie basse (en contrebas du merlon, cote 470 m) du versant. Une attention particulière a été portée au calage de la constante C (caractéristique liée à la plastification du sol, voir point IV.2.3.2) de la couche d'éboulis supérieure. En effet, une prise en compte adéquate de la plastification de cette couche est apparue importante suite à l'observation que les plus gros blocs (jusqu'à 25 m³) se sont arrêtés dans cet éboulis sablo-graveleux situé dans la partie supérieure du versant, tandis que des blocs de plus petites dimensions (1 à 10 m³) ont poursuivi leur course vers l'aval et dépassé le merlon du bas de la pente.

Après calage de la constante C, 4 séries complémentaires de 300 calculs avec des blocs de respectivement 1, 6, 10 et 25 m³ ont confirmé que la proportion de blocs arrêtés dans l'éboulis supérieur augmente avec le volume des blocs. Il faut néanmoins noter que la faible proportion de ces blocs les plus volumineux qui franchit la barre calcaire intermédiaire a tendance à se propager plus loin que les blocs de petite taille (manifestation probable de l'influence de l'inertie des blocs).

IV.3.4.3 Synthèse

Les résultats sont représentés à la figure IV.10 sous forme d'un graphique portant le profil topographique et les courbes de fréquences cumulées de passage de blocs (pour ADRGT et LMR) ainsi que les points d'atteinte extrêmes calculés par le CETE pour divers élanements de blocs.

L'analyse des résultats permet les constatations suivantes :

- Les méthodes ADRGT et LMR donnent des résultats très voisins quant aux fréquences cumulées de passage de blocs, ce qui est remarquable sur un tel profil relativement complexe. Les deux méthodes probabilistes permettent de retrouver les deux zones d'arrêt effectivement observées : selon les calculs de l'ADRGT et du LMR, 70% des blocs s'arrêtent dans la principale zone de dépôt (cote 780 à 680 m où la majeure partie de l'éboulement s'est arrêtée) tandis que les 30% restant ne se déposent pratiquement qu'en contrebas des merlons.
- On peut remarquer que la distribution obtenue par le LMR est légèrement plus étalée que celle de l'ADRGT.
- La propension à l'arrêt de blocs dans la zone de dépôt supérieure est relevée également par le CETE pour un élanement de 1.1 (mention d'un

IV.3.4.3 Sintesi

I risultati sono rappresentati nella figura IV.10 sotto forma di un grafico che riporta il profilo topografico e le curve delle frequenze cumulate del transito dei blocchi (per ADRGT e LMR) così come i punti di arrivo estremi calcolati dal CETE per diverse simulazioni di caduta di blocchi.

L'analisi dei risultati permette le seguenti constatazioni:

- I metodi ADRGT e LMR danno dei risultati molto vicini per quanto riguarda le frequenze cumulate di transito dei blocchi, ciò che è notevole per un profilo relativamente complesso. I due metodi probabilistici permettono di ritrovare le due zone di arresto effettivamente osservate: secondo i calcoli dell'ADRGT e del LMR, il 70% dei blocchi si fermano nella zona principale di deposito (quota da 780 a 680 m dove la maggior parte della frana si è fermata) mentre il restante 30% si deposita solamente sotto il livello dei valli paramassi.
- Si può notare che la distribuzione ottenuta dal LMR è leggermente più estesa di quella del ADRGT.
- La propensione all'arresto di blocchi nella zona di deposito superiore è rivelata anche dal CETE per una spinta di 1.1 (indicazione di un riavvi-

rapprochement des points d'impact indiquant un ralentissement significatif avec possibilité d'arrêt entre les cotes 720 et 680 m). Les blocs qui franchissent cette zone poursuivent leur trajectoire jusqu'au premier merlon, ce qui correspond au début de la deuxième zone de dépôt calculée par l'ADRGT et le LMR et concordant aux observations sur le terrain. Pour les élanements 1.2 à 1.5, les points extrêmes se trouvent en contrebas des merlons, à l'instar de la seconde zone d'arrêt prédite par l'ADRGT et le LMR (1.4bis étant le point d'arrêt pour un élanement de 1.4 sans impact dans le merlon).

- La comparaison des résultats des 3 méthodes montre que l'abscisse extrême de propagation est trouvée par la méthode de l'ADRGT. A première vue, cela pourrait sembler contradictoire car on attendrait de la méthode CETE qu'elle fournisse des points d'atteinte au delà de ceux obtenus par les autres logiciels. Une explication à ce fait est que le bloc d'élanement 1.5 simulé par PROPAG a heurté le merlon, ce qui a entraîné une forte perte d'énergie.

cinamento dei punti d'impatto che indicano un rallentamento significativo con possibilità d'arresto tra le quote 720 e 680 m). I blocchi che superano questa zona proseguono la loro traiettoria fino al primo vallo paramassi, ciò che corrisponde alla seconda zona di deposito calcolata da ADRGT e da LMR e che corrisponde alle osservazioni sul terreno. Per le spinte da 1.2 a 1.5, i punti estremi si trovano sotto il livello dei valli paramassi, come per la seconda di arresto prevista da ADRGT e LMR (1.4 bis essendo il punto di arresto per una spinta di 1.4. senza impatto nel vallo paramassi).

- Il confronto dei risultati dei tre metodi dimostra che l'ascissa estrema di propagazione si rileva dal metodo ADRGT. A prima vista, ciò potrebbe sembrare contraddittorio poiché ci si attenderebbe che fosse il metodo CETE a fornire dei punti di arrivo al di là di quelli ottenuti da altri software. Una spiegazione di questo fatto è che il blocco con spinta 1.5 simulato da PROPAG abbia urtato il vallo paramassi determinando un forte calo di energia.

IV.3.5. *Site de Saint-Marcel*

IV.3.5.1. Description

Le site de Saint-Marcel se situe en Savoie, entre Moutiers et Aime, au niveau du grand versant qui domine la route nationale n° 90 à l'aval du tunnel routier du Siaix.

Le 3 mars 2000, vers 10h00, un bloc rocheux proche de 1 m³ a terminé sa course sur la R.N. 90, contre la glissière de sécurité au Km 55.250. Aucun dégât matériel n'est à déplorer. Dans le même temps, un second bloc de 1.2 m³ s'est immobilisé sur une voie communale située une vingtaine de mètres en contre-haut de la route nationale (Fig. IV.11).

L'origine de l'éboulement se situe entre les cotes 1200 et 1220 m, au niveau d'un escarpement rocheux très fracturé et au relief très irrégulier où ce phénomène semble très fréquent (nombreux blocs et cicatrices observés à proximité et dans la forêt).

L'élément éboulé totalisait moins de 10 m³ avec un mécanisme de départ de type glissement plan. Après une chute libre d'environ 20 m, la propagation des éboulis s'est tout d'abord effectuée dans un étroit couloir raide et dégagé (sur les premières dizaines de mètres, la végétation est en effet détruite par de fréquents éboulements), puis dans un versant éluvial régulier et planté d'une forêt de hêtres pouvant avoir des diamètres > 50 cm.

La propagation des deux blocs, de forme isodiamétrique (élanement géométrique nettement inférieur à 1.5) et faiblement anguleux, s'est poursuivie jusqu'en bas de versant (vers la côte 710 m pour la propagation la plus longue), à la sortie Nord du village de Saint-Marcel (dénivelée totale proche de 550 m).

Il est à noter que sans la présence de la glissière de sécurité, le bloc de 1 m³ aurait poursuivi sa route en direction de la rivière, via le versant situé en contre-bas de la chaussée.

Les éléments topographiques utilisés pour la modélisation sont issus pour partie d'un lever de terrain à la boussole et au clinomètre (de la piste jusqu'au point de départ de l'éboulement). La partie inférieure du versant, située à l'aval des pistes forestières, a été extraite du plan I.G.N. au 1/25.000.

IV.3.5.2. Trajectographies

CETE

La modélisation de l'éboulement de SAINT-MARCEL a été effectuée sur la base d'un seul profil cinématique sur lequel on a considéré, du haut du versant vers le bas : du rocher sain (zone de départ de l'ébou-

lement), des éboulis compacts (couloir de tête de versant), un grand versant d'éboulis meuble fortement boisé, des pistes forestières et une route analogues à des éboulis compacts, du terrain meuble (dans les pentes très faibles et dans le versant en pente douce situé en contre-bas de la route nationale). Le point de départ de l'éboulement a été situé vers la cote 1220 m. L'élançement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité.

Résultats de la modélisation pour les divers élançements (Fig. IV.12) :

- 1.1 : Arrêt des blocs en début de versant, vers la cote 1064 (comme la plupart des blocs observés sur le terrain).
- 1.2 : Arrêt à la cote 718, après franchissement de la piste forestière sur laquelle s'était arrêté un des blocs (1 m³).
- 1.3 : Arrêt en contrebas de la RN 90, à la cote 703 (le rail de sécurité n'a pas été modélisé).
- 1.4 : Arrêt vers la cote 701, en contrebas de la RN 90.
- 1.5 : Arrêt vers la cote 699, en contrebas de la RN 90.

Mis à part les blocs à très faible élançement qui stoppent leur progression dès le début du versant supérieur, on note une propagation générale des blocs jusqu'en bas de versant. La modélisation avec un élançement cinématique de 1.2 montre un arrêt avant la route nationale (zone également occupée par une habitation). Les élançements 1.3, 1.4 et 1.5 conduisent à des propagations longues qui vont au-delà de la route nationale. Lors du dernier éboulement, un des blocs s'est arrêté sur la RN, après avoir percuté la glissière de sécurité extérieure. Sans ce dernier impact sur un obstacle, le bloc aurait poursuivi sa propagation au niveau des terrains situés en contrebas de la route.

ADRG

Le profil a été simplifié en le ramenant à 36 points. La taille des blocs au départ a été prise entre 1 et 3 m³. Le point de départ est sur une petite falaise de 25 m de hauteur. On a réalisé une série de 300 calculs, avec un coefficient d'angularité de 1.8 (blocs assez anguleux).

D'après les résultats des calculs (Fig. IV.12), on peut faire 2 remarques :

- Le point extrême atteint est à l'abscisse 697 m, un peu à l'amont de la route R.N. 90.
- Les blocs commencent à s'arrêter à partir de l'abscisse 80 m et une majorité (62%) s'arrête avant l'abscisse 225 m, alors que 11.6% seulement s'arrêtent entre les abscisses 225 et 457 m.

D'autre part on peut tenter de comparer les hauteurs de vol calculées à des traces d'impact sur des arbres relevées par le CETE (Tab. IV.4). La valeur maximale des hauteurs de vol calculées est toujours un peu supérieure aux observations faites, lesquelles ne représentent pas obligatoirement les hauteurs maximales lors d'un vol.

LMR-EPFL

Une série de 300 trajectoires a été calculée avec des blocs de 1 à 3 m³ de forme parallélépipédique de 1.3 d'élançement moyen, lâchés de 20 m de hauteur au-dessus de la cote 1195 m (décrochement depuis le sommet de l'escarpement rocheux). Les modélisations ont été effectuées sur base des informations topographiques et de couverture transmises (Fig. IV.11). Les paramètres de l'éboulis meuble situé dans la partie supérieure du versant ont été calés pour reproduire de façon adéquate la zone de dépôt observée entre les cotes 1128 et 1024 m. Les paramètres de la couverture végétale située dans la partie inférieure ont quant à eux été affinés pour que la distribution calculée des points d'arrêt dans cette partie de la pente soit conforme à l'observation de petits blocs épars.

IV.3.5.3 Synthèse

La figure IV.12 illustre les points d'arrêt calculés sur le site de Saint-Marcel. Comme pour les autres sites, les résultats fournis par l'ADRG et le LMR (resp. les courbes discontinue bleue et continue verte) permettent une représentation statistique des points d'arrêt dans le versant, tandis que les résultats du CETE (points rouges) donnent les points

IV.3.5.3. Sintesi

La figura IV.12 illustra i punti di arresto calcolati sul sito di Saint-Marcel. Come per gli altri siti, i risultati comunicati dal ADGRT e dal LMR (rispettivamente le curve discontinue blu e continue verdi) permettono una rappresentazione statistica dei punti di arresto sul versante mentre i risultati del CETE (punti rossi) forniscono i punti di raggiungi-

d'atteinte extrêmes pour divers élançements de blocs.

L'analyse des résultats permet les constatations suivantes :

- Les trois logiciels détectent correctement la première zone de dépôt des blocs située entre les abscisses 75 et 220. Sur cette zone, les programmes ADRGT et EBOULEMENT prédisent l'arrêt d'environ 60% des blocs et le logiciel PROPAG indique l'arrêt du bloc d'élançement 1,1 au milieu de la zone de dépôt.
- Les programmes ADRGT et EBOULEMENT prédisent ensuite l'arrêt de la quasi totalité des blocs entre les abscisses 220 et 700 (zone où de petits blocs épars sont observés, mais sur laquelle aucun des blocs du dernier événement s'est arrêté). A partir de l'abscisse 700 le programme ADRGT ne prédit plus d'arrêt de blocs, EBOULEMENT prévoit un très faible pourcentage d'arrêt (environ 2%). En revanche, PROPAG prévoit l'arrêt des blocs d'élançement 1.2 à 1.5 entre les abscisses 700 et 800 (deux blocs ont été observés aux abscisses respectives 700 et 740).

mento massimi per i vari slanci di blocchi.

L'analisi dei risultati permette le seguenti constatazioni:

- I tre software rivelano correttamente la prima zona di deposito dei blocchi situata tra le ascisse 75 e 220. Su questa zona, i programmi ADRGT e EBOULEMENT predicono l'arresto di circa il 60% dei blocchi e il software PROPAG indica l'arresto del blocco di spinta 1.1. al centro della zona di deposito.
- I programmi ADRGT e EBOULEMENT predicono poi l'arresto della quasi totalità dei blocchi fra le ascisse 220 e 700 (area dove pochi piccoli blocchi sono stati osservati ma sulla quale nessun blocco dell'ultimo evento si è fermato). A partire dall'ascissa 700, il programma ADRGT non predice più arresto di blocchi; EBOULEMENT prevede una percentuale di arresto molto debole (circa 2%). Per contro, PROPAG prevede l'arresto dei blocchi di spinta da 1.2 a 1.5 tra le ascisse 700 e 800 (due blocchi sono stati osservati nelle rispettive ascisse 700 e 740).

IV.3.6. Site de Barjac

IV.3.6.1. Description

Le village de BARJAC est établi au pied du versant Ouest du Causse de Changefège (Lozère – France). Le bord du plateau calcaire dolomitique qui culmine entre les altitudes 900 et 1033 est marqué par une corniche abrupte formant une ligne irrégulière de falaises dominant un versant boisé à forte pente (Fig. IV.13). Au-delà, la pente s'atténue de manière variable, jusqu'à une dizaine de degrés entre les altitudes 750 et 710, dans une zone de parcelles cultivées et de lotissement.

Le 8 octobre 1995, une masse rocheuse d'un volume de l'ordre de 250 à 350 m³ s'est détachée de la falaise supérieure, vers l'altitude 960, et a dévalé la pente en direction d'un groupe d'habitations. Au cours de sa chute puis de sa propagation, cette masse s'est fragmentée en un ensemble de gros blocs, dépassant plusieurs dizaines de mètres cubes pour les plus gros, créant une trouée dans le couvert forestier. Les blocs rocheux les plus importants se sont propagés à travers la zone bâtie :

- Un bloc (B1) de 25 m³ s'est immobilisé à la cote 728, quelques mètres à côté d'une maison en contrebas d'un chemin d'exploitation, après avoir détruit deux murs de soutènement. De section trapézoïdale, ce bloc a pour dimensions moyennes L = 3.7 à 4.6 m, l = 1.8 à 3.5 m et e = 1.8 à 4 m.
- Un bloc (B5) de 1.5 m³ a terminé sa course à la cote 723 au contact du mur d'une maison. De section trapézoïdale, ce bloc a pour dimensions moyennes L = 1.7 m, l = 0.5 à 1.45 m et e = 1.7 m.
- Un bloc (B4) de 1.2 m³ a percuté le mur d'une maison vers la cote 710. De section triangulaire, ce bloc a pour dimensions moyennes L = 1.7 m, l = 0.5 à 1.4 m et e = 0.7 m.
- Un bloc (B3) de 25 m³ a percuté une maison vers la cote 709, détruisant une partie du bâtiment. De forme parallélépipédique, ce bloc a pour dimensions moyennes L = 4.0 m, l = 3.6 à 4.2 m et e = 1.8 à 2.7 m.
- Le bloc le plus important (B2) qui totalise un volume de 50 m³ a poursuivi sa course jusqu'à la cote 702 en traversant plusieurs parcelles, et en évitant quatre maisons d'habitation. De section trapézoïdale, ce bloc a pour dimensions moyennes L = 5.0 à 5.5 m, l = 3.0 à 4.3 m et e = 2.5 à 3.2 m.
- Deux blocs de plus faible volume (0.1 à 0.2 m³), provenant de l'éclatement des blocs principaux ont également atteint la zone bâtie sans provoquer de dégâts significatifs.

Le caractère massif du calcaire dolomitique formant la falaise principale explique la faible fragmentation de la masse éboulée et les gros blocs observés dans la pente (dont trois dépassent 20 m³). L'ensemble

des blocs ayant atteint la base du versant (au-dessous du chemin d'exploitation) représente plus de 100 m³, soit environ 30% du volume de la masse éboulée. Les blocs dispersés sur la pente au cours de la propagation résultent essentiellement de l'éclatement de blocs plus importants. Ces éléments dont le volume unitaire n'excède pas 0.5 m³, et plus souvent 0.1 à 0.2 m³, ont été arrêtés par les arbres. L'éboulement principal s'est propagé à travers le couvert forestier (arbres de 20 à 30 cm de diamètre). La trajectoire principale se subdivise au tiers inférieur du versant en quatre branches légèrement divergentes. La divergence observée est faible (de l'ordre de 15° de part et d'autre de l'axe moyen) et conforme aux valeurs habituellement observées en site analogue. Le relevé des impacts dans le versant médian montre que la propagation s'est effectuée avec des trajectoires rasantes et des rebonds pluridécamétriques (15 à 30 m). A l'aval, les rebonds sont plus courts ou alternent avec des phases de pseudo-roulement.

La propagation de cet éboulement ne présente aucun caractère exceptionnel. Les conditions de propagation sont très proches des conditions habituelles rencontrées dans des cas analogues.

IV.3.6.2. Trajectographies

CETE

Parmi les divers profils étudiés par le CETE lors de l'éboulement de Barjac, seul l'un d'entre eux a été retenu pour la comparaison des codes. Un plan photogrammétrique a été réalisé spécialement pour l'étude globale de propagation et de dimensionnement des protections. On rencontre, du haut du versant vers le bas : du rocher sain (zone de départ de l'éboulement), des éboulis compacts (pour tout le versant et la zone de lotissement). Le point de départ de l'éboulement se situe vers la cote 972 m. L'élancement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité.

Résultats de la modélisation pour les divers élancements (Fig. IV.15) :

- 1.1 : Arrêt vers la cote 774, dans le versant. C'est dans cette zone que la majorité des petits blocs (0.1 à 0.5 m³) s'est épanchée.
- 1.2 : Arrêt vers la cote 712, en position équivalente au bloc B4.
- 1.3 : Arrêt vers la cote 702, en position équivalente au bloc B2.
- 1.4 : Arrêt vers la cote 698, plus bas que la position du bloc B2 (qui a eu la plus longue trajectoire).
- 1.5 : Arrêt vers la cote 698, plus bas que la position du bloc B2 (qui a eu la plus longue trajectoire).

Avec l'étude de deux options basées sur une variation de la nature des terrains qui constituent le bas de versant, on constate que la solution qui adopterait un versant boisé composé d'éboulis compacts suivi de prairies et de terrains lotis considérés comme éboulis meubles (terrain sensiblement plus souple que celui utilisé pour la modélisation), donne des résultats tout à fait conformes à la réalité des événements enregistrés lors du dernier éboulement. Les simulations effectuées à partir d'un versant homogène, constitué de terrains de type éboulis compact (version étudiée ici), conduisent à des résultats apparemment plus défavorables (par rapport aux éléments relevés lors du dernier éboulement), mais qui correspondent à des faits enregistrés lors d'événements anciens. On relève en effet de gros blocs anciens dans le vieux village qui est situé en contre-bas du lotissement, et qui ont été laissés en place lors de la construction des maisons.

ADRG

Le profil a été arrêté à l'abscisse 664 m à la rupture de pente, et a été simplifié avec 38 points pour ne conserver que les aspérités dépassant le mètre.

La partie haute du profil est constituée de calcaires massifs. A leur pied (entre les altitudes 938 et 928 m) on a supposé le rocher un peu plus tendre subaffleurant. Entre les altitudes 928 et 748 m les terrains sont constitués d'éboulis compacts. On n'a pas tenu compte de la végétation, car le calcul a été limité aux blocs de 20 à 60 m³ pour lesquels la forêt a un rôle pratiquement négligeable dès que les pentes sont significatives. En contrebas de l'altitude 748 m on a tenu compte des prairies, des routes et des parkings.

Le volume des blocs au départ a été pris entre 20 et 60 m³. Les blocs sont légèrement arrondis.

On a réalisé 3 séries de calculs pour 3 valeurs de X_{limite} au-delà desquelles on demande 300 blocs. On a pris $X_{\text{lim}} = 0$, $X_{\text{lim}} = 551$ m et $X_{\text{lim}} = 595$ m. On a représenté à la Fig. IV.15 les résultats de la première série de calculs. Pour l'abscisse limite de 595 m, le calcul s'est arrêté pour 45.235 blocs partis, mais seuls 65 ont dépassé l'abscisse $X = 595$ m.

Ceci permet de représenter assez précisément la répartition des abscisses d'arrêt : 83.1% des blocs s'arrêtent entre les abscisses 401 et 551 m et 12.2% des blocs entre les abscisses 551 et 600 m, ce dernier chiffre représentant l'abscisse maximale de la série.

On peut, en utilisant la répartition des blocs au-delà de 551 m, déterminer les abscisses correspondant à des probabilités d'atteinte (Fig. IV.14).

- $10^{-2} = 589$ m
- $10^{-3} = 595$ m
- $10^{-4} = 598$ m
- $10^{-5} = 600$ m (extrapolation)
- $10^{-6} = 602$ m (extrapolation)

Dans ce cas de profil avec pentes finales très douces et régulières le calcul semble montrer l'existence d'une abscisse "limite" puisque les écarts d'abscisse entre 2 probabilités dans un rapport de 1 à 10 sont de l'ordre de 2 mètres.

LMR-EPFL

Une série de 300 trajectoires a été calculée avec des blocs de 40 ± 20 m³ de forme parallélépipédique avec un élanement moyen de 1.5 et lâchés de 2 m de hauteur au-dessus de la cote 970 m. Les modélisations ont été effectuées sur base des informations topographiques et de couverture transmises (Fig. IV.13). Les paramètres du terrain ont été calés pour reproduire de façon adéquate la zone de dépôt observée dans la partie basse du versant (en contrebas de la cote 785 m).

La queue de la distribution de points d'arrêt (Fig. IV.15) se développe plus de 50 m en aval du bloc B2 de 50 m³ qui s'est propagé le plus loin lors de l'événement d'octobre 1995, mais elle semble coïncider avec la zone d'arrêt dans le vieux village de quelques gros blocs provenant d'un événement ancien.

IV.3.6.3 Synthèse

La Figure IV.15 illustre les points d'arrêt calculés sur le site de Barjac. Comme pour les autres sites, les résultats fournis par l'ADRGT et le LMR (respectivement les courbes discontinue bleue et continue verte) permettent une représentation statistique des points d'arrêt dans le versant, tandis que les résultats du CETE (points rouges) donnent les points d'atteinte extrêmes pour divers élanements de blocs.

L'analyse des résultats permet les constatations suivantes :

- Le programme ADRGT prévoit une première zone d'arrêt des blocs (environ 3%) à l'abscisse 120 qui ne correspond pas à une zone de dépôt observée lors de cet événement. Il ne dépose aucun bloc jusqu'à l'abscisse 450 ; mais en revanche 95% des blocs sont déposés entre les abscisses 450 et 600 et cela en accord avec les observations fournies sur les positions d'arrêt des gros blocs.
- EBOULEMENT dépose quelques blocs à partir de l'abscisse 370 (environ 10%), mais la zone principale de dépôt se situe entre les abscisses 450 et 620 (85% des blocs) conformément aux observations faites sur les positions d'arrêt des gros blocs. Un résidu de 3% environ se dépose enfin entre les abscisses 620 et 696.
- Ces modèles de l'ADRGT et du LMR ne prédisent pas d'arrêt de blocs dans la zone de dépôt de petits blocs (0.1 à 0.5 m³) observée sur le terrain (entre les abscisses 140 et 360). Ceci

IV.3.6.3. Sintesi

La figura IV.15 illustra i punti di arresto calcolati sul sito di Barjac. Come per gli altri siti, i risultati comunicati dal ADRGT e dal LMR (rispettivamente le curve discontinue blu e continue verdi) consentono di rappresentare statisticamente i punti di arresto sul versante mentre i risultati del CETE (punti rossi) forniscono i punti di raggiungimento massimi per le varie simulazioni di caduta di blocchi.

L'analisi dei risultati permette le seguenti constatazioni:

- Il programma ADRGT prevede una prima zona di arresto dei blocchi (circa 3%) all'ascissa 120 che non corrisponde ad una zona di deposito osservata durante questo evento. Non deposita alcun blocco fino all'ascissa 450; al contrario il 95% dei blocchi sono depositati fra le ascisse 450 e 600 e ciò in accordo con le osservazioni fornite sulle posizioni di arresto dei grossi blocchi.
- EBOULEMENT deposita alcuni blocchi a partire dall'ascissa 370 (circa 10%) ma la zona principale di deposito si situa tra le ascisse 450 e 620 (85% dei blocchi) in conformità con le osservazioni fatte sulle posizioni di arresto dei grossi blocchi. Un residuo del 3% circa si deposita infine tra le ascisse 620 e 696.
- Questi modelli del ADRGT e del LMR non prevedono arresto di blocchi nella zona di deposito dei piccoli blocchi (0.1 a 0.5 m³) verificata sul terreno (fra le ascisse 140 e 360). Ciò si spie-

s'explique par le fait que ces deux partenaires ont considéré pour leurs calculs des blocs dont le volume variait entre 20 et 60 m³ afin que les simulations soient représentatives des gros blocs observés sur le terrain.

- Le logiciel PROPAG prédit à l'abscisse 350 la zone d'atteinte d'un bloc d'élancement 1.1 au droit de la zone de dépôt des petits blocs. Il prévoit un arrêt des blocs d'élancements 1.2, 1.3, 1.4 et 1.5 entre les abscisses 530 et 650, la zone d'atteinte extrême des blocs recensés dans le cadre de cet événement étant délimitée par les arrêts des blocs d'élancement 1.3.
- Il software PROPAG prevede all'ascissa 350 la zona di raggiungimento di un blocco di spinta 1.1. perpendicolarmente alla zona di deposito dei piccoli blocchi. Prevede un arresto dei blocchi di spinta 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5 fra le ascisse 530 e 650, essendo la zona di espansione massima dei blocchi, censiti nell'ambito di questo evento, definita dagli arresti di blocchi di spinta 1.3.

IV.3.7. Site de Bieudron

IV.3.7.1. Description

Suite aux fortes précipitations de l'automne 1992, une masse rocheuse d'un volume estimé de 100 à 150 m³ s'est détachée de la barre rocheuse supérieure des falaises de Bieudron (Vallée du Rhône). Une proportion importante des blocs déstabilisés s'est arrêtée sur la vire supérieure boisée située juste au-dessous de la zone d'arrachement de l'éboulement, couchant la forêt sur une distance d'environ 25 m et sur une largeur de 15 m. De la masse éboulée, seuls quatre blocs ont terminé leur course au pied des falaises, c'est-à-dire non loin des portails de la centrale hydro-électrique de Bieudron et en bordure de la route cantonale Aproz-Riddes. L'élancement de ces blocs était proche de 1 et leur volume compris entre 0.3 m³ (3 blocs) et 2 m³ (1 bloc).

Les données géomorphologiques sont synthétisées à la Fig. IV.16. On rencontre successivement depuis le haut :

- Une falaise de calcaires dolomitiques bréchiques à interlits schisteux (unité géologique : brèche du Télégraphe). La zone d'arrachement se situe dans cette barre rocheuse et culmine à 870 m.
- Une vire supérieure (pente moyenne de l'ordre de 35°) composée d'éboulis grossiers surmontés d'une couverture de terre végétale d'épaisseur variable (environ 0 à 30 cm). Elle est colonisée par une zone forestière de bouleaux et noisetiers.
- Une falaise intermédiaire dans les grès et schistes de Saint-Christophe.
- Une vire inférieure de caractéristiques analogues à celles de la vire supérieure.
- Une dernière falaise à forte pente (jusqu'à 60°) dans les grès et schistes de Saint-Christophe.
- Un terrain meuble subhorizontal dans lequel les 4 blocs extrêmes de l'événement de novembre 1992 se sont littéralement fichés.

En 1993, des filets de protection de 5 m de hauteur et de 2300 kJ de capacité de dissipation énergétique ont été implantés dans la partie inférieure des éboulis supérieurs (soit au-dessus de la falaise intermédiaire).

Pour les comparaisons des codes trajectographiques, des blocs cubiques de 1 m³ ont été lâchés au-dessus de la falaise de calcaire depuis la cote 880 m. Deux types d'analyses ont été faites :

- La première pour étudier la propagation des blocs dans le versant en l'absence de filets de protection ;
- La seconde pour déterminer la répartition statistique des hauteurs, vitesses et énergies de passage des blocs à la cote 720 m qui coïncide approximativement à l'emplacement des filets de protection.

IV.3.7.2. Trajectographies

CETE

La modélisation de l'éboulement de BIEUDRON a été effectuée sur la base d'un seul profil cinématique. Trois variantes de terrain ont été examinées, en fonction des coupes en travers et des annotations fournies ; puis, l'une d'entre-elles a été retenue. On rencontre, du haut du versant vers le bas : du rocher altéré (zone de départ de l'éboulement), une alternance d'éboulis meubles, d'éboulis compacts et de rocher altéré dans les pentes les plus raides, et du terrain meuble en fond de vallée. Le point de départ de l'éboulement

se situe vers la cote 870 m. L'élancement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité.

Résultats de la modélisation pour les divers élancements (Fig. IV.17) :

- 1.1 : Ralentissement au niveau du versant supérieur. Pour les blocs qui franchissent cette zone, la propagation s'effectue jusque dans la vallée ($x = 375$). Dans le secteur d'implantation des écrans pare-blocs, entre les cotes 720 et 690, on note des vitesses maximales de passage de 13.3 m/s en vitesse incidente (V_i) et de 11.4 m/s en vitesse réfléchie (V_r). L'énergie maximale correspondante est d'environ 220 kJoules pour un bloc de 1 m^3 .
- 1.2 : La propagation s'effectue jusque dans la vallée ($x = 429$). Dans le secteur d'implantation des écrans pare-blocs, on note des vitesses maximales de passage de 27.4 m/s en V_i et de 22.4 m/s en V_r . L'énergie maximale correspondante est d'environ 950 kJoules pour un bloc de 1 m^3 .
- 1.3 : La propagation s'effectue jusque dans la vallée ($x = 445$). Dans le secteur d'implantation des écrans pare-blocs, on note des vitesses maximales de passage de 30.8 m/s en V_i et de 23.7 m/s en V_r . L'énergie maximale correspondante est d'environ 1250 kJoules pour un bloc de 1 m^3 .
- 1.4 : La propagation s'effectue jusque dans la vallée ($x = 468$). Dans le secteur d'implantation des écrans pare-blocs, on note des vitesses maximales de passage de 33.5 m/s en V_i et de 25.4 m/s en V_r . L'énergie maximale correspondante est d'environ 1400 kJoules pour un bloc de 1 m^3 .
- 1.5 : La propagation s'effectue jusque dans la vallée ($x = 450$). Dans le secteur d'implantation des écrans pare-blocs, on note des vitesses maximales de passage de 34.2 m/s en V_i et de 25.7 m/s en V_r . L'énergie maximale correspondante est d'environ 1500 kJoules pour un bloc de 1 m^3 .

On remarque que toutes les trajectoires conduisent à une propagation des blocs jusque dans la vallée, avec des passages très aériens et des vitesses extrêmes en partie basse du versant. Le positionnement des protections au niveau du versant supérieur permet par contre d'intercepter des blocs dont la hauteur de passage n'excède pas 1.9 m (valeur minimale à laquelle il convient d'ajouter le rayon du bloc pour connaître la position du centre de gravité) vers la cote 720 et 2.7 m vers la cote 710, et qui ont des énergies maximales de 1500 kJoules pour des blocs de 1 m^3 .

ADRG

On a conservé le profil à 33 points de l'EPFL en ajoutant un point à la cote 720 de manière à y réaliser un calcul de protection (voir plus loin).

La taille des blocs au départ est de 1 m^3 . On a supposé de la forêt sur les segments $x = 85 - 197 \text{ m}$ et $x = 225 - 319 \text{ m}$.

On a effectué un calcul de propagation et un calcul de protection.

Le calcul de propagation permet de faire apparaître les zones privilégiées d'arrêt des blocs : $x = 114 - 150 \text{ m}$, $x = 179 - 197 \text{ m}$, $x = 235 - 275 \text{ m}$ et surtout $x = 358 - 405 \text{ m}$. L'abscisse maximale de la série est à 405 m.

Le calcul de protection permet de faire apparaître que la hauteur de passage maximale (sur 300 blocs passant à la protection pour 331 partis d'en haut) est de 3.2 m (hauteur du centre de gravité du bloc), et que la hauteur moyenne est de 1.2 m, avec un écart-type de 0.46 m. De même la vitesse maximale de passage est de 19.8 m/s et l'énergie maximale de 510 kJ.

LMR-EPFL

Sur ce site, deux types d'analyse ont été menées :

- une première série de 300 trajectoires pour étudier la propagation des blocs,
- une seconde de 365 trajectoires (ce qui correspond au nombre de blocs qu'il faut lancer pour que exactement 300 blocs passent la cote 720 m) pour déterminer la répartition statistique des hauteurs, vitesses et énergies cinétiques de passage des blocs à la cote 720 m.

Pour chacune de ces séries, des blocs de forme cubique (élancement 1.0) et de 1 m^3 ont été lâchés de 10 m de hauteur au-dessus de la cote 870 m. Les modélisations ont été effectuées sur base des informations topographiques et de couverture décrites au point IV.3.7.1 (Fig. IV.16). Les paramètres des éboulis grossiers ont été calés pour reproduire de façon adéquate la zone de dépôt observée sur la vire supérieure.

En complément de ces analyses avec des blocs cubiques de 1 m^3 , d'autres calculs ont été menés avec des blocs parallélépipédiques d'élancements 1.4 et 1.8 (mais de même volume) afin d'avoir une idée de l'influence de ce facteur sur les probabilités d'atteinte ainsi que sur les caractéristiques de vol au droit des ou-

vrages projetés. De cette étude paramétrique, il ressort que les blocs élançés ont plus tendance à s'arrêter sur la vire supérieure, mais que ceux d'entre eux qui franchissent la falaise intermédiaire se propagent aussi loin que les blocs cubiques. Par ailleurs, on ne note pas d'influence très marquée de l'élançement sur les hauteurs, vitesses et énergies de passage à la cote 720 m.

IV.3.7.3 Synthèse

La figure IV.17 illustre les points d'arrêt calculés sur le site de Bieudron en l'absence d'ouvrages de protection. Comme pour les autres sites, les résultats fournis par l'ADRGT et le LMR (respectivement les courbes discontinue bleue et continue verte) permettent une représentation statistique des points d'arrêt dans le versant tandis que les résultats du CETE (points rouges) donnent les points d'atteinte extrêmes pour divers élançements de blocs (à noter que le point associé à l'élançement de 1.4 se situe en dehors du graphique, à l'abscisse 468 m).

L'analyse des résultats permet les constatations suivantes :

- De 30 à 40% des blocs sont arrêtés dans les éboulis grossiers de la vire supérieure. La propension à l'arrêt de blocs dans cette zone est relevée également par le CETE (mention d'un ralentissement significatif) et confirmée par l'observation sur le terrain de nombreux blocs.
- Seule une petite proportion des blocs qui franchissent la falaise intermédiaire s'arrête dans les éboulis de la vire inférieure.
- Pratiquement la moitié des blocs se propage jusque dans la vallée, s'arrêtant pour la plupart dans une bande de 50 m de largeur depuis le pied du versant. C'est dans cette zone de prairies que les 4 blocs extrêmes de l'éboulement de 1992 ont terminé leur course. Il est à noter que ces blocs (volume total de 3 m³) sont loin de représenter les 50% de blocs partis (volume estimé de 100 à 150 m³), comme le suggérerait le calcul. Ceci est dû à l'effet bénéfique de la forêt située dans la partie supérieure du versant, puisqu'elle a arrêté une proportion importante des blocs déstabilisés.
- Les points d'élançement 1.2 à 1.5 prédits par le CETE et la queue de distribution du LMR correspondent à des blocs terminant leur course dans le Rhône. Un tel événement extrême n'a cependant encore jamais été observé.
- Au vu des constatations faites ci-dessus, l'emplacement choisi pour les filets de protection s'avère adéquat : en partie basse de la vire supérieure où les blocs ralentissent, voire s'arrêtent, et en amont de la falaise intermédiaire où ils reprennent de la vitesse.

La seconde analyse faite sur le site de Bieudron

IV.3.7.3 Sintesi

La figura IV.17 illustra i punti di arresto calcolati sul sito di Bieudron in assenza di opere di difesa. Come per gli altri siti, i risultati comunicati dal ADRGT e dal LMR (rispettivamente le curve discontinue blu e continue verdi) permettono una rappresentazione statistica dei punti di arresto sul versante mentre i risultati del CETE (punti rossi) forniscono i punti di raggiungimento massimo per le varie simulazioni di caduta di blocchi (da notare che il punto associato alla simulazione 1.4 si trova fuori del grafico all'ascissa 468 m).

L'analisi dei risultati permette le seguenti constatazioni:

- Dal 30 al 40% dei blocchi sono fermati nei detriti grossolani della cengia superiore. La propensione all'arresto di blocchi in questa zona è rilevata anche dal CETE (indicazione di un rallentamento significativo) e confermata dall'osservazione sul terreno di numerosi blocchi.
- Solo una piccola percentuale di blocchi che superano la parete intermedia si ferma nei detriti della cengia inferiore.
- Praticamente la metà dei blocchi si espande fino al fondovalle; la maggioranza di questi si fermano in una striscia di 50 m di larghezza a partire dal piede del versante. È proprio in questa zona di praterie che i quattro blocchi più grossi della frana del 1992 hanno finito la loro corsa. Bisogna segnalare che questi blocchi (volume complessivo di 3 m³) sono ben lungi dal rappresentare il 50% dei blocchi distaccatisi (volume stimato da 100 a 150 m³) così come il calcolo aveva suggerito. Ciò è dovuto all'effetto benefico del bosco situato nella parte superiore del versante poiché ha fermato una percentuale importante dei blocchi destabilizzati.
- I punti di arrivo dei blocchi con spinta da 1.2 a 1.5 previsti dal CETE e la coda di distribuzione del LMR corrispondono a blocchi che finiscono la loro corsa nel Rodano. Tale evento estremo non è mai stato ancora osservato.
- Viste le constatazioni sopra elencate, la scelta del luogo per porre le reti di protezione si rivela giusta: nella parte bassa della cengia superiore dove i blocchi rallentano, anzi si fermano e a monte della parete intermedia dove riprendono la loro velocità.

La seconda analisi fatta sul sito di Bieudron

consistait à déterminer les caractéristiques des trajectoires à la cote 720 m, soit un peu en amont de la zone où des filets de protection ont été implantés. Les figures IV.18 à IV.20 présentent respectivement les hauteurs, vitesses et énergies cinétiques de passage à cet endroit. Les histogrammes bleu et vert correspondent respectivement aux résultats de l'ADRGT et du LMR, tandis que les traits rouges reportent pour divers élançements les valeurs tirées des calculs de trajectoires extrêmes du CETE.

De nettes différences apparaissent lorsque l'on compare les hauteurs de passage (Fig. IV.18). En l'absence d'observation de trajectoires réelles, il est difficile d'émettre une appréciation sur la valeur de ces résultats. On peut néanmoins faire les remarques suivantes :

- Le logiciel de l'ADRGT prédit des hauteurs de vol d'un ordre de grandeur raisonnable (moyenne de 1.2 m et maximale de 3.2 m), quoique peut-être un peu faibles. D'un point de vue théorique, on ne peut s'empêcher de se demander dans quelle mesure un logiciel de type masse concentrée, qui ne tient pas compte de la géométrie des blocs (ou seulement indirectement via un coefficient d'angularité), est capable d'évaluer des hauteurs extrêmes de vol.
- Le logiciel EBOULEMENT du LMR conduit à des trajectoires très aériennes dont la hauteur de vol est probablement surestimée. Une autre série de 300 calculs avec des blocs sphériques ayant donné des valeurs beaucoup plus faibles (moyenne de 1.7 m et maximum de 5.9 m), les résultats présentés à la figure IV.18 sont donc liés au caractère très angulaire des blocs (cubes). Intuitivement, on peut effectivement concevoir que des blocs cubiques tombant sur un éboulis grossier (macro-rugosité importante modélisée en affectant l'inclinaison moyenne du versant d'une composante aléatoire de 30°) puissent avoir, pour certaines configurations du bloc lors de l'impact, des trajectoires très aériennes. Néanmoins, il conviendrait sans doute de limiter cette propension du programme à prédire des rebonds élevés pour des blocs parallélépipédiques en tenant compte d'un fractionnement possible des arêtes du bloc et/ou d'un poinçonnement plus significatif du terrain lors des impacts.
- Les hauteurs de vol prédites par le logiciel PROPAG du CETE ne peuvent être considérées comme des valeurs maximales. En effet, elles correspondent à des trajectoires extrêmes qui sont très tendues et très rasantes (comme expliqué au point IV.2.1.4, la composante tangentielle de la vitesse réfléchie est favorisée au détriment de la composante normale qui est dissipative).

ha consistito nel determinare le caratteristiche delle traiettorie alla quota 720 m, cioè un po' a monte della zona dove le reti di protezione sono state installate. Le figure IV.18/IV.20 raffigurano rispettivamente le altezze, velocità e energie cinetiche di passaggio in questa zona. Gli istogrammi blu e verde corrispondono rispettivamente ai risultati del ADGRT e del LMR mentre i tratti rossi riportano per varie simulazioni i valori ricavati dai calcoli di traiettorie estreme del CETE.

Delle nette differenze compaiono quando si paragonano le altezze di passaggio (Fig. IV.18) In assenza di osservazione di traiettorie reali è difficile esprimere un giudizio sul valore di questi risultati. Tuttavia, si può segnalare quanto segue:

- Il software dell'ADGRT predice altezze di volo di una misura ragionevole (media di 1.2 m e massima di 3.2 m) sebbene forse un po' basse. Dal punto di vista teorico, non si può fare a meno di chiedersi in quale misura un software di tipo massa concentrata ("lumped mass") che non tiene conto della geometria dei blocchi (o soltanto indirettamente attraverso un coefficiente di angularità) sia in grado di valutare le altezze estreme di volo.
- Il software EBOULEMENT del LMR porta a delle traiettorie molto aeree la cui altezza di volo è probabilmente sovrastimata. Un'altra serie di 300 calcoli con blocchi sferici che hanno dato valori assai più bassi (media di 1.7 m e massima di 5.9 m) fanno sì che i risultati presentati nella figura IV.18 siano dunque legati al carattere molto angolare dei blocchi (cubi). Si può in effetti intuitivamente concepire che dei blocchi cubici, cadendo su dei detriti grossolani (macro-rugosità importante modellata assegnando all'inclinazione media del versante una componente aleatoria di 30°), possono avere, per quanto riguarda alcune configurazioni del blocco durante l'impatto, delle traiettorie molto aeree. Tuttavia, converrebbe senza dubbio limitare questa propensione del programma a prevedere rimbalzi elevati per blocchi parallelepipedi tenendo conto di un frazionamento possibile degli spigoli del blocco e/o di un punzonatura più significativa del terreno durante gli impatti.
- Le altezze di volo previste dal software PROPAG del CETE non possono essere considerate come valori massimi. In effetti, corrispondono a delle traiettorie estreme che sono molto tese e molto radenti (come spiegato al punto IV.2.1.4, la componente tangenziale della velocità riflessa è favorita a danno della componente normale che tende a dissipare).

Des différences de prédiction tout aussi importantes ressortent de la comparaison des vitesses de passage (Fig. IV.19). À nouveau, à défaut d'observation sur le terrain, il est difficile d'apprécier ces résultats. Les constatations suivantes peuvent être faites :

- Les distributions de vitesse de passage prédites par l'ADRGT et le LMR ont une allure semblable et de type loi normale ; par contre leurs moyenne et écart-type diffèrent fortement (facteur de l'ordre de 2). De prime abord, ceci semble incohérent avec la bonne concordance des deux programmes pour la distribution des points d'arrêt (Fig. IV.17) ; mais une explication plausible consisterait en un nombre différent de rebonds dans les deux modélisations. Ainsi, un bloc subissant de nombreux rebonds "peu" dissipatifs descendra le versant plus lentement qu'un bloc subissant moins de rebonds "plus" dissipatifs ; par contre, leurs probabilités d'arrêt dans la pente pourraient être identiques, puisqu'elles sont en quelque sorte liées à la quantité d'énergie dissipée lors des divers rebonds (= intégration). Cette tentative d'explication est cohérente avec les différences de hauteur de vol constatées à la figure IV.18 (trajectoires plus ou moins aériennes), mais elle n'a pas fait l'objet de plus amples vérifications dans le cadre du projet.
- En comparant les vitesses maximales de passage du CETE avec les résultats des deux autres partenaires, on note également des différences. Pour l'élancement de 1.1 qui est le plus proche de celui d'un cube, la vitesse maximale de passage de 13.3 m/s est inférieure à celle de 19.8 m/s de l'ADRGT et de 37 m/s du LMR. Par contre, pour un élancement de 1.5, la vitesse maximale de passage de 34.2 m/s est bien supérieure à celle de l'ADRGT et concorde relativement bien avec celle du LMR.
- Les résultats du CETE mettent en évidence une influence très significative de l'élancement cinématique des blocs sur leur vitesse maximale de passage. Ceci n'est pas clairement ressorti de l'étude paramétrique menée par le LMR (3 séries de 300 calculs avec des blocs de divers élancements : 1 ; 1.4 ; 1.8).

Logiquement, les différences mises en évidence à la figure IV.19 pour la vitesse de passage se marquent encore plus clairement lorsqu'on compare l'énergie cinétique des blocs (Fig. IV.20). Il convient de noter qu'en plus de l'énergie cinétique de translation $E_{cin} = \frac{1}{2} m v^2$, le programme EBOULEMENT tient compte de l'énergie cinétique de rotation $E_{rot} = \frac{1}{2} m J \omega^2$. Celle-ci vaut jusqu'à $\frac{1}{4}$ de l'énergie cinétique totale représentée à la figure IV.20.

Delle differenze di previsione altrettanto importanti emergono dal paragone tra le velocità di passaggio (Fig. IV.19). Inoltre, in mancanza di osservazione sul terreno è difficile apprezzare questi risultati. Si possono fare le constatazioni seguenti:

- Le distribuzioni di velocità di passaggio previste dall'ADRGT e dal LMR hanno un andamento simile e di tipo normale: al contrario, la loro media e il loro scarto quadratico medio variano molto (fattore dell'ordine di 2). A prima vista, questo sembra incoerente con la buona concordanza dei due programmi per la distribuzione dei punti di arresto (Fig. IV.17); ma una spiegazione plausibile consisterebbe in un numero diverso dei rimbalzi nei due modelli. Così, un blocco subendo numerosi rimbalzi "poco" dissipativi scenderà lungo il versante più lentamente di un blocco che ha subito meno rimbalzi "più" dissipativi; le loro probabilità di arresto sul pendio potrebbero invece essere identiche, poiché sono in qualche modo legate alla quantità di energia dissipata durante i diversi rimbalzi (= integrazione). Questo tentativo di spiegazione è coerente con le differenze di altezza di volo constatate alla figura IV.18 (traiettorie più o meno aeree) ma non è stato oggetto di più ampie verifiche nell'ambito del progetto.
- Paragonando le velocità massime di passaggio del CETE con i risultati dei due altri partners, si notano anche alcune differenze. Per quanto riguarda la simulazione 1.1 che è la più vicina a quella di un cubo la velocità massima di passaggio di 13.3 m/s è inferiore a quella di 19.8 m/s dell'ADRGT e di 37 m/s del LMR. Per quanto riguarda la simulazione 1.5 la velocità massima di passaggio di 34.2 m è invece molto superiore a quella dell'ADRGT e concorda relativamente bene con quella del LMR.
- I risultati del CETE evidenziano una influenza molto significativa della spinta cinematica dei blocchi sulla loro velocità massima di passaggio. Questo non risulta chiaro nello studio parametrico condotto dal LMR (3 serie di 300 calcoli con blocchi di varie spinte: 1; 1.4; 1.8).

Logicamente, le differenze evidenziate nella figura IV.19 per la velocità di passaggio sono ancora più salienti quando si confronta l'energia cinetica dei blocchi (Fig. IV.20). Bisogna notare che oltre l'energia cinetica di traslazione $E_{cin} = \frac{1}{2} m v^2$ il programma EBOULEMENT tiene conto dell'energia cinetica di rotazione $E_{rot} = \frac{1}{2} m J \omega^2$. Questa ha valori fino a $\frac{1}{4}$ dell'energia cinetica complessiva rappresentata nella figura IV.20.

IV.3.8. Site des Crétaux

IV.3.8.1. Description

L'éboulement des Crétaux est situé sur la rive gauche du Rhône, 3 km en aval du site de Bieudron présenté au point IV.3.7. Il met en jeu des masses rocheuses très importantes, de l'ordre du million de m³ sur une topographie accidentée à forte pente (de l'ordre de 40°) dont la dénivellation est d'environ 950 m (Descœudres, 1990). Une accélération rapide apparut le 17 août 1985 et le phénomène dégénéra en éboulement le 26 août. Une cinquantaine de blocs de volume compris entre 30 dm³ et 32 m³ (en moyenne 4 m³) furent repérés dans les vignes entre la lisière de la forêt et un chemin secondaire au-dessus de la route cantonale Riddes-Aproz (Fig. IV.21).

La rive gauche de la vallée du Rhône à cet endroit est composée, de bas en haut, de schistes de Saint-Christophe, d'une série schisto-quartzitique avec écailles du Trias (dolomies, quartzites) et de schistes noirs du Carbonifère. C'est dans cette dernière série que se trouvent les falaises de la niche d'arrachement (Fig. IV.22). D'un point de vue géomorphologique, le versant présente une nette échancrure (vallon de l'Avantché) surplombant un important cône de déjection (Rouiller, 1990). Les matériaux déposés dans le couloir sont des débris de schistes résultant de la dégradation progressive du massif supérieur. Entraînés par des résurgences d'eaux souterraines et par les pluies, ces matériaux descendent sporadiquement sous forme de coulées de boue jusqu'aux vignes situées sur le cône de déjection.

Les analyses trajectographiques sur un tel site s'avèrent un peu délicates, étant donné la complexité de la topographie :

- Présence de la barrière naturelle du Châtelet (colline) ;
- Couloir en V avec subdivision et changement d'orientation, précisément au niveau du Châtelet (750 m d'altitude) ;
- Présence d'un cône de déjection en bas de versant.

Les calculs trajectographiques effectués dans le cadre de cette étude comparative ont été faits pour des blocs de 4 à 10 m³ (correspondant sensiblement aux tailles moyenne et maximale observées) lâchés de 2 à 20 m de hauteur depuis la partie sommitale Est de la niche d'arrachement. Les modélisations LMR ont été menées sur un modèle topographique tridimensionnel, tandis que les calculs bidimensionnels du CETE et de l'ADRGT ont nécessité au préalable la définition de quelques profils. Pour représenter la topographie irrégulière du versant, trois profils P1, P2 et P3 (Fig. IV-26) ont ainsi été proposés par l'ADRGT et ensuite repris par le CETE.

IV.3.8.2. Trajectographies

CETE

La modélisation de l'éboulement des CRETAUX a été effectuée sur la base de 3 profils cinématiques issus d'un plan topographique au 1/5000^{ème} avec une équidistance de 20 m.

Les profils 1, 2 et 3 montrent des variations morphologiques et de terrains en raison d'une topographie très hétérogène (Fig. IV.23). Pour le profil 2 par exemple, on a considéré du haut vers le bas : du rocher sain ($x = 0$ à $x = 25.5$), du rocher altéré ($x = 25.5$ à $x = 54.6$), des éboulis meubles ($x = 54.6$ à $x = 149.3$), du rocher altéré ($x = 149.3$ à $x = 163.9$), des éboulis meubles ($x = 163.9$ à $x = 261.3$), du rocher altéré ($x = 261.3$ à $x = 271.3$), des éboulis meubles ($x = 271.3$ à $x = 606.4$), du rocher altéré ($x = 606.4$ à $x = 628.3$), des éboulis meubles ($x = 628.3$ à $x = 936.1$), du rocher altéré ($x = 936.1$ à $x = 1002.0$), des éboulis meubles ou du terrain meuble (2 versions envisagées) jusqu'en fin de profil.

Le point de départ de l'éboulement se situe vers la cote 1420 m. L'élancement cinématique des blocs testés a été échelonné entre 1.1 et 1.5 au pas de 0.1 unité (Tab. IV.5). Selon que l'on considère des terrains de type "terrain meuble" (TM) ou de type "éboulis meubles" (EM) pour le bas de versant, les longueurs de propagation de l'éboulement sont sensiblement différentes. Les résultats de la Fig. IV.23 sont relatifs à la variante "terrain meuble" (TM).

Ces variations montrent la sensibilité de la limite de propagation à la nature du terrain. Dans le cas présent, pour des élancements extrêmes de 1.4 et 1.5, on peut obtenir des longueurs de propagation qui présentent des écarts de 40 à 120 m selon que l'on considère simplement le bas de versant en terrain de type (EM) ou de type (TM).

ADRG

On a établi 3 profils (Fig. IV.24) qui ont une partie commune du point de départ (altitude 1420 m) jusqu'à la cote 840 m. La taille des blocs au départ est de 4 à 10 m³. Les profils P1 et P2 sont peu déviés et franchissent une barre rocheuse. Le profil P3, côté Est, correspond aux trajectoires qui incurvent vers l'Est en suivant le couloir.

Les calculs ont été effectués sur chacun des 3 profils en fixant des X_{limite} à partir desquels les formes du terrain sont suffisamment régulières pour permettre l'extrapolation (en général ce sont les vignobles de la partie inférieure) et déterminer les probabilités d'atteinte (Tab. IV.6).

LMR-EPFL

Contrairement aux calculs CETE et ADRGT qui ont nécessité le choix préliminaire de 3 profils bidimensionnels pour représenter la topographie irrégulière du versant, les modélisations LMR ont été menées sur un modèle topographique 3D. Bien que l'utilisation d'un modèle numérique de terrain eût été possible, on a conservé la discrétisation de la surface qui avait été utilisée lors d'une étude menée par l'EPFL (Descoeudres & Zimmermann, 1987) après les événements de 1985 (Fig. IV.25). D'un point de vue couverture, une attention particulière a été portée aux débris de schistes déposés dans le couloir ainsi qu'aux terrains viticoles sis sur le cône de déjection. Une série de 300 trajectoires a été calculée avec des blocs de forme parallélépipédique d'un élanement moyen de 1.2 et de 7 ± 3 m³, lâchés de 3.5 ± 1.5 m de hauteur dans une zone de 40 m de largeur, représentant la partie Est de la niche d'arrachement. Une cinquantaine de ces trajectoires sont reportées à la Fig. IV.25.

IV.3.8.3 Synthèse

Une synthèse des résultats sur un tel site s'avère délicate en raison des deux types d'analyses effectuées : d'une part des calculs 2D sur 3 profils pour le CETE et l'ADRG, d'autre part des modélisations 3D pour le LMR. Afin de faciliter la comparaison, il a été choisi de représenter les principaux résultats des calculs de propagation effectués par les trois partenaires sur une vue en plan (Fig. IV.26). On y distingue :

- en arrière-plan, les données de terrain ainsi que les blocs repérés dans les vignes (cercles de couleur mauve) ;
- en traits continus magenta, les trois profils P1, P2 et P3 utilisés par le CETE et l'ADRG pour leurs calculs bidimensionnels ;
- des carrés rouges sur chacun de ces profils, correspondant aux points d'atteinte extrêmes calculés par le CETE pour des blocs de divers élanements (variante "terrain meuble" en bas de versant). On constate, comme dans la majorité des autres sites étudiés, que plus l'élanement des blocs est élevé, plus les trajectoires limites s'étendent vers l'aval ;
- des triangles bleus sur chacun de ces profils, correspondant aux points extrêmes calculés par l'ADRG pour des probabilités d'atteinte de 10^{-2} , 10^{-3} et 10^{-4} (points s'étalant logiquement de l'amont vers l'aval) ;
- des ronds verts pour les 300 points d'arrêt calculés par le logiciel EBOULEMENT.

Pour une topographie complexe comme celle des Crétaux, il est important d'évaluer la répartition spatiale des points d'arrêt des blocs, tant dans le

IV.3.8.3 Sintesi

Una sintesi dei risultati su tale sito si rivela delicata dati i due tipi di analisi effettuate: da una parte i calcoli 2D su 3 profili per il CETE e l'ADRG, dall'altra dei modelli 3D per il LMR. Per facilitare il confronto, è stato scelto di raffigurare i principali risultati dei calcoli di propagazione effettuati dai tre partners su un piano (Fig. IV.26). Vi si evidenziano:

- nello sfondo, i dati sul terreno e i blocchi individuati nei vigneti (cerchi di colore mauve);
- con tratti continui magenta i tre profili P1, P2 e P3 utilizzati dal CETE e l'ADRG per i loro calcoli bidimensionali;
- quadretti rossi su ciascun profilo sono relativi ai punti di raggiungimento estremi calcolati dal CETE per i blocchi di varie spinte (variante "terreno leggero" ai piedi del versante). Si nota, come nella maggioranza degli altri siti studiati, che più la spinta dei blocchi è elevata più le traiettorie limite si estendono verso valle;
- triangoli blu su ciascuno di questi profili sono relativi ai punti estremi calcolati dall'ADRG per le pericolosità di 10^{-2} , 10^{-3} e 10^{-4} (punti che si estendono logicamente da monte a valle);
- cerchi verdi per i 300 punti di arresto calcolati dal software EBOULEMENT.

Nel caso di una topografia complessa come quella dei Crétaux, è importante valutare la ripartizione spaziale dei punti di arresto dei blocchi, sia nel senso del pendio (ascisse estreme di propaga-

sens de la pente (abscisses extrêmes de propagation) que perpendiculairement à celui-ci (extension latérale). Les premières remarques que l'on peut faire portent précisément sur la répartition latérale des points d'arrêt des blocs :

- Les profils choisis par l'ADRGT (et repris par le CETE) correspondent à des trajectoires observées dans la réalité, mais leur importance relative ne peut être déterminée a priori. Cependant, en regard des profils P1 et P2 qui traversent la zone de dépôt principale (Fig. IV.26), le profil P3 pourrait presque être qualifié d'extrême pour l'extension latérale. En effet, il se situe à la limite Est de la zone de dépôt relevée dans les vignes. Il est par ailleurs intéressant de constater que, dans les modélisations du LMR, aucun des blocs n'a terminé sa course plus à l'Est de ce profil.
- Afin d'avoir une idée de la répartition spatiale des blocs entre les trois profils utilisés par l'ADRGT et le CETE, on a affecté chacun des 300 points d'arrêt calculés par le LMR au profil P1, P2 ou P3 qui lui est le plus proche. On trouve la moitié des blocs associés au profil P1, 35% au profil P2, 10% au profil P3 et le reste (soit 5%) dans la partie supérieure commune aux trois profils. Il ressort donc du calcul que 85% des blocs ont une trajectoire relativement rectiligne par effet d'inertie et franchissent la colline de Châtelet avec des longueurs et des hauteurs de vol importantes (respectivement hectométrique et décamétriques). De telles trajectoires ont effectivement été observées (et même filmées par la Télévision Suisse Romande) lors de l'éboulement.
- En procédant de manière analogue pour répartir les blocs observés à la lisière de la forêt et dans les terrains viticoles (cercles de couleur mauve aux figures IV.21 et IV.26), on compte 18 blocs dans la zone d'influence du profil P1, 11 pour le profil P2 et 3 pour le profil P3. L'importance relative des trois profils estimée à partir de ce relevé de blocs (respectivement 55%, 35% et 10%) est remarquablement proche de la répartition spatiale évaluée sur base des calculs LMR. On notera en particulier la très faible proportion de blocs terminant leur course dans les vignes à proximité du profil P3.

En ce qui concerne l'extension vers l'aval de la zone de dépôt, de nettes différences de prédictions apparaissent entre les profils P1 et P2 d'une part et le profil P3 d'autre part. Pour les profils P1 et P2, tout d'abord, on fait les constatations suivantes :

- Les abscisses extrêmes de propagation évaluées par le CETE pour des élanements cinématiques de 1.3, 1.4 et même 1.5 sont inférieures aux abscisses maximales observées (une cinquantaine

zation), soit perpendiculairement à ce (extension latérale). Les premières observations que si possono fare riguardano appunto la ripartizione laterale dei punti di arresto dei blocchi:

- I profili scelti dall'ADRGT (poi riutilizzati dal CETE) corrispondono a traiettorie osservate nella realtà, ma la loro importanza relativa non può essere determinata a priori. Tuttavia, a fronte dei profili P1 e P2 che attraversano la zona di deposito principale (Fig. IV.26), il profilo P3 potrebbe quasi essere qualificato come estremo per l'estensione laterale. Infatti, si situa all'estremità Est della zona di deposito rilevata nei vigneti. È peraltro interessante constatare che nei modelli del LMR nessun blocco ha finito la sua corsa più ad est di questo profilo.
- Per avere un'idea della ripartizione spaziale dei blocchi tra i tre profili utilizzati dall'ADRGT e dal CETE, abbiamo attribuito ciascuno dei 300 punti di arresto calcolati dal LMR al profilo, P1, P2 o P3, che gli è più vicino. Si trova la metà dei blocchi associati al profilo P1, 35% al profilo P2, 10% al profilo P3 e il 5% rimanente nella parte superiore comune ai tre profili. Risulta dunque dal calcolo che l'85% dei blocchi hanno una traiettoria relativamente dritta per effetto inerzia e valicano la collina del Châtelet con lunghezze e altezze di volo importanti (rispettivamente ettometrica e decametrica). Tali traiettorie sono state effettivamente osservate (e anche filmate dalla televisione svizzera romanda) durante la frana.
- Con un procedimento analogo nella ripartizione dei blocchi osservati al confine del bosco e nei terreni a vigneti (cerchi di colore malva nelle figure IV.21 e IV.26) si contano 18 blocchi nella zona di influenza del profilo P1, 11 per il profilo P2 e 3 per il profilo P3. L'importanza relativa dei tre profili stimata a partire di questo rilevamento di blocchi (rispettivamente 55%, 35% e 10%) è notevolmente vicina alla ripartizione spaziale valutata in base ai calcoli LMR. Si segnala in particolare la debolissima proporzione di blocchi che hanno finito la loro corsa nei vigneti vicino al profilo P3.

Per quanto riguarda l'estensione a valle della zona di deposito, evidenti differenze di previsioni compaiono tra i profili P1 e P2 da una parte e il profilo P3 dall'altra. Per i profili P1 e P2, si devono fare le constatazioni seguenti:

- Le ascisse estreme di propagazione valutate dal CETE per le spinte cinematiche 1.3, 1.4 così come 1.5 sono inferiori alle ascisse massime osservate (una cinquantina di metri per $E = 1.5$)

de mètres pour $E = 1.5$) si le terrain de bas de versant est considéré de type "terrain meuble". Par contre, pour la variante "éboulis meubles", les abscisses extrêmes correspondent aux observations, voire même dépassent les limites observées. Il est possible que le terrain réel ait un comportement intermédiaire entre ces deux affectations du terrain. Les blocs d'un élanement de 1.1 et 1.2 s'arrêtent quant à eux dans le couloir situé en amont de la colline de Châtelet.

- Les abscisses calculées par l'ADRGT pour une probabilité d'atteinte de 10^{-2} correspondent sensiblement aux abscisses maximales relevées sur le terrain. Les valeurs prédites (dont certaines par extrapolation) pour des probabilités d'atteinte de 10^{-3} et 10^{-4} se situent respectivement 30 et 90 m en aval du bloc extrême observé dans les vignobles.
- Une vingtaine de pour cent des points d'arrêt calculés par le LMR se trouve plus loin que le bloc extrême et les abscisses maximales sont nettement supérieures (jusqu'à 250 m). En visionnant les films de la Télévision Suisse Romande tournés lors de l'événement de 1985, on constate que la forêt située sur la colline du Châtelet a considérablement freiné les blocs dans la partie basse du versant. Cet effet de freinage par les arbres n'ayant pas été considéré dans les calculs, il convient donc de relativiser quelque peu les différences mises en exergue entre modélisation et observations.

Les calculs effectués le long du profil P3 afin de couvrir les trajectoires qui s'incurvent vers l'Est conduisent aux résultats suivants :

- Les abscisses extrêmes de propagation évaluées par le CETE se situent dans la partie inférieure du versant et sur le cône de déjection. Le point d'arrêt extrême calculé pour des blocs de 1.5 d'élanement cinématique (variante "terrain meuble") se trouve légèrement plus bas que le dernier bloc observé dans cette partie des vignes (près du chemin secondaire).
- Toutes les abscisses extrêmes calculées par l'ADRGT sont significativement supérieures à l'abscisse maximale observée à proximité de ce profil ; la différence étant de 120 m pour une probabilité d'atteinte de 10^{-2} , de 155 m pour une probabilité de 10^{-3} et de 290 m pour une probabilité de 10^{-4} . On peut néanmoins se poser la question de la représentativité des 3 blocs extrêmes, vu le petit nombre de blocs ayant réellement emprunté le profil P3.
- La méthode ADRGT (et dans une moindre mesure celle du CETE) fournit des abscisses d'arrêt sur le profil P3 supérieures à celles sur P1 et P2. Ceci doit être dû à la forme du profil P3, qui

se si considère le terreno ai piedi del versante come un terreno di tipo "mobile". Per la variante "detriti mobili", le ascisse estreme corrispondono invece alle osservazioni, anzi superano i limiti osservati. È possibile che il terreno reale abbia un andamento intermedio tra queste due modellazioni del terreno. I blocchi di spinta 1.1 e 1.2, si fermano nel corridoio situato a monte della collina del Châtelet.

- Le ascisse calcolate dall'ADGRT per una pericolosità 10^{-2} corrispondono sensibilmente alle ascisse massimali rilevate sul terreno. I valori previsti (di cui alcuni per estrapolazione) per le pericolosità 10^{-3} e 10^{-4} si situano rispettivamente a 30 e 90 m a valle del blocco estremo osservato nei vigneti.
- Un venti per cento dei punti di arresto calcolati dal LMR si trova più lontano del blocco estremo e le ascisse massime sono decisamente superiori (fino a 250 m). Nel visionare i films della televisione svizzera romanda girati durante l'evento del 1985, si nota che il bosco situato sulla collina del Châtelet ha considerabilmente frenato i blocchi nella parte bassa del versante. Non essendo stato preso in considerazione nei calcoli questo effetto di rallentamento dovuto agli alberi, bisogna dunque relativizzare un po' le differenze evidenziate tra modelli e osservazioni.

I calcoli effettuati lungo il profilo P3 per coprire le traiettorie che si curvano verso Est conducono ai seguenti risultati:

- Le ascisse estreme di propagazione stimate dal CETE sono situate nella parte inferiore del versante e sul cono di deiezione. Il punto di arresto estremo calcolato per blocchi di 1.5, di spinta cinematica (variante "terreno mobile") si trova leggermente più in basso dell'ultimo blocco osservato in questa parte dei vigneti (vicino alla strada secondaria).
- Tutte le ascisse estreme calcolate dall'ADGRT sono significativamente superiori all'ascissa massima osservata in prossimità di questo profilo. La differenza è di 120 m per una pericolosità di 10^{-2} , 155 m per una pericolosità di 10^{-3} e 290 m per una pericolosità di 10^{-4} . Ci si può tuttavia interrogare sulla rappresentatività dei 3 blocchi estremi visto l'esiguo numero di blocchi che hanno veramente percorso il profilo P3.
- Il metodo ADGRT (e in misura inferiore quello del CETE) fornisce ascisse di arresto sul profilo P3 superiori a quelle del P1 e del P2. Questo è dovuto forse alla forma del profilo P3 che non ha la sporgenza rocciosa esistente nel P1 e nel P2. I blocchi che valicano questa sporgenza

ne comporte pas le ressaut rocheux qui existe sur P1 et P2. Les blocs qui franchissent ce ressaut retombent ensuite relativement verticalement dans les pentes inférieures à faible inclinaison, entraînant des pertes importantes d'énergie par enfoncement dans le sol, d'où des distances totales parcourues qui sont moindres.

- L'abscisse maximale calculée par le LMR pour des blocs empruntant le couloir situé à l'Est de la colline du Châtelet est très proche du bloc extrême sis dans cette partie du vignoble et du point d'arrêt extrême calculé par le CETE pour un élanement de 1.5.

En conclusion, si on considère que les 32 blocs qui ont fini leur course dans les vignes sont représentatifs de conditions habituelles de propagation, on ne peut s'empêcher de souligner qu'aucune des 3 études trajectographiques effectuées ne fournit des prédictions conformes aux observations sur l'ensemble des trois profils. En effet, les abscisses maximales de propagation calculées par les 3 codes ne sont cohérentes avec les blocs extrêmes relevés dans les vignes que, tantôt sur les profils P1 et P2 (ADRGT), tantôt sur le profil P3 (CETE, LMR).

IV.4. CONCLUSIONS

IV.4.1. *Cadre du volet trajectographique de la recherche*

Ce chapitre du programme Interreg IIC "Instabilités de falaises" était consacré à la trajectographie de blocs rocheux. Dans l'esprit des contrats Interreg, une comparaison de 3 méthodes de calculs trajectographiques utilisées dans la région Alpine (CETE, ADRGT, LMR) a été effectuée et aucun travail substantiel d'amélioration de ces méthodes n'a été entrepris.

Dans la première partie, les participants ont présenté et comparé leurs logiciels respectifs (hypothèses, équations constitutives du rebond, paramètres pris en compte, spécificités) ainsi que leurs méthodologies de calcul. Des tableaux synthétiques reprennent les principales caractéristiques de ces logiciels ainsi que quelques informations relatives à d'autres codes de calcul existants.

Dans la seconde partie, les programmes ont été appliqués à 6 sites, chacun des partenaires fournissant pour deux des sites en question (déjà étudiés par lui) une description du profil (topographie, nature du terrain et de la végétation) et les informations disponibles sur l'événement (zone de départ, taille et forme des blocs, zone de dépôt avec points extrêmes atteints, autres données sur la trajectoire). Les résultats obtenus par les logiciels ont été analysés, puis confrontés entre eux et avec la réalité.

ricadono poi in modo relativamente verticale sui pendii inferiori a debole inclinazione comportando perdite importanti di energia per conficamento nel suolo, che determinano delle distanze complessive percorse inferiori.

- L'ascissa massima calcolata dal LMR per i blocchi che seguono il corridoio ad Est della collina del Châtelet è molto vicina al blocco estremo situato in questa parte del vigneto e al punto di arresto estremo calcolato dal CETE per una spinta 1.5.

In conclusione, se si considera che i 32 blocchi che sono finiti nei vigneti sono rappresentativi di condizioni abituali di propagazione, non si può fare a meno di sottolineare che nessuno dei tre studi traiettografici effettuati fornisce previsioni conformi alle osservazioni sull'insieme dei tre profili. Infatti, le ascisse massime di propagazione calcolate dai tre codici non sono coerenti con i blocchi estremi rilevati nei vigneti solo talvolta con i profili P1 e P2 (ADRGT), talvolta con il profilo P3 (CETE, LMR).

IV.4. CONCLUSIONI

IV.4.1. *Quadro dell'aspetto traiettografico della ricerca*

Questo capitolo del programma Interreg IIC "Instabilità in parete" era dedicato alla traiettografia di blocchi rocciosi. Nello spirito dei contratti Interreg, è stato realizzato un paragone tra 3 metodi di calcoli traiettografici utilizzati nella regione alpina (CETE, ADRGT, LMR) ma nessun lavoro sostanziale per migliorare questi metodi è stato effettuato.

Nella prima parte, i partners hanno presentato e confrontato i loro rispettivi software (ipotesi, equazioni caratteristiche della fase di rimbalzo, parametri presi in considerazione, specificità) così come le loro metodologie di calcolo. Delle tabelle sintetiche definiscono le principali caratteristiche di questi software e alcune informazioni riguardanti altri codici di calcolo esistenti.

Nella seconda parte, i programmi sono stati applicati ai 6 siti, avendo ciascuno dei partners fornito per due di questi siti in questione (già studiati da lui) una descrizione del profilo (topografia, natura del terreno e della vegetazione) e le informazioni disponibili sull'evento (zona di origine, taglia e forma dei blocchi, zona di deposito con punti estremi raggiunti, altri dati sulla traiettoria). I risultati ottenuti da questi software sono stati analizzati, poi confrontati tra di loro e con la realtà.

Le présent travail représentait une tâche à la fois difficile et intéressante sous divers aspects :

- Les 3 intervenants sont des organismes très divers : le CETE de Lyon est un organisme du Ministère de l'Équipement français ; l'ADRGT est un organisme privé ; le laboratoire de Mécanique des Roches est un laboratoire de type universitaire dépendant de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne. De ce fait, le CETE et l'ADRGT, qui ont été parmi les premiers à développer en France de telles méthodes, et qui les proposent sur un marché actuellement très concurrentiel, n'ont pas pu expliciter tous les détails de leurs modèles.
- Les quelques expériences de comparaison des résultats de calculs avec la réalité, déjà effectuées en Suisse ou en France, avaient été menées de manière plutôt cloisonnée, les organismes participants fournissant leurs résultats à un maître d'œuvre qui en assurait lui-même la synthèse. C'est la première fois que des organismes ont accepté de travailler ensemble à la synthèse de leurs propres résultats.
- Autant la comparaison des résultats de calculs avec les points d'arrêt réels sur le terrain est assez simple pour des profils 2D, autant elle devient délicate lorsque des calculs sont réalisés pour certains en 2D et d'autres en 3D. D'autre part, la comparaison des vitesses et hauteurs de passage calculées avec la réalité est difficile, faute de disposer de données objectives sur ces paramètres.

IV.4.2. Particularités des codes

Les 3 méthodes comparées dans le cadre de ce projet ne sont pas équivalentes, en ce sens qu'elles ne donnent pas accès aux mêmes types de résultats. La méthode CETE des trajectoires limites permet d'apprécier des limites d'extension maximale, mais ne permet qu'imparfaitement de calculer la hauteur de passage maximale en un point. En effet, les trajectoires limites pour la propagation (qui supposent une certaine "optimisation" des rebonds, favorisant la composante tangentielle de la vitesse au détriment de la composante normale) ne sont pas forcément les mêmes que celles pour les hauteurs de passage.

La méthode ADRGT, qui est une méthode 2D avec paramètres aléatoires, permet de réaliser des séries de calculs desquelles on tire des distributions de points d'arrêt, hauteur et vitesse de passage. Mais pour l'appréciation de ces dernières en un point donné, on passe souvent par l'analyse d'un seul plan de trajectoire 2D sans chercher si d'autres trajectoires ne pourraient fournir des valeurs plus élevées.

Il presente lavoro rappresentava un compito difficile e interessante per più aspetti:

- I 3 soggetti sono enti molto diversi: il CETE di Lione è un ente del *Ministère de l'Équipement* francese; l'ADRGT è un ente privato; il laboratorio di *Mécanique des Roches* è un laboratorio di tipo universitario dipendente dall'*École Polytechnique Fédérale* di Losanna. Di fatto, il CETE e l'ADRGT, che sono stati tra i primi a sviluppare tali metodi in Francia e che li propongono ad un mercato attualmente assai concorrenziale, non hanno potuto esplicitare tutti i particolari dei loro modelli.
- Alcuni esperimenti di confronto tra i risultati di calcoli con la realtà, già effettuati in Svizzera o in Francia, erano stati condotti in modo piuttosto frammentario, poiché i partners fornivano i loro risultati ad un capo fila che ne assicurava lui stesso la sintesi. È la prima volta che degli enti hanno accettato di lavorare insieme alla sintesi dei loro risultati.
- Il confronto tra i risultati di calcoli con i punti di arresto reali sul terreno è abbastanza semplice per i profili 2D, ma diventa difficile quando i calcoli sono realizzati per certi profili in 2D e per altri in 3D. Inoltre, il confronto delle velocità e delle altezze di volo calcolate in rapporto alla realtà è difficile per mancanza di dati obiettivi su questi parametri.

IV.4.2. Particolarità dei codici

I tre metodi confrontati nell'ambito di questo progetto non sono equivalenti in quanto non danno accesso agli stessi tipi di risultati. Il metodo CETE delle traiettorie limite permette di valutare i limiti di propagazione massima ma non consente di calcolare in modo sufficiente l'altezza di volo massima su un punto definito. In effetti, le traiettorie limite per la propagazione (che presuppongono una certa "ottimizzazione" dei rimbalzi, favorendo la componente tangenziale della velocità a dispetto della componente normale) non sono per forza le stesse di quelle per le altezze di volo.

Il metodo ADRGT, che è un metodo 2D con parametri aleatori, permette di realizzare una serie di calcoli da cui si ricavano le distribuzioni di punti di arresto, altezza e velocità di passaggio. Ma per valutare queste ultime in un punto determinato, si passa spesso tramite l'analisi di un solo piano di traiettoria 2D senza verificare se altre traiettorie possono fornire valori più elevati.

Le logiciel EBOULEMENT du LMR fait partie des méthodes dites rigoureuses qui considèrent les dimensions et forme réelles des blocs ainsi que tous leurs mouvements, y compris la rotation. La version actuelle du programme permet des analyses probabilistes, en affectant à un certain nombre de paramètres du problème une composante aléatoire pour tenir compte de leur variabilité naturelle. Bien qu'il soit fréquemment bridé pour calculer des trajectoires sur des profils bidimensionnels, le programme a été développé pour des calculs 3D et se prête à l'utilisation de modèles topographiques tridimensionnels (MNT).

Deux tableaux comparatifs (Tab. IV.1 et 2) illustrent les spécificités de ces 3 logiciels. Le premier fournit une synthèse de leurs principales caractéristiques tandis que le second compare la manière dont le phénomène de rebond est traité ainsi que les paramètres pris en compte dans sa modélisation. Finalement, un troisième tableau (Tab. IV.3), de structure analogue au premier, synthétise les caractéristiques de quelques autres programmes de calcul ayant fait l'objet de publications.

IV.4.3. Confrontation à des cas réels d'éboulements

Les comparaisons effectuées dans le cadre du présent travail ont apporté certains éléments :

- Sur pratiquement tous les profils, qu'ils soient simples ou plus complexes avec des ressauts et des replats, les méthodes ADRGT et LMR donnent des répartitions assez voisines, avec les mêmes zones privilégiées d'arrêt. Par contre, en règle générale, le LMR obtient des distributions plus étalées que l'ADRGT.
- Les simulations faites avec le logiciel PROPAG du CETE pour des blocs dont l'élancement cinématique est compris entre 1.1 et 1.5 ont tendance, dans une majorité des cas, à marquer les différentes zones de dépôt (confère résultats pour les sites de Comboire 1.2 et 1.3 ; Champrond 1.3 et 1.4bis ; Saint-Marcel 1.1 et 1.2 ; Barjac 1.1, 1.2 et 1.3 ; Bieudron 1.1). Au vue des cas traités dans ce projet, il semblerait donc que les simulations réalisées pour la fourchette des élancements cinématiques admissibles (entre 1.1 et 1.5) permettent d'apprécier qualitativement les zones principales de dépôt des blocs.
- Les calculs du CETE pour des blocs d'élancement cinématique de 1.5 prédisent sur la majorité des sites une trajectoire extrême plus longue que celle obtenue par l'ADRGT et légèrement plus courte que celle calculée par le LMR (séries de 300 simulations pour ces deux parte-

Il software EBOULEMENT del LMR fa parte dei metodi cosiddetti rigorosi che considerano le dimensioni e le forme reali dei blocchi così come tutti i loro movimenti, inclusa la rotazione. La versione attuale del programma permette di fare analisi probabilistiche assegnando ad un certo numero di parametri del problema una componente aleatoria per tenere in conto la loro variabilità naturale. Benché questo programma sia spesso riservato a calcolare delle traiettorie su dei profili bidimensionali, esso è stato sviluppato per calcoli 3D e si presta all'utilizzo di modelli topografici tridimensionali (DTM).

Due tabelle comparative (Tab. IV.1 e 2) illustrano le specificità di questi 3 software. La prima fornisce una sintesi delle loro principali caratteristiche mentre la seconda mette a confronto il modo in cui il fenomeno di rimbalzo è stato trattato così come i parametri presi in considerazione nella sua modellizzazione. Infine, una terza tabella (Tab. IV.3) di struttura simile alla prima sintetizza le caratteristiche di alcuni altri programmi di calcolo già pubblicati.

IV.4.3. Confronto con eventi franosi reali

I paragoni effettuati nell'ambito del presente lavoro hanno fornito alcuni elementi:

- Su praticamente tutti i profili, siano essi semplici o più complessi con sporgenze e ripiani, i metodi ADGRT e LMR danno delle distribuzioni abbastanza vicine, con le stesse zone di arresto privilegiate. Invece, il LMR ottiene, in genere, delle distribuzioni più estese dell'ADGRT.
- Le simulazioni fatte con il software PROPAG del CETE per i blocchi per i quali l'"élancement cinématique" è compreso tra 1.1 e 1.5 tendono, nella maggioranza dei casi, a segnalare le diverse zone di deposito (cf. risultati per i siti di Comboire 1.2 e 1.3; Champrond 1.3 e 1.4 bis; Saint-Marcel 1.1 e 1.2; Barjac 1.1, 1.2 e 1.3, Bieudron 1.1). Considerando i casi studiati in questo progetto, sembra che le simulazioni realizzate per la scala degli "élancements cinématiques" ammissibili (tra 1.1 e 1.5) permettano di valutare qualitativamente le zone principali di deposito dei blocchi.
- I calcoli del CETE per i blocchi di "élancement cinématique" di 1.5 predicono in una grande parte dei siti una traiettoria estrema più lunga di quella ottenuta con l'ADGRT e leggermente più corta di quella calcolata dal LMR (serie di 300 simulazioni per questi due partners). Tuttavia, bisogna segnalare che, diversamente del risultato del CETE, che è unico, le ascisse massime

naires). Néanmoins, il convient de noter que, contrairement au résultat du CETE qui est unique, les abscisses maximales d'arrêt calculées par les deux autres programmes dépendent sensiblement du nombre de calculs (plus ceux-ci sont nombreux, plus l'abscisse maximale est grande).

- Pour les méthodes ADRGT et LMR, la taille des blocs intervenant dans la modélisation (contrairement à la méthode du CETE), certains calculs effectués pour des fourchettes de volume de blocs données, ne représentent plus la réalité si on considère des blocs plus petits (Barjac).
- Pour le seul calcul de protection effectué (site de Bieudron au point IV.3.7), les hauteurs et vitesses de passage estimées par les 3 méthodes ont donné des résultats très divergents. En l'absence d'observation de trajectoires réelles, il est difficile d'émettre une appréciation sur la valeur de ces résultats. Il s'agit indéniablement d'un point à approfondir à l'avenir.
- Dans le cas de topographies 3D relativement complexes comme celle des Crétaux, il n'est pas toujours aisé de choisir des profils 2D représentatifs des trajectoires potentielles, surtout si l'on ne dispose pas d'un inventaire des positions d'arrêt des blocs sur le terrain. De plus, l'importance relative de ces profils 2D ne peut être déterminée a priori. Par contre, des modélisations 3D telles que celles effectuées par le LMR permettent d'estimer les chemins les plus empruntés par les blocs ainsi que la répartition spatiale des points d'arrêt.

IV.4.4. Recommandations

Parmi les conclusions d'ordre méthodologique retirées de ce travail, on peut citer :

- L'importance du recueil des données de terrain. Le caractère prédictif d'une analyse trajectographique sera d'autant plus grand que l'étude de terrain est précise et pertinente. Le chapitre IV.3.2. passe en revue diverses informations qui devraient être collectées.
- La nécessité de ne pas dissocier l'équipe qui mène les calculs de celle qui fait les observations de terrain. En effet, même si un tel relevé est effectué avec le plus grand soin, les informations transmises sont souvent sujettes à interprétation et ne sont donc pas toujours utilisées à bon escient lors des calculs trajectographiques. Ceci a été vérifié dans le cadre de ce travail, la mauvaise adéquation de certains résultats provenant parfois d'imprécisions dans les descriptions. La pratique courante de cer-

di arresto calcolate dai due altri programmi dipendono sensibilmente dal numero di calcoli (più questi sono numerosi, più l'ascissa massima è grande).

- Per i metodi ADGRT e LMR, dove la dimensione dei blocchi interviene nella modellizzazione (contrariamente al metodo del CETE), alcuni calcoli effettuati per delle scale di volume di blocchi determinati non rappresentano più la realtà se si tratta di blocchi più piccoli (Barjac).
- Per il solo calcolo di difesa effettuato (sito di Bieudron al punto IV.3.7.), le altezze e velocità di passaggio valutate dai tre metodi hanno dato dei risultati assai divergenti. In assenza di osservazione di traiettorie reali, è difficile giudicare il valore di questi risultati. Si tratti senza dubbio di un punto da indagare nel futuro.
- Nel caso di topografie 3D relativamente complesse come quella dei Crétaux, non è sempre facile scegliere dei profili 2D rappresentativi delle traiettorie potenziali, soprattutto se non c'è a disposizione un inventario delle posizioni di arresto dei blocchi sul terreno. Inoltre, l'importanza relativa di questi profili 2D non può essere determinata a priori. Invece, delle modellizzazioni 3D quali quelli effettuati dal LMR, permettono di valutare le traiettorie più frequenti dei blocchi così come la distribuzione spaziale dei punti di arresto.

IV.4.4. Raccomandazioni

Tra le conclusioni metodologiche ricavate da questo lavoro, possiamo citare:

- L'importanza della raccolta dei dati su terreno. Il carattere previsionale di un'analisi traietto grafica sarà tanto più rilevante quanto lo studio sul terreno è preciso e pertinente. Il capitolo IV.3.2. illustra le varie informazioni che dovrebbero essere raccolte.
- La necessità di non separare la squadra che elabora i calcoli da quella che si occupa delle osservazioni sul terreno. In effetti, anche se tale rilevamento è effettuato con la massima cura, le informazioni trasmesse sono spesso soggette ad interpretazioni e dunque non sono sempre utilizzate con cognizione di causa durante i calcoli traietto grafici. Ciò si è verificato nell'ambito di questo lavoro a causa di una insufficiente adeguatezza di alcuni risultati provenienti talvolta dalle imprecisioni nelle descrizioni. Alcuni stu-

tains bureaux d'études qui consiste à effectuer eux même les relevés de terrain et à ensuite sous-traiter les calculs trajectographiques à des bureaux spécialisés (façon de procéder essentiellement justifiée par des considérations financières) n'est donc pas souhaitable.

- Le souci permanent de confronter les résultats des calculs à la réalité observée sur le site en question (zones de dépôt de blocs, effets destructeurs, etc.). Si on traite d'un site où des chutes de blocs antérieures ne sont pas ou plus repérables, il convient de chercher aux environs un site présentant suffisamment d'analogies et sur lequel des observations sont disponibles afin de réaliser, à titre de calage, des calculs sur ce site de référence avant de passer au site même de l'étude. De même, en cas d'occurrence de chutes de blocs après l'étude, on ne saurait trop conseiller de relever les caractéristiques de l'événement (en particulier des trajectoires), non seulement pour valider les études faites et les mesures de protection prises sur le site en question, mais aussi pour améliorer la connaissance des phénomènes.
- L'importance du couple calculateur-logiciel. Mieux vaut un calculateur connaissant bien son logiciel, ses particularités et ses limites, qu'un logiciel très complet utilisé par un calculateur moins expérimenté.

En ce qui concerne la méthodologie d'application de ces calculs, en particulier pour l'élaboration de cartes de danger (Suisse) ou de plans de prévention des risques naturels (France), on en est conduit, pour l'instant, à une grande prudence. Les résultats d'études trajectographiques doivent toujours être considérés comme une aide à la décision et non comme un critère absolu.

De même, dans le cadre de l'implantation et du choix des caractéristiques des ouvrages de protection, il convient de rester prudent :

- D'une part, vis-à-vis des hauteurs et vitesses de passage tant que des observations n'ont pas été faites ou des essais réalisés, permettant de vérifier la conformité des résultats de calculs à la réalité.
- D'autre part, vis-à-vis des capacités nominales des ouvrages de protection annoncées par les fabricants. L'instauration d'une homologation de ces ouvrages de protection (notamment filets) devient cruciale pour déterminer objectivement quelle énergie ils sont capables d'absorber et quelle est leur surface d'interception (partie utile de la surface de l'ouvrage sur laquelle l'arrêt des blocs est effectivement assuré).

di professionali procedono loro stessi ai rilevamenti sul terreno per poi subappaltare i calcoli traiettografici ad uffici specializzati (procedura essenzialmente giustificata da considerazioni finanziarie). Questa pratica comune non è dunque auspicabile.

- La costante preoccupazione di confrontare i risultati dei calcoli con la realtà osservata sul sito (deposito di blocchi, effetti distruttivi, etc.). Se si tratta di un sito sul quale le cadute blocchi precedenti non sono o non sono più individuabili, occorre allora cercare nelle vicinanze un sito che presenta analogie sufficienti e sul quale è possibile procedere a varie osservazioni per realizzare, a titolo di taratura, dei calcoli su questo sito di riferimento prima di passare al sito oggetto di studio. Nello stesso modo, in caso di evenienza di caduta blocchi dopo lo studio, si consiglia di rilevare le caratteristiche dell'evento (in particolare le traiettorie), non solo per convalidare gli studi fatti ed i provvedimenti di protezione presi sul sito, ma anche per migliorare la conoscenza dei fenomeni.
- L'importanza della coppia operatore-software. Meglio avere un operatore che conosce bene il suo software, le sue particolarità e i suoi limiti che un software molto completo utilizzato da un operatore meno esperto.

Per quanto riguarda la metodologia applicativa di questi calcoli, in particolare per l'elaborazione di carte di pericolo (Svizzera) o di piani di prevenzione dei rischi naturali (Francia), si deve per ora agire con molta cautela. I risultati di studi traiettografici devono essere sempre considerati come un aiuto nella decisione e non come un criterio assoluto.

Nello stesso modo, nell'ambito dell'impianto e della scelta delle tipologie di opere di difesa, conviene operare con cautela:

- Da una parte, nei confronti delle altezze e velocità di passaggio fino quando non siano state fatte osservazioni o realizzate prove che permettano di verificare la conformità dei risultati di calcoli con la realtà.
- Dall'altra, riguardo alle caratteristiche tecniche delle opere di difesa comunicate dai costruttori. L'istituzione di una omologazione di queste opere di difesa (in particolare rete) diventa fondamentale per determinare obiettivamente quale energia siano in grado di assorbire e quale sia la loro superficie di intercettazione (parte utile della superficie dell'opera sulla quale c'è la sicurezza che i blocchi saranno effettivamente fermati).

Finalement, en complément de ces précautions d'application, il est bon de rappeler aux mandants d'études trajectographiques (collectivités publiques, maîtres d'ouvrage, experts) que de belles sorties couleurs (cartes, graphiques) ne constituent pas un gage de qualité des résultats fournis.

IV.4.5. Perspectives

IV.4.5.1 Utilisation des données trajectographiques

Bien que le volet trajectographique de cette recherche Interreg IIC n'ait pas eu pour objet l'élaboration d'une méthodologie d'application de ces calculs au zonage, une ébauche de réflexion a été menée par l'ADRGT. La méthodologie se baserait sur les observations, en ajustant les calculs sur des blocs extrêmes observés avec une probabilité d'atteinte p_0 (calculée), et considérerait ensuite les abscisses des points correspondant à $10^{-2} p_0$ et $10^{-4} p_0$ comme des limites. Les implications sur l'aménagement du territoire seraient alors les suivantes :

- $p > p_0$: pas de constructions autorisées ; protection à prévoir en urgence pour l'existant.
- $10^{-2} p_0 < p < p_0$: pas de constructions neuves a priori ; pour l'existant, protections à prévoir avec un ordre d'urgence décroissant.
- $10^{-4} p_0 < p < 10^{-2} p_0$: construction neuve possible moyennant protections.
- $p < 10^{-4} p_0$: construction libre.

Il est évident que cette probabilité p devrait intégrer la probabilité de départ (ce qui demeure une question non réglée jusqu'à présent) et la probabilité de propagation (tenant compte si possible de l'aspect 3D). Tant que la probabilité de départ n'est pas chiffrable de manière univoque, on pourrait la supposer de 100%, ce qui va dans le sens de la sécurité.

De cette proposition de méthodologie, il est intéressant de relever la notion d'une distance réelle à parcourir sur le terrain pour réduire la probabilité d'atteinte dans un rapport donné. Cette distance dépendant du contexte local (topographie, couverture), la trajectographie est un bon moyen de l'évaluer.

Cependant, cette méthode (dans sa version actuelle) n'est pas préconisée par les partenaires du projet, un certain nombre de difficultés et d'inconvénients risquant, en effet, d'apparaître lors de son application :

- Son utilisation est impossible sur des sites qui n'ont pas encore subi de chutes de blocs.
- La probabilité d'atteinte p_0 associée aux blocs extrêmes observés sur le terrain n'est pas univoque. Elle dépend de l'intensité et de la fréquence des événements. Or, il n'est pas aisé de

Infine, per completare queste precauzioni applicative, bisogna ricordare a coloro che commissionano studi traiettografici (collettività pubbliche, progettisti, esperti) che le bellissime pubblicazioni colorate (carte, grafici) non garantiscono di per se stesse la qualità dei risultati forniti.

IV.4.5. Prospettive

IV.4.5.1 Utilizzo dei dati traiettografici

Sebbene la parte traiettografica di questa ricerca Interreg IIC non avesse come oggetto l'elaborazione di una metodologia applicativa di questi calcoli di zonizzazione, un abbozzo di riflessione è stato condotto dall'ADGRT. La metodologia si baserebbe sulle osservazioni adattando i calcoli sui blocchi estremi osservati con una pericolosità p_0 (calcolata) e considererebbe poi le ascisse dei punti corrispondenti a 10^{-2} e $10^{-4} p_0$ come limiti. Le conseguenze sull'utilizzo del territorio sarebbero quindi le seguenti:

- $p > p_0$: nessuna autorizzazione ad edificare; protezione da prevedere con urgenza per l'esistente.
- $10^{-2} p_0 < p < p_0$: nessun nuova costruzione a priori; protezioni da prevedere con un ordine di urgenza decrescente per l'esistente.
- $10^{-4} p_0 < p < 10^{-2} p_0$: possibilità di nuove costruzioni con opere di protezione.
- $p < 10^{-4} p_0$: edificazione libera.

È evidente che questa pericolosità p dovrebbe comprendere la probabilità di origine (ciò che rimane un problema non risolto finora) e la probabilità di propagazione (considerando, se possibile, l'aspetto 3D). Finché la probabilità di origine non sia calcolata in modo univoco, si potrebbe presupporla pari al 100%, a garanzia della sicurezza.

Da questa proposta di metodologia, è interessante notare il concetto di una distanza reale da percorrere sul terreno per ridurre la pericolosità in un rapporto determinato. Questa distanza dipende dal contesto locale (topografia, copertura) e la traiettografia è un buon mezzo per valutarla.

Questo metodo però (nella sua versione attuale) non è raccomandato dai partners del progetto poiché alcune difficoltà e inconvenienti rischiano effettivamente di comparire nella sua applicazione:

- Il suo utilizzo è impossibile nei siti che non hanno ancora avuto delle cadute blocchi.
- La pericolosità p_0 , associata ai blocchi estremi osservati sul terreno, non è univoca. Dipende dall'intensità e dalla frequenza degli eventi. Ora, non è facile determinare se il blocco estremo

déterminer si le bloc extrême relevé sur le terrain est issu d'un événement courant ou exceptionnel.

- Dans les calculs trajectographiques de type probabiliste (par exemple ADGRT, LMR), l'étalement de la fonction de répartition des blocs dépend des lois de probabilité choisies pour caractériser les variables aléatoires du problème. Or, ces lois (ainsi que leurs paramètres) n'étant pas forcément représentatives de la réalité physique, l'extrapolation de la fonction de répartition des blocs au-delà du bloc extrême observé sur le terrain peut être hasardeuse.

Ces considérations soulignent, une fois de plus, la nécessité de rester prudent vis-à-vis de l'application au zonage des résultats d'études trajectographiques. Un certain nombre de réflexions seront encore nécessaires pour élaborer une telle méthodologie d'application, tentant de concilier une certaine rigueur scientifique, le pragmatisme des personnes de terrain (qui, au sein d'un bureau d'études, devront utiliser la méthode) ainsi que les préoccupations d'aménagement du territoire des collectivités publiques.

Un tel travail de réflexion, avec exercice pratique d'établissement de cartes de danger sur quelques sites, pourrait constituer un thème intéressant dans le cadre du programme Interreg III.

IV.4.5.2 Meilleure connaissance du phénomène de rebond

Pour délimiter les périmètres menacés et déterminer l'implantation et les caractéristiques des ouvrages de protection, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des trajectoires (zone d'arrêt, hauteur et longueur de vol) et des énergies des blocs. Or, le phénomène de rebond qui se produit lors de l'impact d'un bloc sur le terrain demeure actuellement très mal connu et dès lors très sommairement modélisé par les programmes de calcul.

Un certain nombre de personnes ayant expérimenté des chutes de blocs naturelles ou artificielles (p.ex. essais en carrière) s'accordent pour dire que le mouvement de rebond dépend non seulement des caractéristiques du terrain (déformabilité, résistance, inclinaison, rugosité), mais aussi de paramètres du bloc (poids, géométrie) ainsi que de la cinématique lors de l'impact (vitesses de translation et de rotation, angle et configuration). On conçoit dès lors les limitations d'une modélisation du rebond sur la base de deux coefficients de restitution en fonction uniquement de la nature du terrain. C'est néanmoins de cette façon que le rebond est traité dans bon nombre de programmes, probablement faute de mieux.

rilevato sul terreno proviene da un evento comune o eccezionale.

- Nei calcoli traietto grafici di tipo probabilistico (ad esempio ADGRT, LMR), l'estensione della funzione di ripartizione dei blocchi dipende dalle leggi di probabilità scelte per caratterizzare le varianti aleatorie del problema. Ora, se queste leggi (così come i loro parametri) non rappresentano per forza la realtà fisica, l'estrapolazione della funzione di ripartizione dei blocchi al di là del blocco estremo osservato sul terreno può essere rischiosa.

Queste considerazioni evidenziano ancora una volta la necessità di rimanere prudenti nei confronti dell'applicazione dei risultati di studi traietto grafici in rapporto alla zonizzazione. Alcune riflessioni saranno ancora necessarie per elaborare tale metodologia applicativa nel tentativo di conciliare un certo rigore scientifico, il pragmatismo degli operatori sul terreno (che dovranno utilizzare il metodo nell'ambito professionale) così come le preoccupazioni di utilizzo del territorio delle collettività pubbliche.

Tale lavoro di riflessione con l'elaborazione di carte di pericolo su alcuni siti potrebbe costituire un tema interessante nell'ambito del programma Interreg III.

IV.4.5.2. Migliore conoscenza del fenomeno di rimbalzo

Per delimitare i perimetri minacciati e determinare l'impianto e le caratteristiche delle opere di difesa, è necessario conoscere bene le traiettorie (zona di arresto, altezza e lunghezza del volo) e le energie dei blocchi. Ora, il fenomeno di rimbalzo, che si produce durante l'impatto di un blocco sul terreno, rimane attualmente assai mal conosciuto e quindi poco modellizzato dai programmi di calcolo.

Avendo sperimentato delle cadute blocchi naturali o artificiali (ad es. prove nelle cave), alcune persone concordano nell'affermare che il movimento di rimbalzo dipende non solo dalle caratteristiche del terreno (deformabilità, resistenza, inclinazione, rugosità) ma anche dai parametri del blocco (peso, geometria) così come dal cinematico durante l'impatto (velocità di traslazione e di rotazione, angolo e configurazione). Si ammettono allora i limiti di una modellizzazione del rimbalzo in base a due coefficienti di restitutione in funzione della natura del terreno. È comunque in questo modo che più programmi illustrano il rimbalzo, probabilmente in mancanza di qualcosa di meglio.

Des progrès dans le domaine des calculs trajectographiques ne seront possibles qu'en acquérant une meilleure connaissance du phénomène de rebond :

- par l'observation d'événements naturels lors de leur occurrence ainsi que des traces laissées sur le terrain ;
- par la réalisation d'essais en vraie grandeur in situ, avec analyse des trajectoires au droit des impacts ;
- par la réalisation d'essais en semi-grandeur en laboratoire, où les conditions et les paramètres de l'impact sont plus facilement maîtrisables.

En complément de certaines campagnes expérimentales déjà réalisées et qui mériteraient d'être réinterprétées, deux programmes d'essais sont en préparation au CETE et au LMR :

- Dans un futur site expérimental destiné à l'homologation d'ouvrages de protection contre les chutes de blocs, le CETE de Lyon compte réaliser des essais en vraie grandeur en lançant des blocs sur une pente d'éboulis homogène de 150 m de dénivelée. Les trajectoires et les impacts seront analysés à partir de films.
- Dans le cadre d'une thèse de doctorat, le LMR entreprend une vaste campagne d'essais d'impacts en semi-grandeur en vue d'isoler et de comprendre l'influence des paramètres du terrain, du bloc et de la cinématique. À cet effet, de façon systématique, des blocs (jusqu'à 1 t) sont lâchés de différentes hauteurs (jusqu'à 10 m) sur des terrains inclinés de diverses natures. L'interprétation est faite à partir des enregistrements d'une caméra numérique à acquisition rapide.

En cherchant à mieux comprendre le mécanisme de rebond et en analysant systématiquement l'influence des divers paramètres de l'impact, ces études expérimentales visent à proposer à terme des formulations mathématiques permettant de mieux quantifier le rebond. L'implémentation ultérieure de ces expressions dans des programmes de calculs devrait se traduire par un accroissement de la capacité de prédiction des trajectoires de blocs rocheux.

Nel campo dei calcoli traiettografici i progressi saranno possibili solo se si acquisisce una conoscenza migliore del fenomeno del rimbalzo a partire:

- dall'osservazione di eventi naturali quando si producono, così come dalle tracce lasciate sul terreno ;
- dalla realizzazione di prove su scala naturale in situ con analisi delle traiettorie sulla perpendicolare degli impatti ;
- dalla realizzazione di prove su scala ridotta in laboratorio dove le condizioni ed i parametri dell'impatto sono più facilmente gestibili.

Per completare alcune campagne di sperimentazione già realizzate e che meriterebbero di essere reinterpretate, il CETE insieme al LMR stanno preparando due programmi di prova:

- In un futuro sito sperimentale dedicato all'omologazione di opere di difesa contro le cadute blocchi, il CETE di Lyon prevede la realizzazione di prove su scala naturale lanciando blocchi su un pendio di detriti omogenei con un dislivello di 150 m. Le traiettorie e gli impatti saranno analizzati a partire dai films.
- Nell'ambito di una tesi di laurea, il LMR inizia una estesa campagna di prove di impatti su scala ridotta nello scopo di isolare e comprendere come influiscono i parametri del terreno, del blocco e del cinematismo. A questo scopo, sono sistematicamente lanciati dei blocchi (fino a 1 t.) da diverse altezze (fino a 10 m) su dei terreni inclinati di varie nature. L'interpretazione è fatta a partire dalla registrazione di una camera digitale ad acquisizione veloce.

Nel cercare di capire meglio il meccanismo del rimbalzo ed analizzare sistematicamente l'influenza dei vari parametri dell'impatto, questi studi sperimentali mirano a proporre delle formulazioni matematiche permettendo di quantificare meglio il rimbalzo. Il contributo ulteriore di queste espressioni nei programmi di calcoli dovrebbe tradursi con un incremento della capacità di prevedere le traiettorie di blocchi rocciosi.

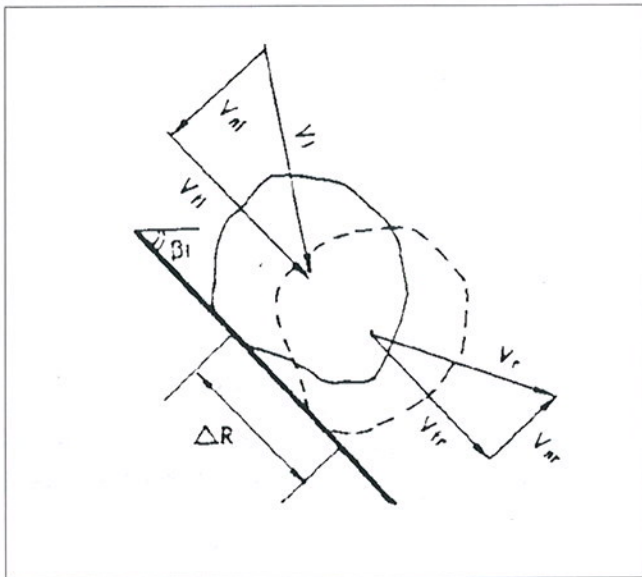


Fig. IV.1 : Impact sur un terrain rocheux.

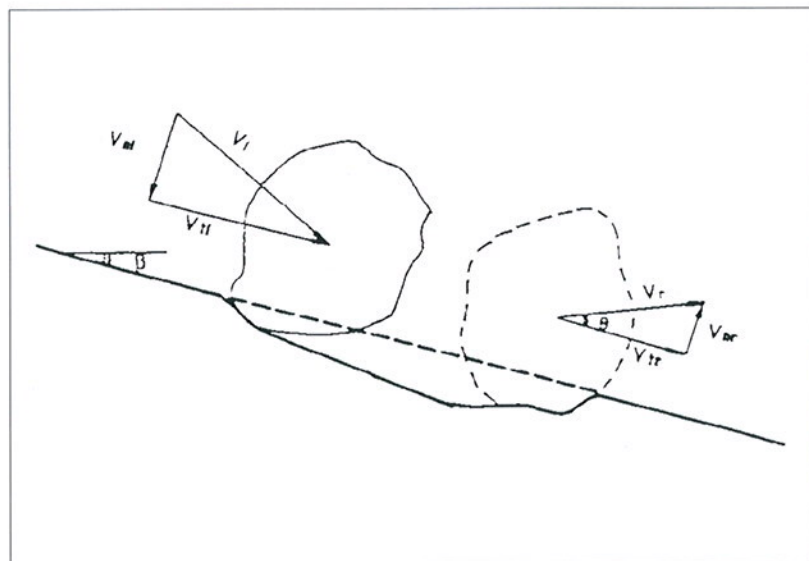


Fig. IV.2 : Impact sur un terrain meuble.

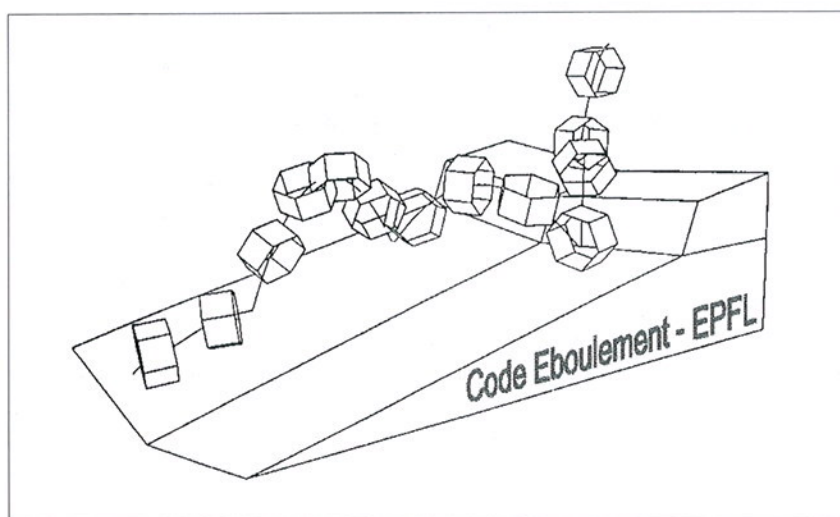


Fig. IV.3 : Modélisation tridimensionnelle de la chute d'un bloc rocheux.

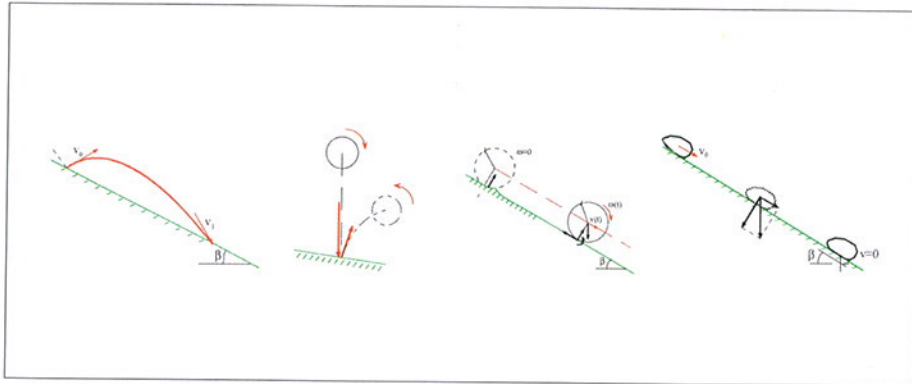


Fig. IV.4 : Mécanismes de vol, de rebond, de roulement et de glissement.

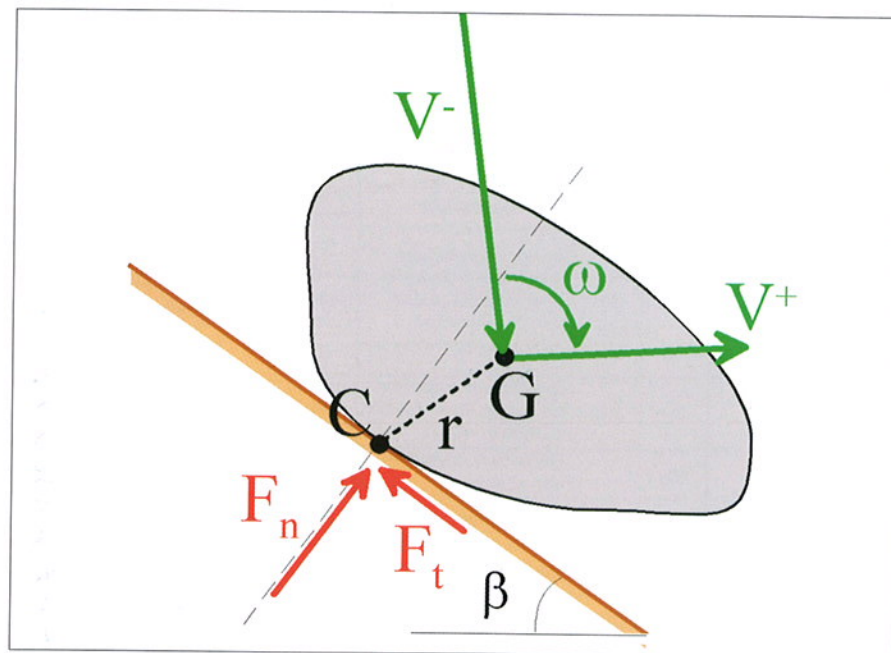


Fig. IV.5 : Notations utilisées.

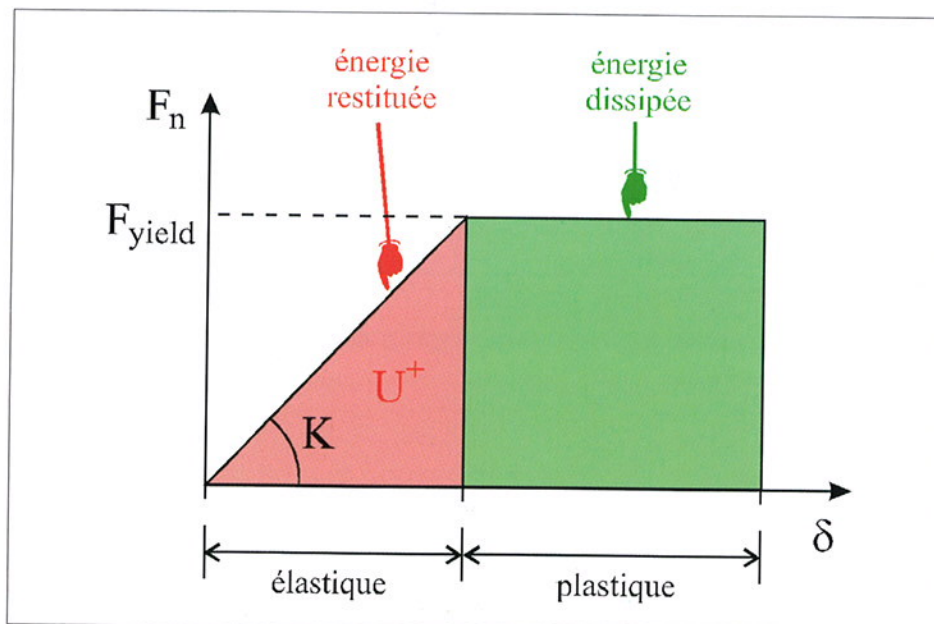


Fig. IV.6 : Plastification lors de l'impact.

Nom du logiciel	2D ou 3D	Méthode rigoureuse (1), point matériel (2), Méthode hybride (3), forme du bloc	Conditions initiales	Prise en compte de la rotation	Caractérisation des pertes d'énergie lors des rebonds	Type de calcul: probabiliste (1) ou déterministe (2)	Calage
PROPAG (CETE Lyon)	2D	(3) caractérisé par un élanement	Chute libre ou vitesse	Indirect.	Coeff. de restitution normal et tangentiel	(2) trajectoires extrêmes	A partir de cas réels
ADRGT	2D	(3) caractérisé par un coeff. d'angularité	Vitesse	Indirect.	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement -Possibilité de fractionnement	(1)	Sur modèle réduit et sur cas réels
EBOULEMENT (LMR-EPFL)	3D	(1) Ellipsoïde, parallélépipède, polyèdre	Chute libre ou vitesse	oui	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement -Seuil de plasticité du sol	(1)	A partir de cas réels

Tab. IV.1 : Principales caractéristiques des programmes CETE, ADRGT et EPFL.

Paramètres affectant le rebond		CETE			ADRGT			EPFL		
		Prise en compte	Caractère aléatoire	Commentaire	Prise en compte	Caractère aléatoire	Commentaire	Prise en compte	Caractère aléatoire	Commentaire
Paramètres liés au terrain	Résistance	Ind.	Non	Pris en compte de façon globale dans la description de la couverture de sol à partir de paramètres identifiés expérimentalement	Oui	Oui	Distinction sols rocheux/sols meubles.	Ind.	Oui	Coeff. de frottement μ , seuil de plasticité intégré dans C
	Rigidité	Ind.	Non		Ind.	Oui	Prise en compte dans les types de terrains.	Ind.	Oui	Coeff. de restitution, raideur du terrain K intégrée dans C
	Rugosité	Ind.	Non		Oui	Oui	Coefficient de dispersion	Oui	Oui	Intégré par le caractère aléatoire de l'inclinaison β
	Inclinaison	Oui	Non	Sur base d'une topométrie fine dont les échelles varient du 1/200 au 1/2000	Oui	Oui	Caractère aléatoire de β	Oui	Oui	β
Paramètres liés au bloc	Résistance	Non	-	Pas de fractionnement du bloc possible	Oui	Non	Coefficient de fragilité : détermine si fragmentation	Non	-	Pas de fractionnement du bloc possible
	Rigidité	Non	-	Bloc infiniment rigide	Ind.	Non	Prise en compte dans le coefficient de fragilité	Non	-	Bloc infiniment rigide
	Poids	Ind.	Non	Pris en compte globalement dans la description de la couverture de sol	Oui	Oui	Fourchette de poids au départ, d'après la géométrie	Oui	Oui *	Poids déduit de la géométrie
	Dimensions	Ind.	Non		Oui	Oui	Fourchette de volume au départ	Oui	Oui *	Géométrie
	Géométrie	Oui	Non	Introduction de la notion d'élanement cinématique	Oui	Non	- Coefficient d'angularité - Coefficient de dispersion	Oui	-	Géométrie (ellipsoïde, parallélépipède, polyèdre)
Paramètres liés à la cinématique	Vitesse de translation	Oui	Non		Oui	Non		Oui	-	V_n^- , V_i^-
	Vitesse de rotation	Ind.	Non	Rotation prise en compte dans les phénomènes de rebond.	Ind.	Non	Rotation prise en compte dans les phénomènes de rebond.	Oui	-	ω
	Angle d'impact	Oui	Non	Angle d'incidence et angle de réflexion	Oui	-		Oui	-	
	Configuration du bloc	Ind.	Non		Non	-		Oui	-	Géométrie
Remarques:		- = sans objet Ind. = indirectement.			- = sans objet Ind. = indirectement.			* Les dimensions du bloc demeurent inchangées tout au long d'une trajectoire, mais sont variées d'une trajectoire à l'autre		

Tab. IV.2 : Paramètres pris en compte dans la modélisation du rebond par les programmes CETE, ADRGT et EPFL.

Nom du logiciel	2D ou 3D	Méthode rigoureuse (1), point matériel (2), Méthode hybride (3), forme du bloc	Conditions initiales	Prise en compte de la rotation	Caractérisation des pertes d'énergie lors des rebonds	Type de calcul: Probabiliste (1) ou déterministe (2)	Calage
Azzoni & De Freitas 1995 CADMA	2D	(3) -point matériel: simulation de la chute libre -corps rigide: simulation du choc, glissement et roulement Ellipsoïde	Chute libre ou vitesse	oui	-Coeff. de restitution énergétique -Coeff. de frottement	(1)	Essais sur modèle réduit et <i>in situ</i>
Bozzolo et al. 1988 SASS et MASSI	2D	(3) -point matériel: simulation de la chute libre -corps rigide: simulation du choc, glissement et roulement Ellipsoïde		oui	-Coeff. de restitution -Coeff. de frottement	(1)	Essais <i>in situ</i>
Falcetta 1985	2D	(1) Polyèdre	Vitesse	oui	- Coeff. de frottement - 4 coeff. d'impact - Déformation plastique du sol	(2)	A partir de cas réels
Faure et al. 1995 PIR 3D	3D	(2)	Vitesse	Indirect.	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement	(1)	
Guzzetti & Thibault 2001 STONE	3D	(2)	Vitesse	Indirect.	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de roulement	(2)	coeff. de restitution d'après la littérature
Hoek / Stevens 1998 RocFall 4.0	2D	(2)	Chute libre ou vitesse	Indirect.	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement	(1)	coeff. de restitution d'après la littérature et à partir de cas réels
Hung & Evans 1988	2D	(2)		Indirect.	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de roulement	(1)	Essais en vraie grandeur et cas réels
Kobayashi et al. 1990	2D	(3) -point matériel: simulation de la chute libre -corps rigide: simulation du choc, glissement et roulement Sphère	Chute libre ou roulement	oui	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de roulement	(1)	A partir de cas réels
Masuya & al. 1999	3D	(1) Sphère	Chute libre	oui	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement	(2)	
Paronuzzi & Artini 1999 Mobyrock	2D	(2)	Vitesse		Coeff. de restitution	(1)	
Pfeiffer & Bowen 1989 Jones et al. 2000 CRSP 4.0	2D	(3) -point matériel: simulation de la chute libre -corps rigide: simulation du choc, glissement et roulement Sphère, cube	Vitesse	oui	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement	(1)	A partir de cas réels
Piteau & Clayton 1978 Computer Rockfall Model	2D	(2)	Chute libre	non	Coeff. de restitution	(2)	
Ritchie 1963	2D	(2)	Chute libre	non			
Spang & Krauter 2001 Rockfall 6.0	2D	(1) Sphère, cylindre	Chute libre ou vitesse	oui	-Coeff. de restitution normal et tangentiel -Coeff. de frottement	(1)	
Zinggeler 1990	3D	(3)		oui	-Coeff. de restitution -Coeff. de frottement	(1) points de départ aléatoires	A partir de cas réels

Tab. IV.3 : Principales caractéristiques de quelques programmes trajectographiques existants.

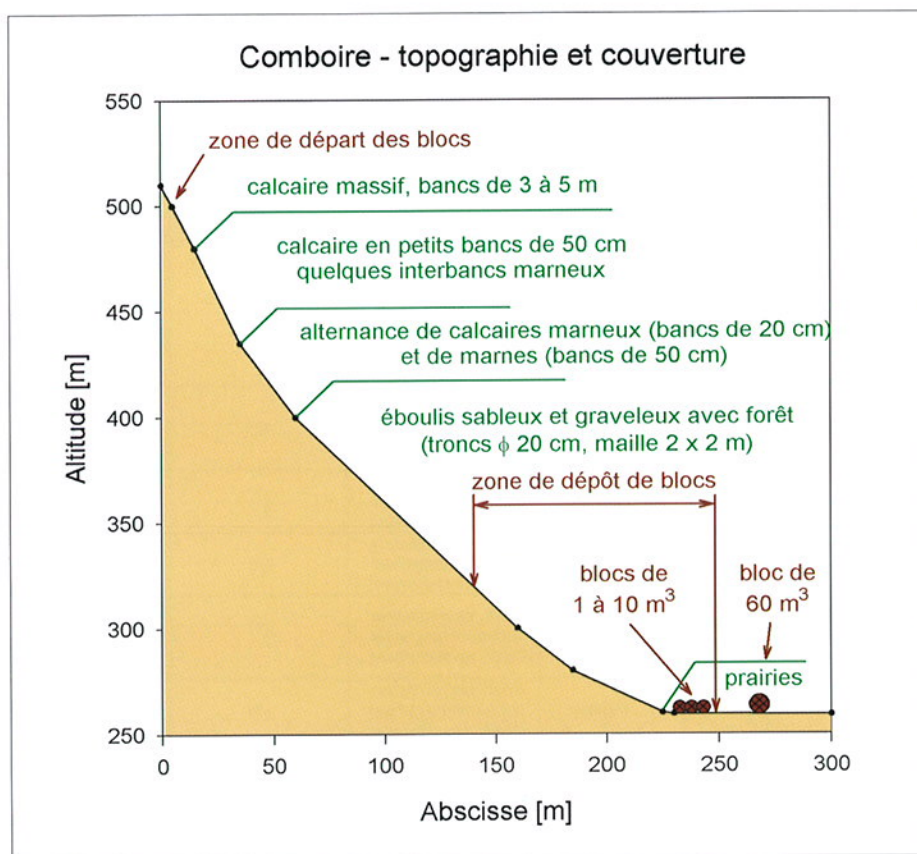


Fig. IV.7 : Topographie et couverture du site de Comboire.

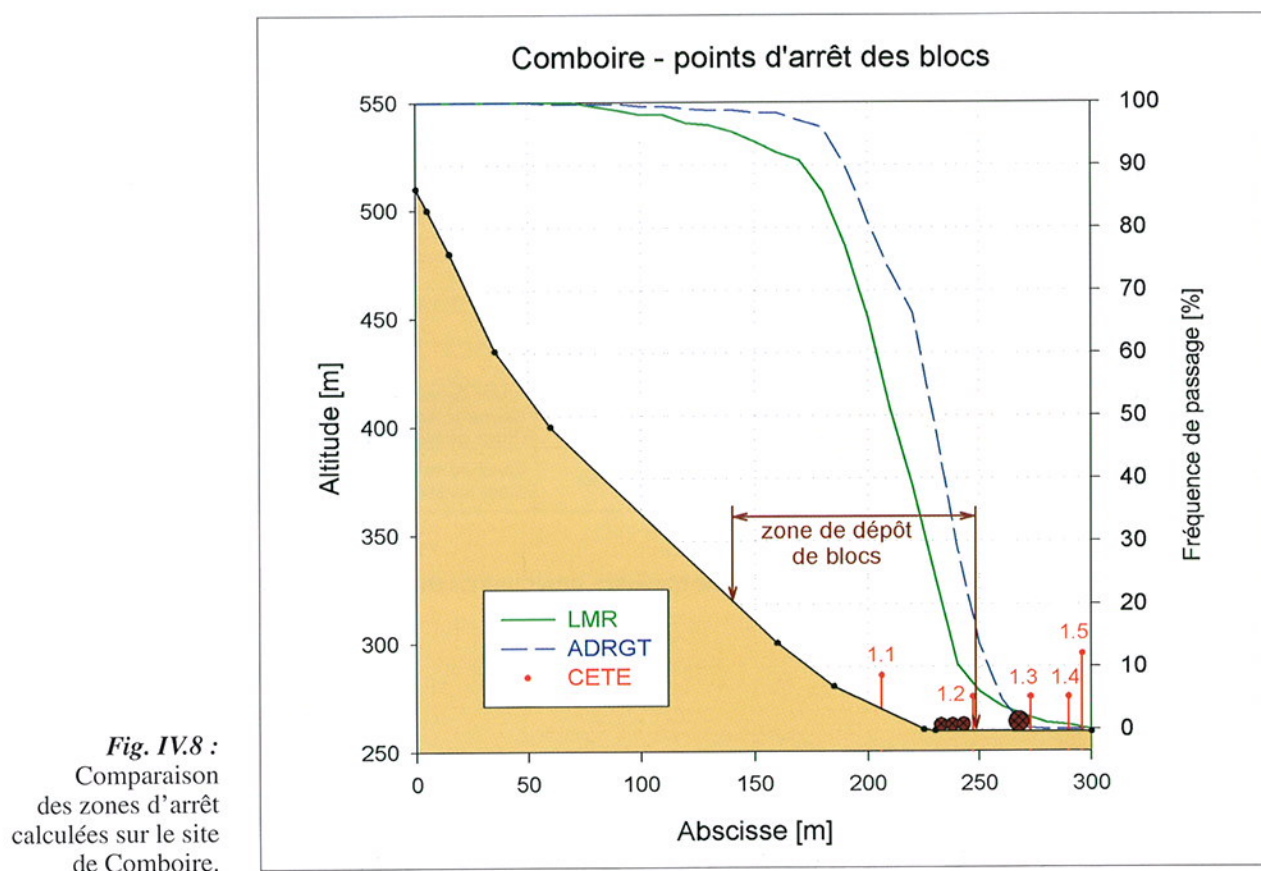


Fig. IV.8 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site de Comboire.

Champrond - topographie et couverture

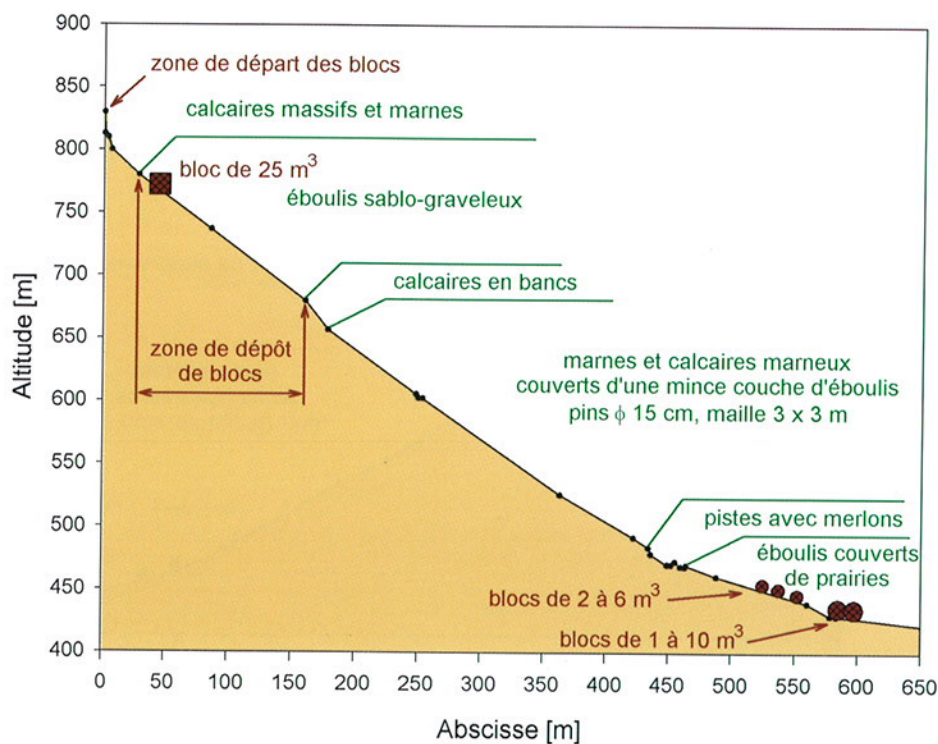


Fig. IV.9 :
Topographie et
couverture du site
de Champrond.

Champrond - points d'arrêt des blocs

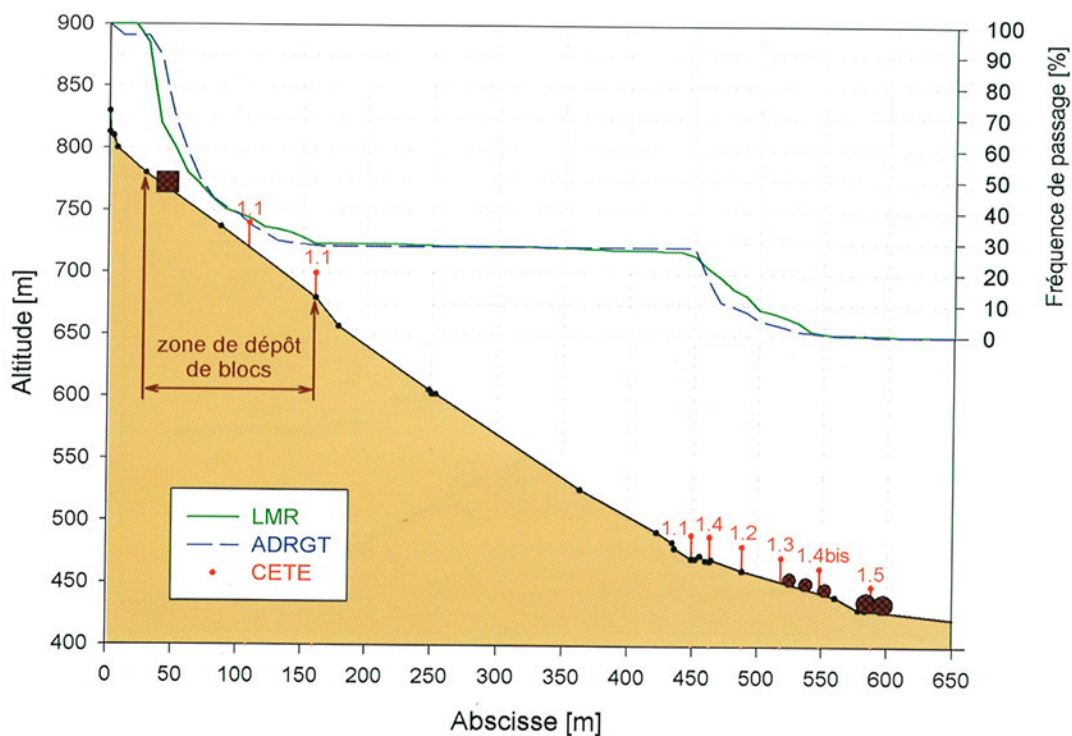


Fig. IV.10 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site de Champrond.

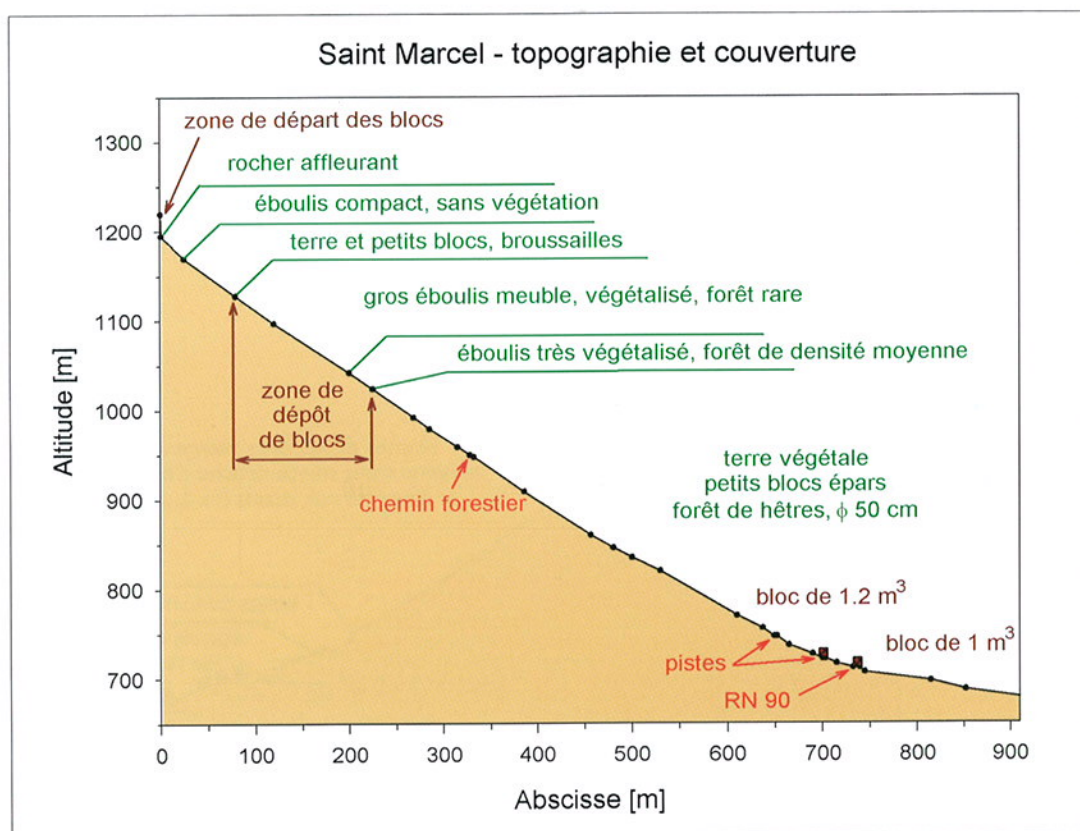


Fig. IV.11 :
Topographie
et couverture
du site de
Saint-Marcel.

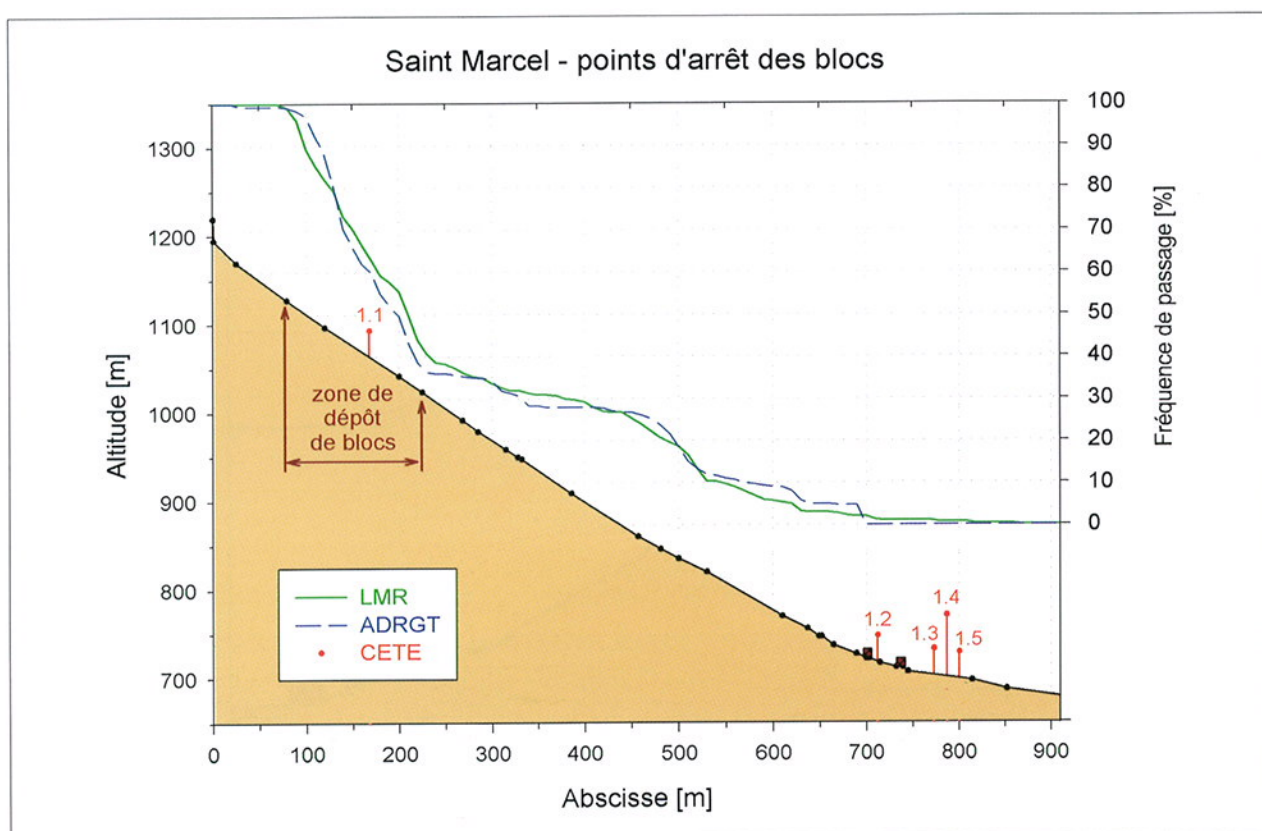


Fig. IV.12 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site de Saint-Marcel.

Observations du CETE		Résultats des calculs ADRGT		
Abscisse	Observation	Abscisse	Nombre de blocs	H _{max} (m)
90 m	Arbre décapité à 2 m	79 m	298	3.0
95 m	Arbre décapité à 2.5 m	79 ou 120 m	264	2.9 - 3.0
275 m	Impact à 3 m de hauteur	268 ou 285 m	106	2.6 - 3.1
295 m	Impact à 3 m de hauteur	285 m	105	3.1
392 m	Impact à 2.5 m de hauteur	386 m	84	2.9
457 m	Impact à 1.5 m de hauteur	457 m	79	2.6

Tab. IV.4 : Comparaison des hauteurs de vol calculées par l'ADRGT à des traces d'impact relevées par le CETE sur le site de Saint-Marcel.

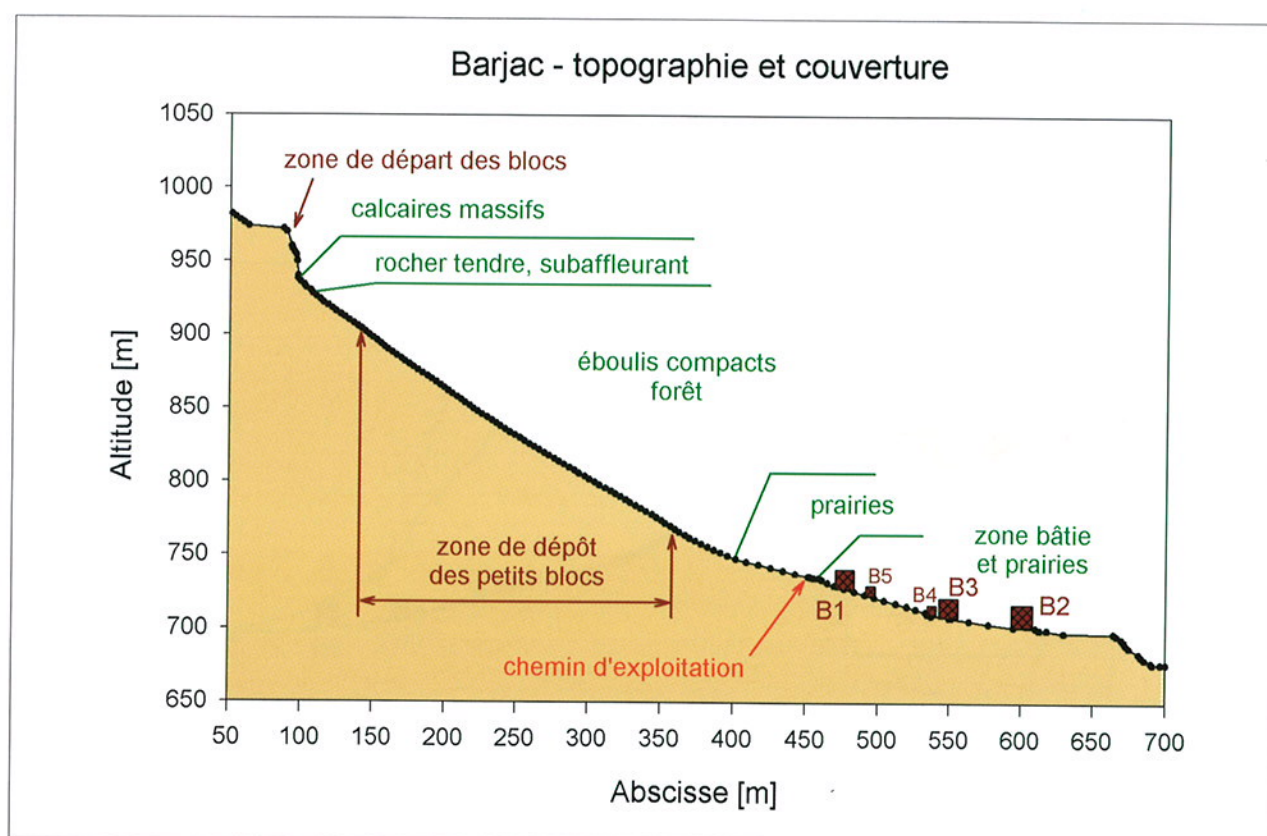


Fig. IV.13 : Topographie et couverture du site de Barjac.

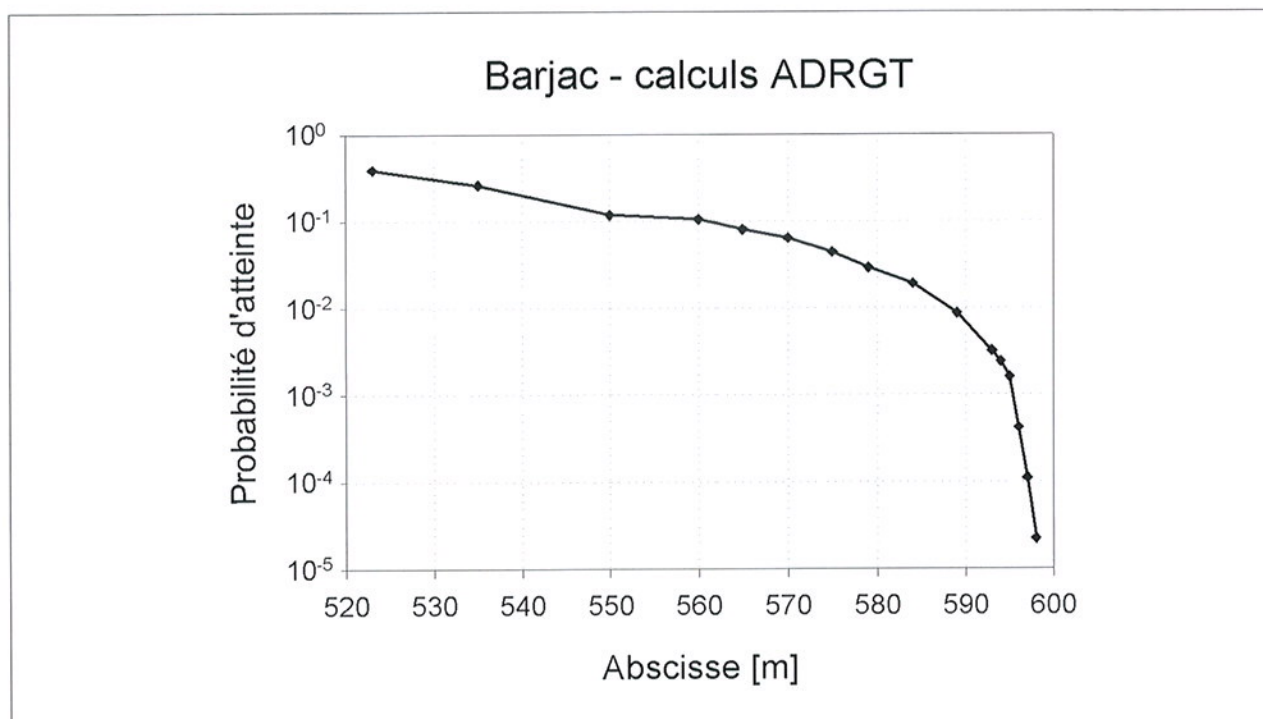


Fig. IV.14 : Abscisses limites estimées par l'ADRGT pour le site de Barjac.

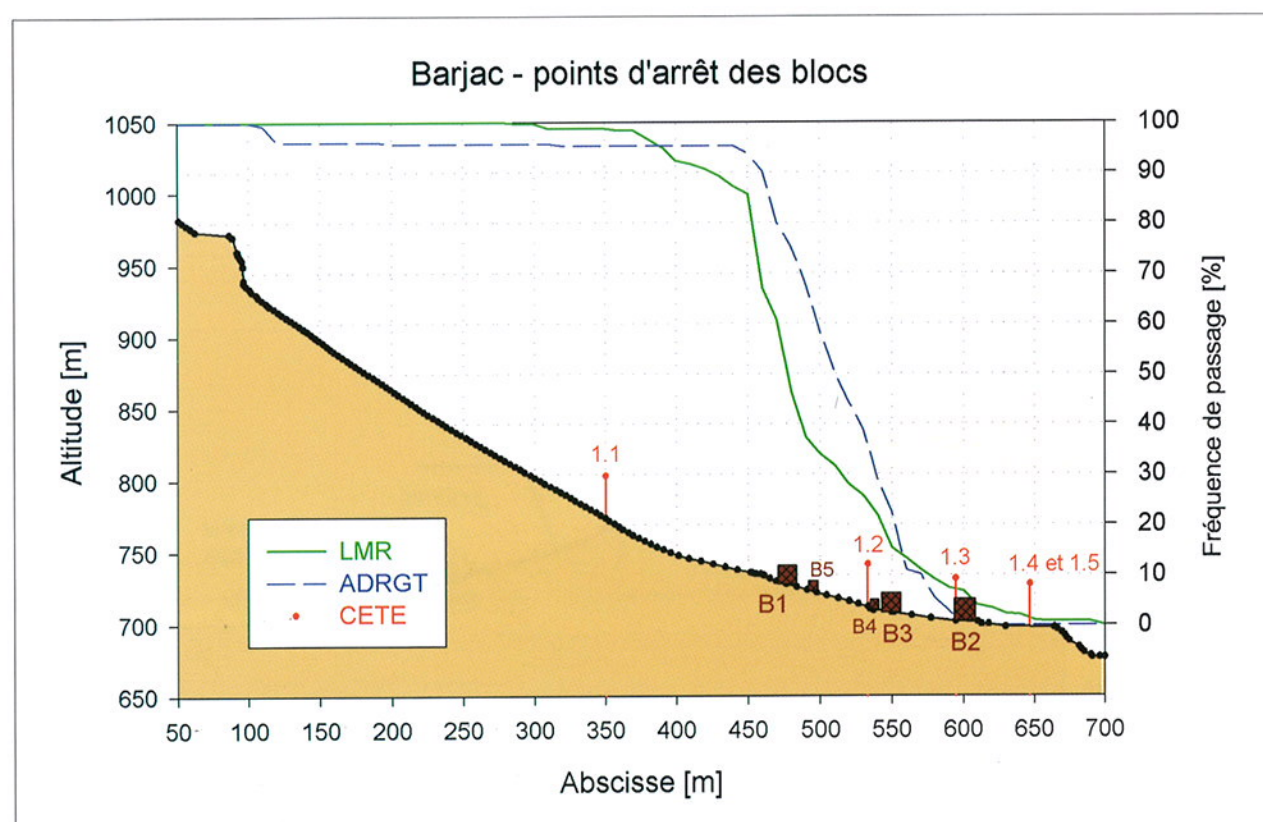


Fig. IV.15 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site de Barjac.

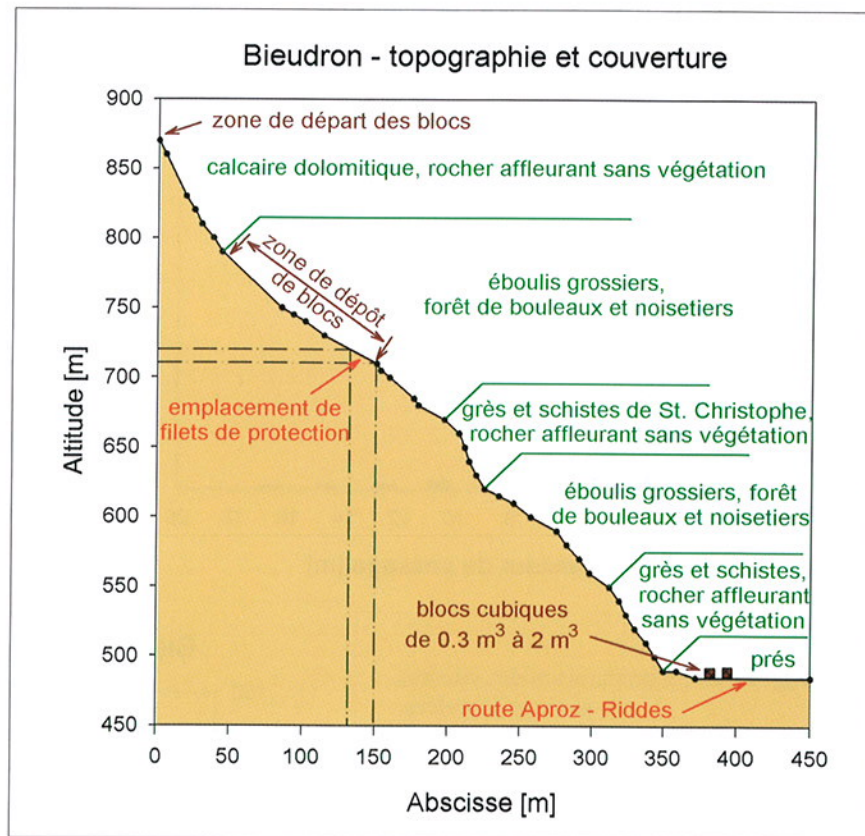


Fig. IV.16 : Topographie et couverture du site de Bieudron.

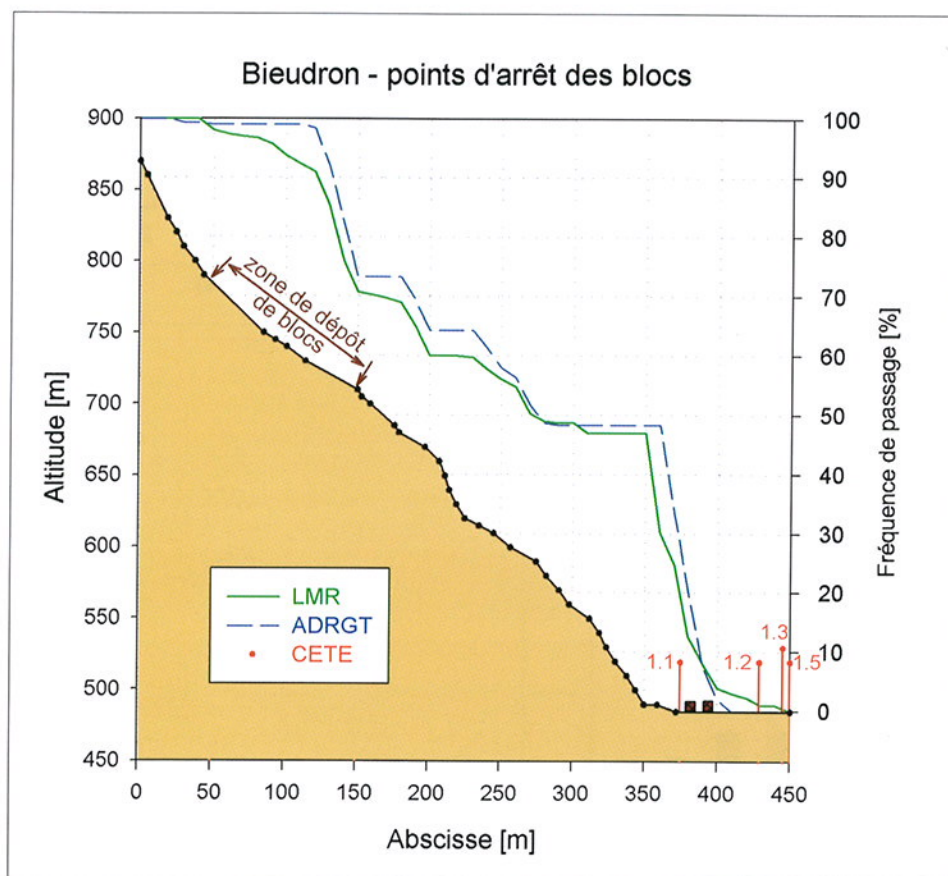


Fig. IV.17 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site de Bieudron.

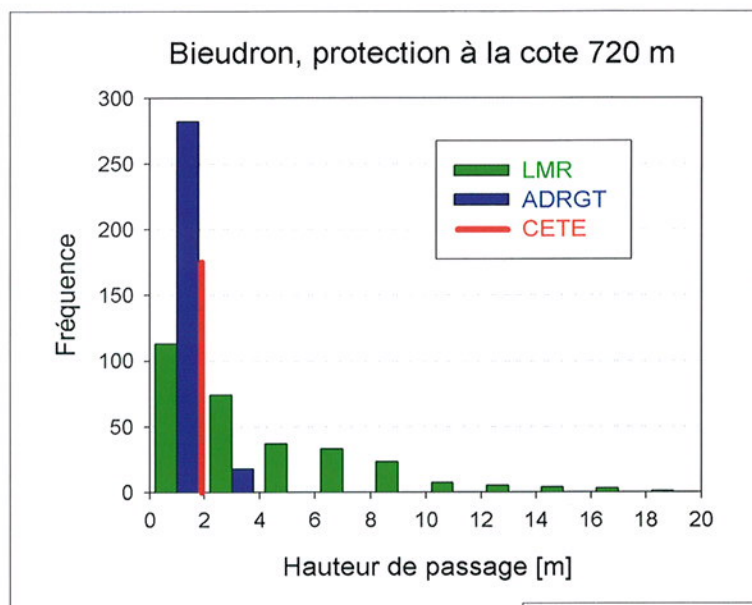


Fig. IV.18 : Comparaison des hauteurs de passage calculées.

Fig. IV.19 : Comparaison des vitesses de passage calculées.

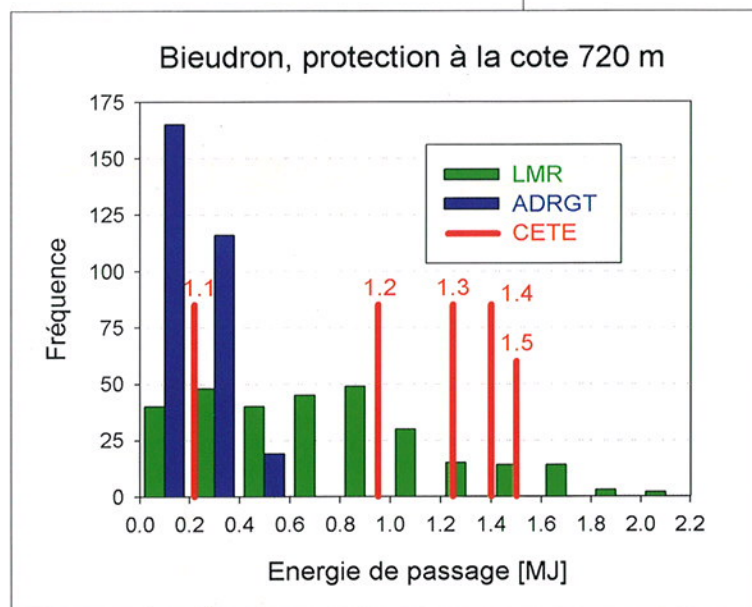
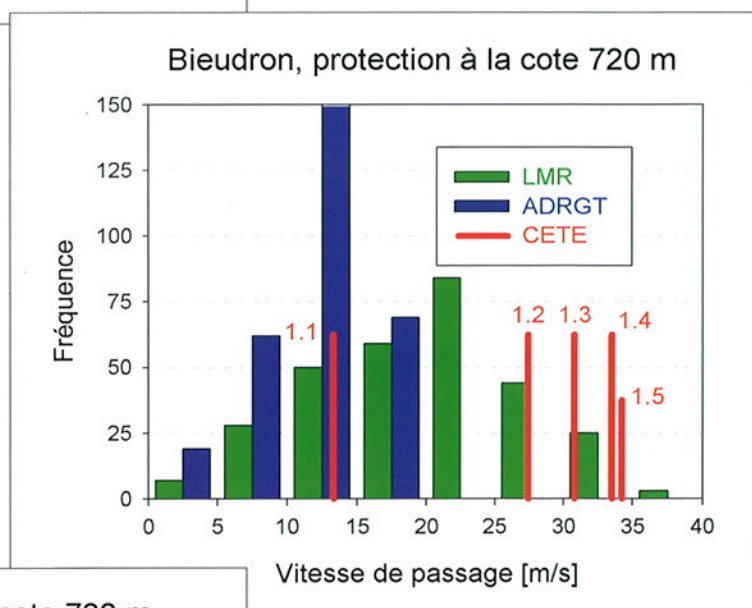


Fig. IV.20 : Comparaison des énergies cinétiques de passage calculées.

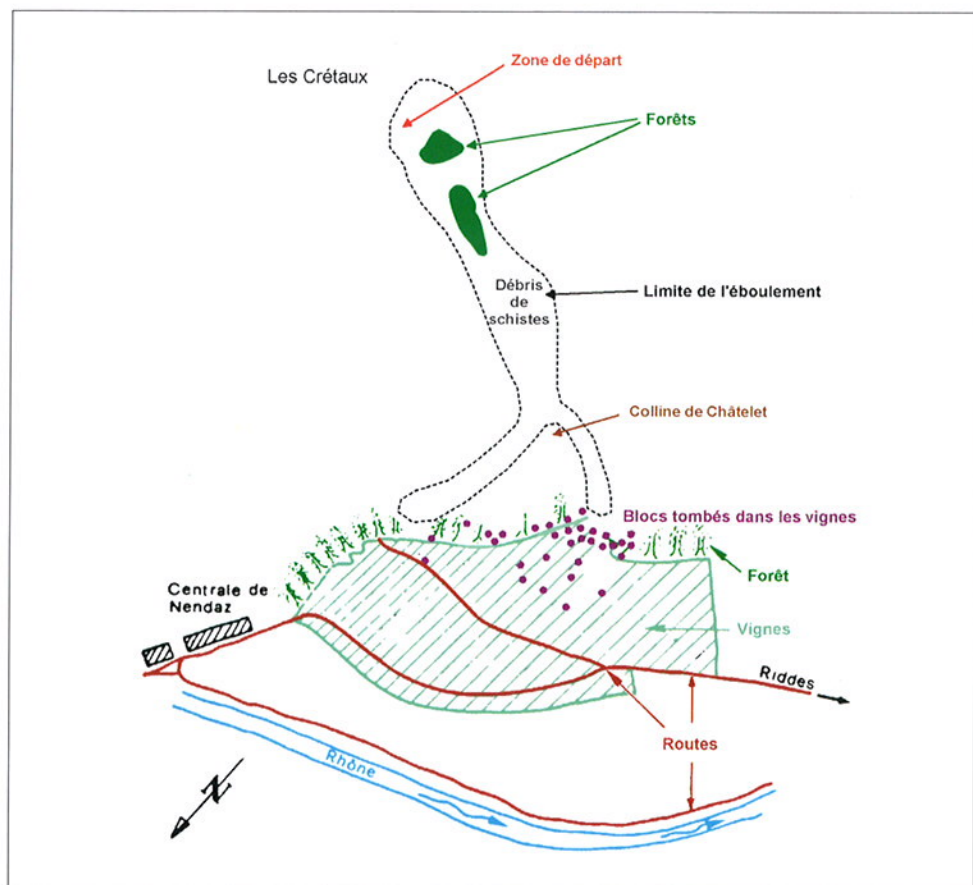


Fig. IV.21 :
Carte géomorphologique
du site des Crétaux.



Fig. IV.22 : Site des Crétaux.

Crétaux - points extrêmes du CETE

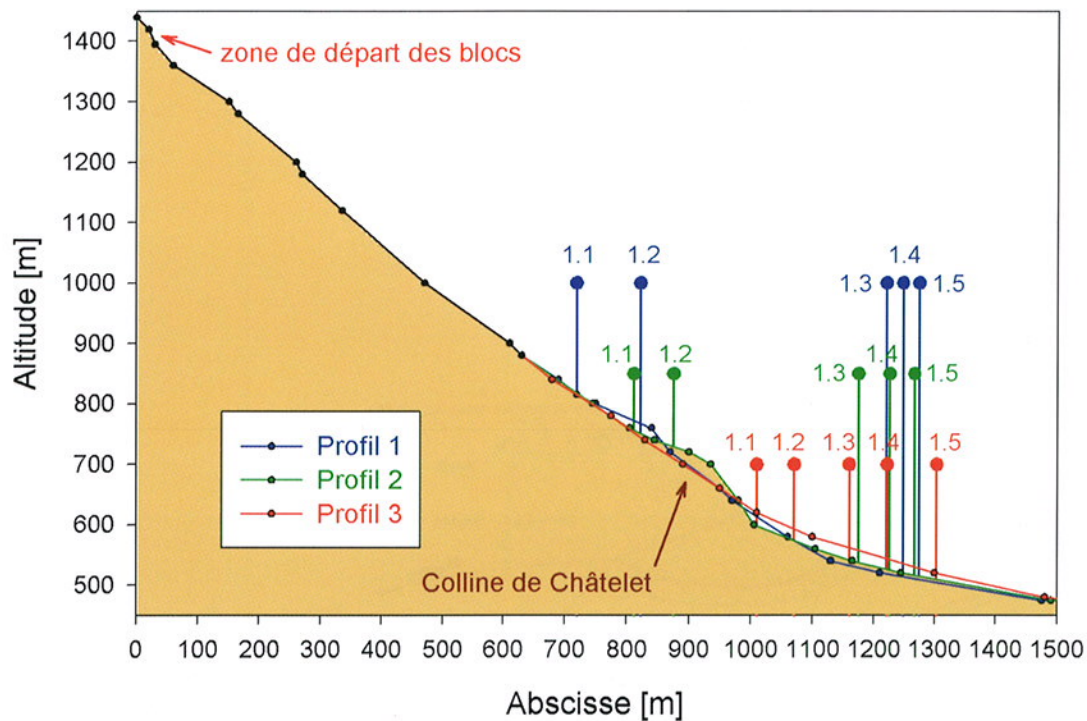


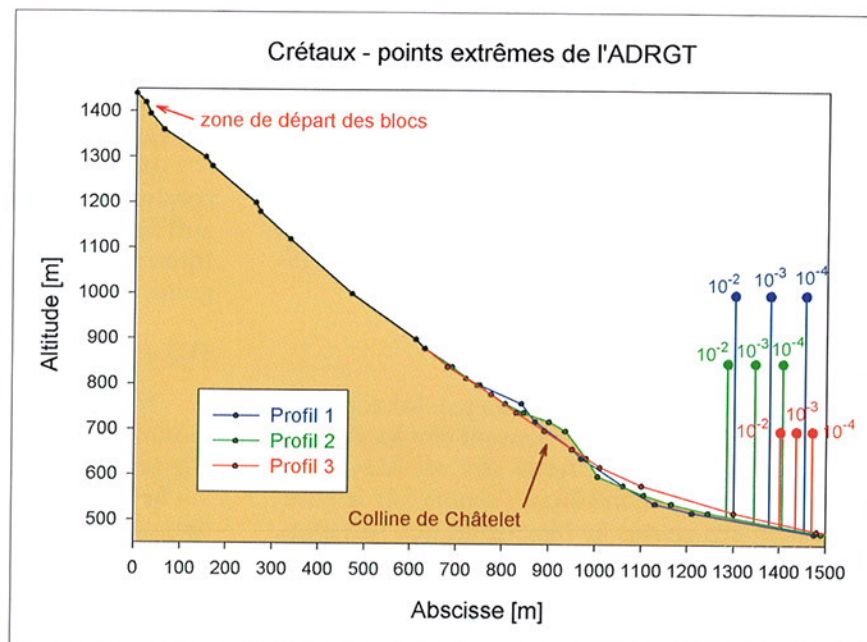
Fig. IV.23 : Points extrêmes calculés par le CETE sur le site des Crétaux (variante "terrain meuble" en bas de versant).

élançement	profil 1		profil 2		profil 3	
	TM	EM	TM	EM	TM	EM
1.1	x=720 z=815	x=720 z=815	x=812 z=756	non étudié	x=1010 z=620	non étudié
1.2	x=823 z=768	x=823 z=768	x=876 z=729	x=876 z=729	x=1071 z=593	x=1119 z=574
1.3	x=1221 z=518	x=1247 z=514	x=1175 z=537	x=1243 z=520	x=1160 z=562	x=1254 z=534
1.4	x=1248 z=513	x=1293 z=506	x=1226 z=525	x=1301 z=510	x=1222 z=543	x=1348 z=509
1.5	x=1274 z=509	x=1330 z=500	x=1267 z=516	x=1348 z=501	x=1304 z=519	x=1408 z=496

Tab. IV.5 : Résultats du CETE sur le site des Crétaux.

TM : terrain meuble en bas de versant (Fig. IV.23) ; EM : éboulis meuble en bas de versant.

Fig. IV.24 : Points extrêmes calculés par l'ADRGT sur le site des Crétaux.



	profil 1	profil 2	profil 3
X_{lim}	1130 m	1000 m	1100 m
Probabilité d'atteinte de X_{lim}	61%	59.5%	40.3%
Abscisse pour $P = 10^{-2}$	1300 m	1285 m	1400 m
Abscisse pour $P = 10^{-3}$	1377 m	1345 m (extrapolation)	1435 m (extrapolation)
Abscisse pour $P = 10^{-4}$	1454 m (extrapolation)	1405 m (extrapolation)	1470 m (extrapolation)

Tab. IV.6 : Résultats de l'ADRGT sur le site des Crétaux.

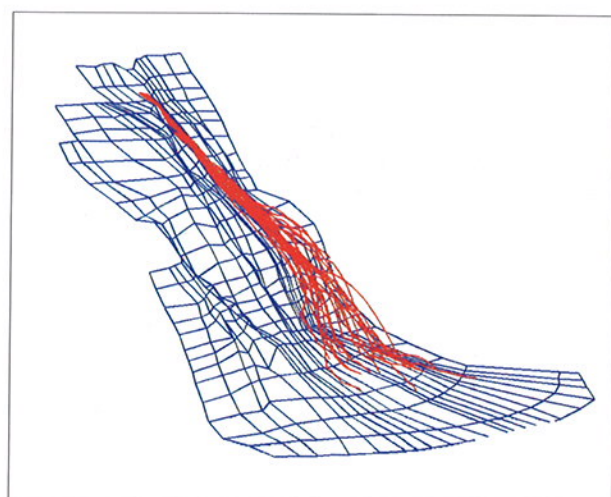


Fig. IV.25 : 50 des 300 trajectoires calculées par le LMR sur le site des Crétaux.

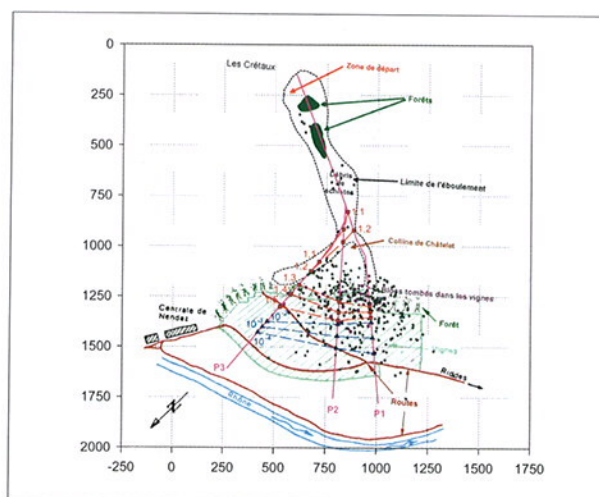


Fig. IV.26 : Comparaison des zones d'arrêt calculées sur le site des Crétaux.

IV.5. LOGICIEL STONE

Un logiciel pour la simulation tri-dimensionnelle des chutes de blocs (CNR-IRPI Perugia, Università di Firenze, Università di Milano Bicocca)

Tout à fait indépendamment des travaux de comparaison menés par le CETE, l'ADRGT et le LMR, un logiciel a été développé au cours du projet Interreg. Une présentation en est faite ci-après.

IV.5.1. Introduction

Dans les territoires de montagne, les zones sujettes à des chutes de blocs peuvent être localement très étendues et les propriétés des versants et des amas rocheux qui contrôlent l'amorce et le comportement des chutes de blocs sont très variables. Également pour ces raisons, la prévision exacte des trajectoires de chute, des zones d'invasion et des vitesses de chute reste indubitablement difficile. Dans cet ouvrage, nous décrivons les résultats préliminaires du développement du programme de calcul STONE projeté pour essayer de définir les conditions de dangerosité et de risque de chute de blocs à l'échelle régionale et locale.

Le logiciel STONE simule, en trois dimensions, la trajectoire de chute d'un bloc le long d'une pente. Le logiciel est écrit en langage ANSI C et a été projeté pour utiliser des données d'entrée extraites d'informations thématiques disponibles aussi sur de vastes territoires ou qui peuvent être acquises par des cartes géologiques, géo-morphologiques et d'utilisation des sols ou bien à travers des analyses géologico-morphologiques rapides. L'objectif du programme est de fournir des informations distribuées dans l'espace (cartes) utiles pour définir les conditions de dangerosité et de risque de chute de blocs à l'échelle régionale et locale.

IV.5.2. Dati di ingresso al programma

STONE richiede i seguenti dati di input:

- Un DTM per rappresentare la topografia;
- Una griglia (una mappa *raster*) con la localizzazione delle celle di partenze, ovvero le celle dalle quali possono generarsi le cadute massi. Nella griglia le celle che indicano aree sorgenti sono rappresentate da numeri interi pari a 1. Nella stessa griglia possono essere presenti valori pari a 2, ad indicare celle nelle quali la traiettoria di caduta dei massi deve, per qualunque motivo, arrestarsi. Possono ad esempio rappresentare valli, fiumi, od aree protette da altre strutture di difesa.
- Due griglie che riportano rispettivamente i valori dei coefficienti di restituzione normale e tangenziale dell'energia. Sono utilizzati per simulare la dissipazione dell'energia all'urto.
- Una griglia che riporta il coefficiente di attrito dinamico al rotolamento, utilizzato per calcolare la perdita di velocità dovuta all'attrito durante le fasi di rotolamento.

Per convenienza le 5 griglie sono fornite al programma STONE in formato testo, come file ASCII, nel formato Gridascii utilizzato da sistemi informativi geografici quali ArcInfo, od ArcView®.

IV.5. PROGRAMMA STONE

Un programma per la simulazione tridimensionale delle massi (CNR-IRPI Perugia, Università di Firenze, Università di Milano Bicocca)

In modo indipendente dai lavori di confronto condotti dal CETE, dall'ADRGT ed dal LMR, un software è stato elaborato durante il progetto Interreg. Ne viene fatta una presentazione di seguito.

IV.5.1 Introduzione

Nei territori montani le zone soggette a cadute massi possono essere localmente molto estese, e le proprietà dei versanti e degli ammassi rocciosi che controllano l'innescio ed il comportamento delle cadute massi assai variabili. Anche per questi motivi la previsione accurata delle traiettorie di caduta, delle aree di invasione e delle velocità di caduta è indubbiamente difficile. In questo lavoro descriviamo i risultati preliminari dello sviluppo del programma di calcolo STONE, progettato per contribuire a definire le condizioni di pericolosità e di rischio da caduta di massi a scala regionale e locale.

Il programma STONE simula in tre dimensioni la traiettoria di caduta di un masso lungo un pendio. Il programma, scritto in linguaggio ANSI C, è stato progettato per utilizzare dati di ingresso ricavati da informazioni tematiche disponibili anche per territori vasti, o che possono essere acquisiti da carte geologiche, geomorfologiche e di uso del suolo, od attraverso analisi geologico-morfologiche speditive. L'obiettivo del programma è quello di produrre informazioni spazialmente distribuite (mappe) utili per la definizione delle condizioni di pericolosità e di rischio di caduta massi a scala regionale e locale.

IV.5.3. Modellazione cinematica

STONE utilizza per la modellazione l'approccio del "punto materiale". Il masso è considerato dimensionale con la massa concentrata in un punto (il centro di massa). La dimensione, la forma e la massa del blocco non vengono prese in considerazione e la modellazione è di tipo cinematico. Il vantaggio dell'approccio del "punto materiale" risiede principalmente nella sua semplicità e velocità di calcolo. Prendere in considerazione la massa, la forma e la dimensione del blocco permetterebbe una modellazione dinamica ma introdurrebbe incertezze (particolarmente a causa dell'irregolarità geometrica del blocco) e richiederebbe tempi di calcolo più lunghi. Introdurrebbe anche una variabilità nei risultati difficilmente controllabile e che renderebbe difficile analizzare la pericolosità dovuta alla caduta massi a scala di bacino.

La traiettoria di caduta è calcolata da STONE automaticamente a partire dal DTM, senza nessun intervento da parte dell'operatore. La traiettoria dipende solo dal punto di partenza, dalla topografia, e dai coefficienti utilizzati per simulare la perdita di velocità all'impatto o dove il blocco rotola (Ritchie, 1963; Broili, 1973; Piteau e Clayton, 1976; Hoek, 1987). Per descrivere la topografia, la rappresentazione del terreno basata su punti quotati regolarmente distribuiti (il DTM) viene suddivisa da STONE in triangoli regolari che, nel loro insieme, costituiscono un *Terrain Regular Network* (TRN). I triangoli sono piani e di due tipi: il primo tipo (triangolo superiore) è costruito utilizzando i punti in alto a sinistra, in alto a destra ed in basso a destra di ogni cella del DTM; il secondo tipo (triangolo inferiore) è costruito utilizzando i punti in alto a sinistra, in basso a sinistra ed in basso a destra del DTM. Il vantaggio dell'utilizzo di un TRN, ossia di una rappresentazione vettoriale della topografia basata su triangoli regolari, può essere così riassunta:

- I triangoli massimizzano l'informazione topografica contenuta nel DTM permettendo di seguire la traiettoria di un masso in modo dettagliato anche all'interno di una cella del DTM, e consentendo una maggior risoluzione spaziale rispetto all'originale DTM.
- I triangoli (piani) che descrivono la topografia sono semplici da calcolare e vengono generati da STONE solo dove questi sono necessari (ossia dove la traiettoria di un masso interseca o "vola" sopra ad un triangolo), rendendo il calcolo più veloce. Lo svantaggio risiede nel fatto che alcuni triangoli possono essere calcolati più volte, in particolare dove le traiettorie di caduta provenienti da diverse celle di partenza intersecano la stessa cella del DTM.

Per calcolare la traiettoria di caduta di un masso STONE utilizza un sistema di coordinate locali cartesiane. Gli assi x ed y del sistema locale giacciono sul triangolo locale, con l'asse delle x che punta a destra per i triangoli del tipo 1, ed a sinistra per i triangoli di tipo 2, l'asse y punta verso monte per i triangoli di tipo 1 e verso valle per i triangoli di tipo 2. L'asse z è perpendicolare ai precedenti ed al triangolo locale e punta sempre verso l'alto. L'utilizzo del sistema di coordinate locali semplifica i calcoli e li rende più veloci. Sono state sviluppate trasformazioni per passare dal sistema di coordinate locali alle coordinate geografiche e viceversa.

STONE è in grado di modellare tre dei quattro "stati" che una caduta massi può assumere: la caduta libera, il rimbalzo ed il rotolio. Lo scivolamento non è contemplato in quanto rappresenta una parte normalmente assai limitata (trascurabile) di una caduta massi. Partendo da una "cella sorgente" STONE lancia un masso orizzontalmente al di fuori della cella stessa con una velocità definita dall'utente (normalmente compresa fra 0.5 e 3 m·sec⁻¹). Dopo la partenza (orizzontale) il blocco, guidato dalla gravità, segue una traiettoria parabolica (volo libero) fino a quando non impatta con il terreno. Per semplicità l'attrito con l'aria non viene preso in considerazione. Il punto di impatto viene determinato confrontando la quota (z) del masso con la quota del triangolo locale alle stesse coordinate planimetriche (x ed y). Se il blocco vola oltre il bordo del triangolo locale viene identificato e calcolato un nuovo triangolo. Un algoritmo specifico stabilisce quale lato del triangolo locale viene attraversato e sceglie la cella del DTM opportuna per calcolare il nuovo triangolo.

Quando il punto di impatto è stato definito, vengono calcolate la nuova direzione della traiettoria e le componenti locali della velocità. La direzione di fuga del blocco è ottenuta riflettendo la direzione di impatto, ossia l'angolo di uscita è considerato uguale ed opposto all'angolo di impatto. Per simulare la perdita di energia al punto di impatto, le componenti della velocità d'impatto vengono moltiplicate per i coefficienti di restituzione tangenziale (per le componenti planimetriche) e normale (per la componente normale). Le componenti tangenziali e normali vengono trattate separatamente da STONE. Ciò permette una simulazione migliore e più flessibile del processo di caduta (Piteau e Clayton, 1976; Hoek, 1987). Definita la direzione e la velocità di fuga il blocco inizia un nuovo tratto a volo libero (una nuova parabola) e viene ricavata una nuova intersezione, ossia un nuovo punto d'impatto.

STONE simula il rotolamento del masso su di una superficie piana (il triangolo locale) utilizzando un approccio semplice. La perdita di energia dovuta all'attrito dinamico è modellato attraverso una forza che

agisce contro la componente della gravità sul piano. Le coordinate delle traiettoria del blocco durante il rotolamento vengono calcolate per iterazioni successive, introducendo ad ogni passo la forza di attrito. Quest'ultima agisce lungo la direzione di moto ma ha verso opposto e dipende dal valore locale dall'angolo di attrito dinamico.

Siccome la traiettoria di caduta di un masso è costituita dall'unione di tratti in caduta libera, di impatti e di rotolii, sono state definite delle regole (condizioni) per passare da uno stato all'altro. Alcune delle transizioni sono semplici ed intuitive, altre richiedono decisioni da parte dell'utente. La transizione fra caduta libera ed impatto è ovvia: avviene là dove il blocco impatta (la traiettoria interseca) la superficie topografica. Dopo l'impatto il masso è forzato a "volare", a meno che la velocità del masso non sia inferiore alla velocità minima definita dall'utente (nel qual caso il masso è arrestato e la traiettoria conclusa), o la lunghezza del segmento di volo sia inferiore ad un valore di soglia definito dall'utente (generalmente compresa fra 0,1 e 2 metri, in funzione della dimensione del masso e delle irregolarità della topografia), nel qual caso il masso è assunto rotolare.

La transizione opposta, da rotolamento a volo, è controllata dalla topografia locale. Un masso che inizia a rotolare all'interno di un triangolo locale (piano) continuerà a rotolare fino a quando la velocità scende sotto il valore di soglia (ed il masso si ferma) od il masso raggiunge uno dei lati del triangolo. In questo caso la quota del masso è confrontata con la topografia nel nuovo triangolo per stabilire se il masso deve continuare a rotolare o deve iniziare a "volare" lungo una nuova parabola. Un caso particolare si ha quando il masso rotolando fuori da un triangolo locale colpisce un triangolo molto acclive (nella direzione del moto). In questo caso STONE assimila la condizione a quella di un impatto.

IV.5.4. Prodotti

STONE produce uscite (output) sia in formato *raster* che in formato vettoriale. Gli output *raster* sono costituiti da:

- Una matrice dei contatori delle traiettorie (Fig. IV.27). Per ogni cella del DTM viene contato il numero di traiettorie di caduta che vi transitano. Più è elevato il valore del contatore, maggiore è la probabilità che un masso transiti e quindi, a parità di altre condizioni, maggiore è la pericolosità.
- Una matrice della velocità massima (Fig. IV.28). Per ogni cella del DTM viene riportata la velocità massima fra tutte quelle calcolate nelle diverse traiettorie di caduta che transitano per la cella. Velocità elevate indicano grande energia cinetica e potenziale, e, di conseguenza, una più elevata pericolosità.
- Una matrice della massima quota di volo (Fig. IV.29). Per ogni cella del DTM viene calcolato il valore massimo (in metri) della distanza da terra di tutte le traiettorie di caduta che transitano per la cella. La matrice fornisce informazioni utili per la pianificazione di opere di difesa.

Gli output vettoriali sono costituiti da un file in formato ASCII contenente informazioni vettoriali sulle traiettorie tridimensionali di caduta. In particolare il file contiene le coordinate dei punti ed i valori di velocità e di altezza da terra di ciascun punto lungo le traiettorie di caduta.

IV.5.5. Definizione delle condizioni di pericolosità

Le cartografie in formato *raster* prodotte dal programma STONE forniscono utili informazioni per la stima della pericolosità connessa alla caduta di massi.

La carta dei contatori delle traiettorie riporta il numero di traiettorie di caduta transitate attraverso ciascuna

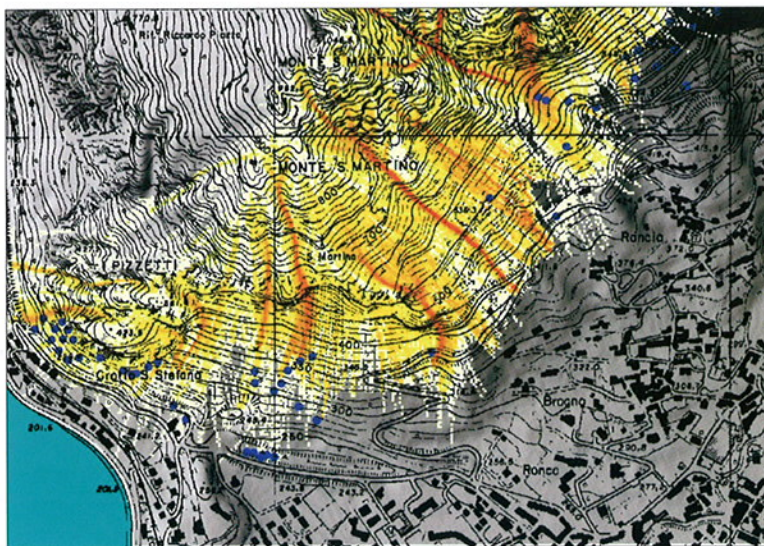
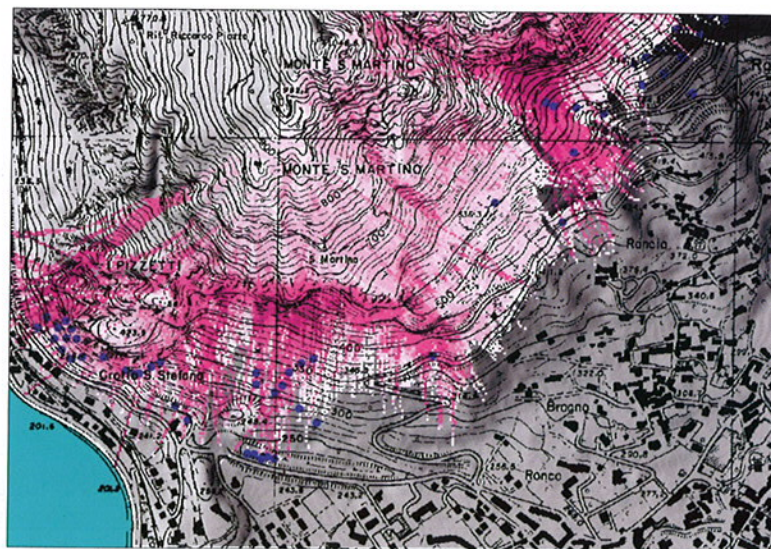


Fig. IV.27: Monte San Martino, Lecco. Carta del numero di traiettorie di caduta. I toni chiari indicano un basso numero di traiettorie, i toni scuri un elevato numero di traiettorie. I punti blu indicano i crolli già avvenuti.

Fig. IV.28: Monte San Martino, Lecco. Carta della massima velocità registrata lungo le traiettorie di caduta. I toni chiari indicano velocità basse, i toni scuri velocità molto elevate. I punti blu indicano i crolli già avvenuti.



cella del DTM (Fig. IV.27). Se si assume che le celle di partenza delle cadute di massi (celle sorgenti) abbiano tutte la stessa probabilità di dare origine a crolli, la carta dei contatori delle traiettorie rappresenta una stima della probabilità che un crollo attraversi ciascuna delle celle del DTM. Per ciascuna cella, più è alto il valore del contatore, maggiore è il numero di traiettorie che transitano e, di conseguenza, più elevate sono le condizioni di pericolo. Le carte delle massime velocità (Fig. IV.28) e delle massime altezze di volo (Fig. IV.29) forniscono informazioni sulla cinematica delle traiettorie. Più è elevata la velocità, maggiori sono l'energia e l'altezza di caduta del masso e, di conseguenza, maggiore è la pericolosità. Traiettorie di volo molto alte rispetto al suolo sono difficili da arrestare con misure di salvaguardia passive (barriere, valli, ecc.) e quindi sono particolarmente pericolose. Nella stima della pericolosità dovuta alla caduta di massi la carta dei contatori fornisce informazioni sulla frequenza degli eventi, mentre la velocità e l'altezza di caduta massime forniscono informazioni sull'intensità dell'evento.

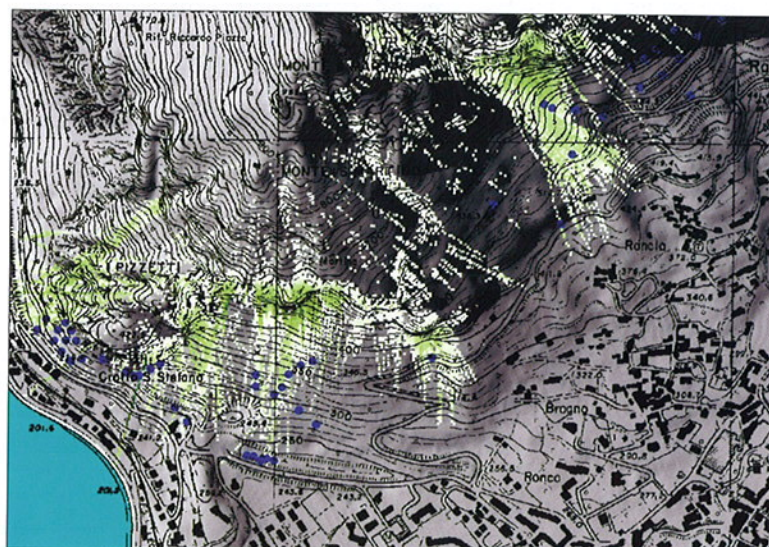


Fig. IV.29: Monte San Martino, Lecco. Carta della massima altezza da terra registrata lungo le traiettorie di caduta. I toni chiari indicano altezze modeste, i toni scuri altezze elevate. I punti blu indicano i crolli già avvenuti.

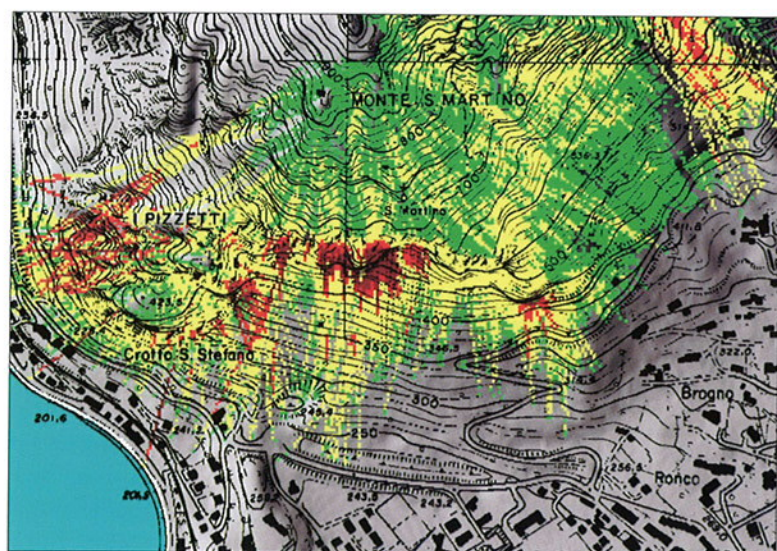
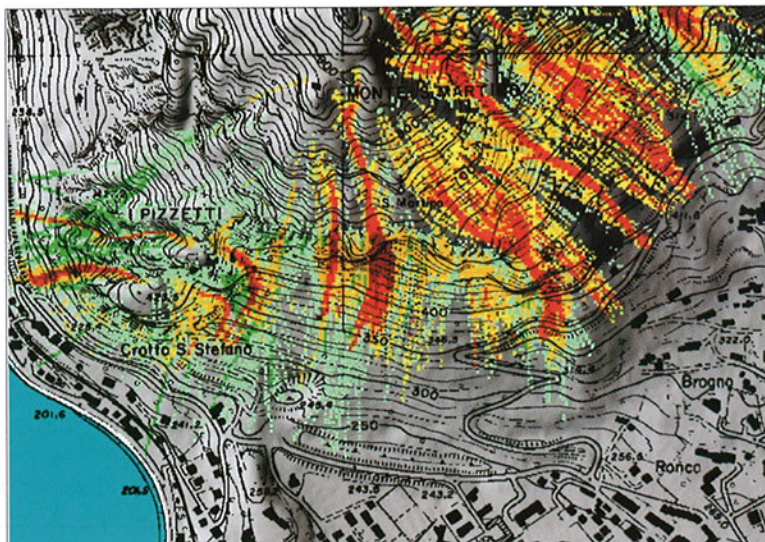


Fig. IV.30: Monte San Martino, Lecco. Carta della massima intensità attesa, ricavata combinando le mappe della massima velocità (Fig. IV.28) e della massima altezza da terra (Fig. IV.29) registrate lungo le traiettorie di caduta. Verde, bassa intensità; Rosso, alta intensità.

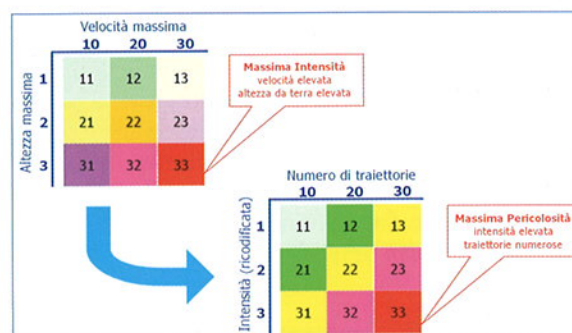
Fig. IV.31. Monte San Martino, Lecco. Carta della pericolosità, ricavata combinando le mappe del numero di traiettorie di caduta (Fig. IV.27) e dell'intensità (Fig. IV.30). Verde, bassa pericolosità; giallo, pericolosità intermedia; rosso, pericolosità elevata.



Le tre carte prodotte dal programma STONE sono fra loro complementari e, ciascuna per il proprio contenuto, forniscono indicazioni sulla pericolosità. Dove le traiettorie sono numerose, le velocità elevate e le altezze di volo sono considerevoli, il pericolo è sicuramente elevato. Allo stesso modo dove le traiettorie sono poco numerose, le velocità e le altezze di cadute sono basse, la pericolosità è bassa, anche se non nulla. Più difficile è codificare le inondazioni intermedie di pericolosità. In effetti, anche là dove le traiettorie non sono numerose ma la velocità e le altezze di volo sono elevate, il pericolo può essere elevato.

Esistono diverse strategie possibili per combinare gli output prodotti dal programma STONE, fra di loro e con altre informazioni territoriali. La strategia prescelta prevede di utilizzare due semplici matrici di correlazione (Fig. IV.32), la prima fra velocità ed altezza da terra (matrice di intensità, Fig. IV.30 e Fig. IV.32) costituisce l'input per la seconda matrice in cui viene correlata con il numero di traiettorie allo scopo di ottenere una matrice di pericolosità (Fig. IV.31 e Fig. IV.32). La strategia prevede quindi di considerare dapprima i parametri che contribuiscono all'intensità dell'evento (velocità ed altezza da terra) e successivamente di considerare la probabilità di occorrenza dell'evento (numero di traiettorie di caduta).

Fig. IV.32: Matrici utilizzate per correlare, in modo empirico, la velocità e l'altezza da terra massime ed il numero di traiettorie di caduta presenti in ciascuna cella del DTM.



IV.5.6. Conclusions

La détermination de la dangerosité induite par les chutes de blocs est une opération difficile et incertaine, en particulier pour de vastes zones où la variabilité des facteurs lithologiques, morphologiques et topographiques qui génèrent le processus de chute de blocs est élevée. Nous avons développé un programme de calcul pour la simulation tri-dimensionnelle de la chute de blocs qui, en dépit quelques limites, s'avère être cohérent avec les résultats des autres programmes de simulation bi-dimensionnelle. Le programme est capable de simuler la chute de blocs en milieux morphologiques tri-dimensionnels et de fournir des informations utiles à la détermination

IV.5.6 Conclusioni

La determinazione della pericolosità indotta dalle cadute massi è una operazione difficile ed incerta, in particolare per aree vaste, dove la variabilità dei fattori litologici, morfologici e topografici che controllano il processo di caduta massi è elevata. Abbiamo sviluppato un programma di calcolo per la simulazione tridimensionale della caduta massi che, nonostante alcune limitazioni, è risultato essere consistente con i risultati di altri programmi di simulazione bidimensionale. Il programma è risultato capace di simulare la caduta massi in ambiti morfologici "tridimensionali" e di produrre informazioni utili alla definizione della pericolosità da caduta mas-

tion de la dangerosité de chutes de blocs même dans des zones très étendues et diversifiées.

Il est important de préciser que le développement d'un programme de calcul en mesure d'effectuer des simulations tri-dimensionnelles, même très détaillées à l'échelle régionale et locale, ne signifie pas nécessairement que ces simulations puissent être réalisées partout. Les données thématiques d'entrée, y compris la topographie, peuvent être obtenues à partir des cartes topographiques, géologiques et d'utilisation des sols existantes mais la qualité de la simulation dépend en grande partie de la qualité de la résolution et de l'exactitude des données d'entrée. Notamment, la résolution spatiale et l'exactitude du DTM sont des facteurs importants qui gèrent la qualité de la simulation. Pour une simulation fiable le DTM doit reporter toutes les formes morphologiques (talus, canaux, crêtes, ondulations, tendances opposées, etc.) qui contrôlent ou influent (à l'échelle de l'analyse) sur les trajectoires de chute.

Une définition fiable et exacte de la position et de l'extension des zones d'origine des chutes de blocs est un autre facteur qui détermine la qualité de la simulation. L'identification et la planification de ces zones n'est pas une tâche aisée, en particulier quand celles-ci sont vastes, mais peut être réalisée par des géomorphologues experts en combinant des techniques photo-géologiques et des relevés de terrain. Là où les zones d'origine des chutes de blocs ne sont pas identifiées (et cartographiées), les trajectoires de chute ne peuvent être calculées et la dangerosité des chutes de blocs sera sous-estimée. Au contraire, si les aires d'origine sont cartographiées dans des zones non prédisposées à la chute de blocs, les trajectoires de chute peuvent être calculées de façon incorrecte et le risque qui leur est associé sera surestimé.

Enfin, les coefficients qui contrôlent la perte d'énergie à l'impact durant le roulage et l'impact influencent aussi de manière significative les résultats des simulations. Ces valeurs généralement prises dans la littérature et plus rarement extraites de données de campagne ou d'enquêtes *in situ* ont une variabilité considérable. Leur définition correcte est donc essentielle pour obtenir une simulation valable.

si anche in aree molto estese e diversificate.

È importante puntualizzare che aver sviluppato un programma di calcolo in grado di effettuare simulazioni tridimensionali anche molto dettagliate a scala regionale e locale, non significa necessariamente che tali simulazioni possano essere realizzate ovunque. I dati tematici di ingresso, inclusa la topografia, possono essere ottenuti da carte topografiche, geologiche e dell'uso del suolo esistenti, ma la qualità della simulazione dipende in buona misura dalla qualità, dalla risoluzione e dall'accuratezza dei dati di ingresso. In particolare, la risoluzione spaziale e l'accuratezza del DTM sono fattori importanti che controllano la qualità della simulazione. Per una simulazione affidabile il DTM deve riportare tutte le forme morfologiche (scarpate, canali, creste, ondulations, contropendenze, etc.) che controllano od influenzano (alla scala dell'analisi) le traiettorie di caduta.

Una accurata ed affidabile definizione della posizione e dell'estensione delle aree di distacco delle cadute massi è un altro fattore che determina la qualità della simulazione. L'identificazione e la mappatura di tali aree non è un compito facile, in particolare in aree vaste, ma può essere realizzata da geomorfologi esperti combinando tecniche fotogeologiche e rilevamenti di campagna. Dove le aree di partenza delle cadute massi non vengono individuate (e cartografate) le traiettorie di caduta non verranno calcolate e la pericolosità da caduta massi verrà sottostimata. Al contrario, se aree sorgenti vengono mappate in aree non predisposte alla caduta massi le traiettorie di caduta verranno calcolate in modo scorretto ed il rischio a loro associato sarà sovrastimato.

Da ultimo, anche i coefficienti che controllano la perdita di energia all'urto durante il rotolamento e l'urto influenzano in modo significativo i risultati delle simulazioni. Tali valori, generalmente presi dalla letteratura e più raramente ricavati da dati di campagna o da indagini *in situ*, hanno una notevole variabilità. La loro corretta definizione è quindi essenziale per una valida simulazione.

BIBLIOGRAPHIE - BIBLIOGRAFIA

- BROILI L., 1973. In situ tests for the study of rockfall. *Geologia Applicata e Idrogeologia* 8 (1), (in Italian).
- HOEK E., 1987. Rockfall – a program in BASIC for the analysis of rockfall from slopes. Unpublished note, Golder Associates/University of Toronto, Canada.
- PITEAU D.R., CLAYTON R., 1976. Computer Rockfall Model. Proceedings Meeting on Rockfall Dynamics and Protective Works Effectiveness. Bergamo, Italy. ISMES Publication n. 90, Bergamo, Italy, pp. 123-125.
- RITCHIE A.M., 1963. Evaluation of rockfall and its control. Highway Research Board, Highway Research Record, National Academy of Sciences-National Research Council. Washington, DC, 17, pp. 13-28.

V. CONFRONTATION DES MÉTHODES

L'objectif de ce chapitre est de comparer les différentes méthodes proposées par les participants au projet. Pour cela, la démarche aboutissant à l'évaluation de la probabilité d'atteinte par un éboulement (chute de bloc ou éboulement en masse) a été décomposée en plusieurs phases. Les principales caractéristiques des différentes méthodes sont présentées dans le tableau V.1. Seule la méthode RES allant jusqu'à l'appréciation du risque, la confrontation des méthodes ne portera que sur la probabilité de rupture, la prise en compte de la propagation et la caractérisation de l'aléa.

V. CONFRONTO DEI METODI

L'obiettivo di questo capitolo è di paragonare i diversi metodi proposti dai partecipanti al progetto. A questo scopo, il procedimento per arrivare alla valutazione della pericolosità per frana (caduta blocchi o valanga di roccia) è stato suddiviso in varie fasi. Le principali caratteristiche dei diversi metodi sono presentate nella tabella V.1. Poiché solo il metodo RES va fino alla valutazione del rischio, il confronto fra i metodi riguarderà soltanto la probabilità di rottura, la valutazione della propagazione e la caratterizzazione della pericolosità.

	LPC	MAT	RHAP	RES	HGP	PT
TYPE D'ÉTUDE						
Études de type cartographique		X	X	X	X	
Études spécifiques d'aménagement	X					
Études spécifiques de site actif						
Étude théorique						X
VOLUME DES INSTABILITÉS						
< 1000 m ³	X	X	X	X		X
> 1000 m ³	X	X			X	X
MOYENS NÉCESSAIRES						
Méthode rapide			X	X		
Méthode plus complète	X	X			X	X
DÉTECTION						
Phase de détection préliminaire	X	X			X	X
Évaluation directe			X	X		
ÉVALUATION FOURNIE						
Probabilité de rupture	X	X	X		X	X
Prise en compte de la propagation	X	X	X	X		
Caractérisation de l'aléa	X	X	X	X		
Appréciation du risque				X		

*Tab. V.1 : Caractéristiques générales des différentes méthodes.
Caratteristiche generali dei diversi metodi.*

V.1. DÉFINITION DU CAHIER DES CHARGES

Pour chaque méthode, il est nécessaire de préciser le type d'étude concerné. On peut distinguer :

- les études de type cartographique, qui portent sur des surfaces étendues (commune, vallée al-

V.1. DEFINIZIONE DELLO SCHEMA DI LAVORO

Per ogni metodo è necessario precisare il tipo di studio in oggetto. Si possono distinguere:

- gli studi di tipo cartografico che riguardano superfici estese (comuni, vallata alpina, corridoio

pine, couloir d'itinéraire routier, région) et dont l'objectif se limite généralement à l'affichage des probabilités de rupture et d'atteinte ;

- les études spécifiques d'aménagement, qui concernent des aménagements bien précis (urbanisation, ouvrage routier, etc.) et qui doivent généralement fournir une appréciation des travaux nécessaires pour une mise en sécurité des aménagements ; elles sont donc nécessairement plus détaillées ;
- les études spécifiques de sites actifs, dans lesquelles une évaluation à très court terme est nécessaire et qui doivent définir les moyens à mettre en œuvre pour éliminer tout risque à venir.

La méthode LPC est plutôt destinée aux études spécifiques, ponctuelles ou d'itinéraires, les autres aux études de type cartographique. La méthode du *Politecnico de Turin* est une méthode théorique pouvant s'intégrer dans différents types d'études opérationnelles.

La période sur laquelle porte l'évaluation doit également être définie. A l'exception des études de sites actifs, elle est le plus souvent de l'ordre du siècle.

Enfin, les volumes d'éboulement considérés doivent être précisés. La méthode RHAP est destinée à évaluer la probabilité d'éboulements de volume total inférieur à 1000 m³.

Les autres méthodes peuvent, a priori, être utilisées pour différentes tailles d'éboulements.

V.2. DONNÉES NÉCESSAIRES POUR L'ÉVALUATION DE LA PROBABILITÉ DE RUPTURE

Le tableau V.2 recense les principales données utilisées par les méthodes proposées, pour l'évaluation de la probabilité de rupture. Le nombre de X reflète le niveau de détail requis pour chaque type de données. Les données nécessaires à l'étude de la propagation ont été décrites dans le chapitre IV.

V.3. DÉTECTION DES INSTABILITÉS POTENTIELLES ET ÉVALUATION DE LA PROBABILITÉ DE RUPTURE

V.3.1. Sectorisation

Explicitement ou implicitement, toutes les méthodes supposent qu'une sectorisation a été effectuée, c'est à dire que la zone étudiée a été divisée en secteurs homogènes en fonction des caractéristiques structurales, géomécaniques et morphologiques des versants. Dans la méthode LPC, la sectorisation apparaît explicitement, avant la détection des instabilités potentielles. Pour les autres méthodes, le fait de faire intervenir la structure du massif rocheux implique qu'une sectorisation a été effectuée.

stradale, région) e il cui obiettivo si limita generalmente alla segnalazione delle probabilità di rottura e di pericolosità;

- gli studi specifici di gestione del territorio che riguardano degli aspetti ben precisi (urbanizzazione, opere stradali) e che devono generalmente indicare una valutazione dei lavori necessari per la messa in sicurezza delle strutture; essi sono dunque necessariamente più dettagliati;
- gli studi specifici relativi ai siti soggetti a frane attive nei quali è necessaria una valutazione a breve termine e che devono definire i mezzi da mettere in opera per mitigare il rischio futuro.

Il metodo LPC è destinato prevalentemente agli studi specifici, puntuali o lineari, gli altri agli studi di tipo cartografico. Il metodo del Politecnico di Torino è un metodo teorico che può integrarsi in diversi tipi di studi operativi.

Bisogna ugualmente definire il periodo interessato dalla valutazione. Ad eccezione degli studi sui siti soggetti a frane attive, tale periodo è il più spesso dell'ordine di un secolo.

Infine, i volumi di frana considerati devono essere precisati. Per esempio il metodo RHAP è destinato a valutare la probabilità di frane di volume totale inferiore a 1000 m³.

Gli altri metodi possono, a priori, essere utilizzati per diverse dimensioni di frane.

V.2. DATI NECESSARI PER LA VALUTAZIONE DELLA PROBABILITÀ DI ROTTURA

La tabella V.2 censisce i principali dati utilizzati dai metodi proposti per la valutazione della probabilità di rottura. Il numero di X rispecchia il livello di dettaglio richiesto per ogni tipo di dati. I dati necessari allo studio della propagazione sono descritti nel capitolo IV.

V.3. INDIVIDUAZIONE DELLE INSTABILITÀ POTENZIALI E VALUTAZIONE DELLA PROBABILITÀ DI ROTTURA

V.3.1. Settorializzazione

Explicitamente o implicitamente, tutti i metodi presuppongono che si effettui una settorializzazione, cioè che la zona studiata sia divisa in settori omogenei in funzione delle caratteristiche strutturali, geomeccaniche e morfologiche dei versanti. Per esempio nel metodo LPC, la settorializzazione appare esplicitamente prima dell'individuazione delle instabilità potenziali. Per gli altri metodi, il fatto di considerare la struttura del massiccio roccioso implica che è stata effettuata una settorializzazione.

	LPC	MAT	RHAP	RESr	HGP	PT
DONNÉES GÉOMÉCANIQUES						
Orientation des discontinuités	X	XXX	X	X	XX	XXX
Extension	X	XXX	X	X	XX	XXX
Espacement	X	XXX	X	X	XX	XXX
Intensité de fracturation	X		X	X	X	
Rugosité des joints (JRC)	X	X			XX	XXX
Etat d'altération des joints, remplissage	X	X	X	X	XX	XXX
Ouverture des joints	X	X	X	X	X	X
Présence de faille	X	X	X	X	X	
Lithologie	X	X	X	X	X	
Résistance de la roche	X	X	X	X	X	XXX
Cavités karstiques			X	X		
Nombre de mécanismes potentiels				X		
DONNÉES SUR L'ACTIVITÉ						
Fissures ouvertes par un mouvement récent			XX	X	X	
Blocs basculés			XX	X		
DONNÉES HYDROLOGIQUES						
Présence d'eau (écoulement dans les joints?)	X	X	XX	XX	X	X
Précipitations maximales	X	X			X	
Fréquence ou distribution des pluies					X	
Intensité maximale de la fonte de neige	X	X			X	
Bassin versant alimentant les joints					X	
DONNÉES SISMOLOGIQUES						
Carte d'aléa (accélération ou intensité)	X	X			X	X
DONNÉES CLIMATIQUES						
Nombre de cycles gel-dégel	X	X			X	
Évolution du permafrost		X			X	
Orientation du versant			XX	XX		
Vent (action sur les arbres, érosion éolienne)	X				X	
Végétation	X		XX		X	
DONNÉES MORPHOLOGIQUES						
Hauteur de la paroi	X	X		X		
Pente de la paroi	X	X		X		
Érosion, accumulation	X	X		X	X	
DONNÉES HISTORIQUES						
Éboulements dans le secteur étudié	X	X	XX	XX	X	
Éboulements dans une zone plus large					XX	

Tab. V.2 : Principales données utilisées par les méthodes proposées, pour l'évaluation de la probabilité de rupture.
Principali dati utilizzati dai metodi proposti per la valutazione della probabilità di rottura.

V.3.2. *Détection*

Les méthodes RHAP et RES ne comportent pas véritablement de phase d'identification de masses instables (instabilités localisées) ou de mécanismes particuliers susceptibles de se produire (instabilités diffuses). Elles affectent directement un indice de susceptibilité ou de probabilité de départ à chaque secteur homogène.

Dans les méthodes LPC, HGP et Matterock, on cherche à identifier plus précisément des instabilités localisées ou diffuses. Le principe général consiste à rechercher soit des **mécanismes de rupture potentiels** à partir d'un catalogue de configurations typiques (Fig. V.1), soit des **zones actives** (c'est à dire déjà instables), présentant des indices de mouvements récents. Du fait du type de terrain sur lequel la méthode a été développée, Matterock recherche essentiellement les mécanismes de glissement, alors que les catalogues des méthodes LPC et HGP sont plus exhaustifs.

La recherche d'**instabilités potentielles localisées** est effectuée sur le terrain ou sur photographies aériennes. La confrontation de la topographie avec l'agencement structural du massif permet d'identifier des zones d'**instabilité potentielle diffuse**. La méthode Matterock comporte aussi la possibilité d'une détection automatique, par confrontation d'un modèle numérique de terrain et d'un modèle structural probabiliste du massif. La détection d'une zone d'instabilité potentielle diffuse permet d'orienter la recherche d'instabilités localisées sur le terrain ou sur photos.

Le **volume** d'une instabilité potentielle localisée (dont les limites en surface sont à peu près connues) peut être évalué. Pour une zone d'instabilité diffuse, une évaluation par excès ou une évaluation probabiliste sont possibles.

V.3.3. *Évaluation de la probabilité de rupture*

L'objectif est d'évaluer la probabilité qu'un éboulement se produise dans un délai donné, à partir d'une zone d'instabilité potentielle identifiée (instabilité localisée ou diffuse).

V.3.3.1 *Principes généraux*

La plupart des méthodes d'évaluation utilisent à la fois une approche mécanique (ou déductive), basée sur une description géomécanique des instabilités identifiées, et une approche de type historique, basée sur l'observation du comportement passé de la falaise.

L'approche mécanique des processus conduisant à la rupture est illustrée de manière simplifiée

V.3.2. *Individuazione*

I metodi RHAP e RES non comportano in realtà una fase d'identificazione di masse instabili (instabilità localizzate) o di meccanismi particolari suscettibili di prodursi (instabilità diffuse). Essi attribuiscono un indice di suscettibilità o di probabilità di origine per ciascun settore omogeneo, sulla base di un numero di indicatori di instabilità rilevati sulla parete.

Nei metodi LPC, HGP e Matterock, si cerca più precisamente di identificare delle instabilità localizzate o diffuse. Il principio generale consiste nel ricercare sia dei **meccanismi di rottura potenziali** a partire da un catalogo di configurazioni tipiche (Fig. V.1), sia delle zone attive (cioè già instabili), che presentano degli indici di movimenti recenti. Visto il tipo di terreno sul quale il metodo è stato sviluppato, Matterock ricerca soprattutto i meccanismi di scivolamento, mentre i cataloghi dei metodi LPC e HGP sono più esaurienti.

La ricerca di **instabilità potenziali localizzate** è effettuata sul terreno o su fotografie aeree. Il confronto della topografia con la disposizione strutturale del massiccio permette di identificare delle zone d'**instabilità potenziale diffusa**. Il metodo Matterock comporta anche la possibilità di una individuazione automatica per confronto fra un modello numerico di terreno e un modello strutturale probabilistico del massiccio. L'individuazione di una zona d'instabilità potenziale diffusa permette di orientare la ricerca di instabilità localizzate sul terreno o su foto.

Il **volume** di una instabilità potenziale localizzata (i cui limiti in superficie sono approssimativamente conosciuti) può essere valutato. Per una zona a instabilità diffusa, sono possibili valutazioni per eccesso o valutazioni probabilistiche.

V.3.3. *Valutazione della probabilità di rottura*

L'obiettivo è di valutare la probabilità che una frana si verifichi in un tempo determinato a partire da una zona di instabilità potenziale identificata (instabilità localizzata o diffusa).

V.3.3.1 *Principi generali*

La maggior parte dei metodi di valutazione utilizzano contemporaneamente un approccio meccanico (o deduttivo), basato su una descrizione geomeccanica delle instabilità identificate e un approccio storico, basato sull'osservazione del comportamento pregresso della parete.

L'approccio meccanico del processo che conduce alla rottura è illustrato in modo semplificato

Configuration	Mécanisme d'instabilité
a	Glissements translationnels (sur 1 plan, sur une famille de plans ou sur 2 plans)
b	Glissements rotationnel et composé
c	Rupture de banc
d	Rupture de colonne en pied
e	Basculement de colonne ou de blocs
f	Rupture de surplomb

Fig. V.1 : Configurations favorables aux éboulements et mécanismes de rupture.
Configurazioni favorevoli alle frane di crollo e meccanismi di rottura.

par la figure V.2. Il apparaît que la probabilité de rupture dans un certain délai dépend :

- du **degré de stabilité actuel** de la masse susceptible de s'effondrer ;
- de l'évolution lente de ce degré de stabilité au cours du temps (due aux différents **facteurs dégradants**, qui réduisent la résistance ou augmentent les contraintes actives) ;
- de la probabilité d'occurrence de sollicitations exceptionnelles ou **facteurs déclenchants** (séisme centennal, pression hydraulique exceptionnelle).

dalla figura V. 2. Risulta che la probabilità di rottura entro un certo tempo dipende:

- dal **grado di stabilità attuale** della massa suscettibile di franare;
- dall'evoluzione lenta di questo grado di stabilità nel corso del tempo (dovuta a diversi **fattori degenerativi** che riducono la resistenza o aumentano le sollecitazioni attive);
- dalla probabilità di accadimento di sollecitazioni eccezionali o di **fattori scatenanti** (sisma centennale, pressione idraulica eccezionale).

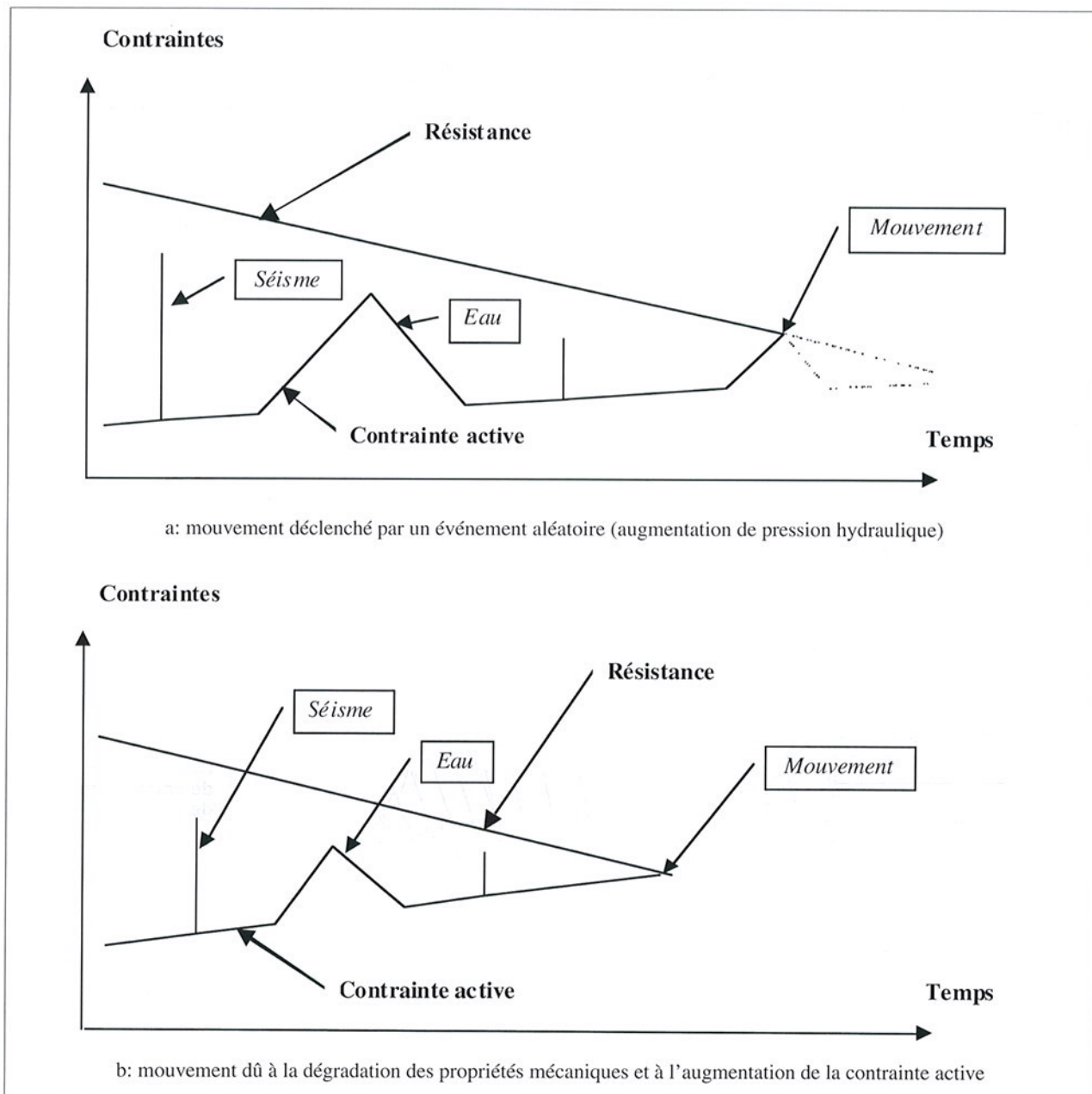


Fig. V.2 : Schématisation des processus conduisant à la mise en mouvement d'une masse rocheuse.

Schema dei processi che conducono alla messa in movimento di una massa rocciosa.

L'approche historique prend en compte des événements passés survenus dans la zone évaluée, dans une zone plus large, considérée comme suffisamment homogène, ou sur d'autres sites, présentant une certaine similitude avec le site étudié. L'expérience personnelle des experts est basée essentiellement sur l'observation d'éboulements passés, survenus dans des conditions très variées.

Les différents facteurs susceptibles d'être pris en compte dans l'évaluation sont listés dans la première colonne du tableau V.3.

L'approccio storico prende in considerazione degli avvenimenti passati accaduti nella zona in esame, in una zona più larga, considerata come sufficientemente omogenea o su altri siti che presentano una certa somiglianza con il sito in oggetto. L'esperienza personale degli esperti si basa essenzialmente sull'osservazione di frane passate sopraggiunte in condizioni molto diverse.

I differenti fattori suscettibili di essere presi in considerazione per la valutazione sono elencati nella prima colonna della tabella V.3.

	LPC	MAT	RHAP	RESr	HGP	PT
ÉTAT DE STABILITÉ ACTUEL						
Structure	XX	XXX	X	XX	XX	XXX
Paramètres géomécaniques	X	X		X	XX	XXX
Pressions interstitielles	X	(X)	(X)	(X)	X	X
Coefficient de sécurité		X				XXX
Indices de mouvements récents		XXX	XXX	XX	XXX	
SOLLICITATIONS EXCEPTIONNELLES						
Probabilité de séismes déclenchants	X	X			X	
Sensibilité aux séismes déclenchants	X	X			X	X
Probabilité de pluies déclenchantes	X	X			XX	
Sensibilité aux pluies déclenchantes	X	X			X	
ACTIVITÉ DES FACTEURS DÉGRADANTS						
Altération, dissolution	X	X	(X)	(X)	X	
Fatigue due à la sismicité de base	(X)	X			X	
Fatigue due aux mises en pression	X				XX	
Fatigue due aux cycles thermiques	X				X	
Orientation de la pente				X		
Erosion ou accumulation	X	X		X	X	
Déformation de versant	X				X	
Tectonique actuelle						
Cycles gel-dégel	X	XX			X	
Végétation (racines, vent)	X					
Fonte du permafrost		X			X	
APPROCHE EMPIRIQUE						
Éboulements dans le secteur étudié	X	X	XX	XX	X	
Éboulements dans une zone plus large					XXX	
Expérience d'autres sites						
Facteur subjectif	X	X				

Tab. V.3 : Facteurs considérés dans l'évaluation de la probabilité de rupture.

Fattori considerati per valutare la probabilità di rottura.

V.3.3.2 Confrontation des méthodes

Pour chaque méthode, les facteurs qui interviennent directement dans l'évaluation de la probabilité de rupture, sont notés dans la colonne correspondante dans le tableau V.3. Le nombre de X reflète l'importance donnée à chaque facteur dans les textes de présentation des méthodes (et non son poids relatif dans le calcul d'un indice).

(X) signifie que le facteur n'est pas mentionné explicitement dans le texte.

Dans cette confrontation, nous avons considéré la version dite "rapide" de la méthode RES (notée RESr), car la version primitive ne propose pas de méthode pour déterminer la probabilité de rupture. En revanche, elle propose une méthode originale, basée sur une approche de type système, pour évaluer la probabilité de propagation, c'est-à-dire la probabilité d'atteinte, sachant que la rupture s'est produite. La même approche, mais simplifiée, est utilisée dans la version rapide, qui intègre les deux aspects rupture et propagation.

Les méthodes MATTEROCK, RHAP, RES et LPC fournissent une **évaluation qualitative** de la probabilité de rupture (de type : probabilité élevée, moyenne, faible, etc.). Pour les trois premières, cette évaluation passe par l'attribution de notes aux facteurs pris en compte et par le calcul d'un indice reflétant la probabilité de rupture. Cependant, dans Matterock, la méthode de calcul de l'indice de dangerosité est présentée comme un "essai" de pondération des facteurs et ne semble pas être utilisée de manière opérationnelle. Dans la méthode LPC, la démarche aboutissant à la qualification n'est pas quantifiée.

Les méthodes HGP et *Politecnico* Turin visent à déterminer une véritable **probabilité de rupture**. Ces deux méthodes ne sont pas des méthodes opérationnelles et sont actuellement l'objet de recherches dans les Universités de Grenoble et de Turin.

V.3.3.3 Comparaison des résultats obtenus sur le site du Monte San Martino

L'objectif est de comparer les estimations de la probabilité de rupture données par chaque méthode, sur un même site. Quatre méthodes ont été appliquées sur le site du Monte San Martino (Lecco, Lombardie) présenté dans le paragraphe III.2.2.3 : RHAP, RES, RESr et Matterock.

Dans la méthode RHAP, l'estimation de la probabilité de rupture est représentée par l'indice d'activité (donné, pour chaque zone homogène, dans le

V.3.3.2 Confronto dei metodi

Per ogni metodo, i fattori che intervengono direttamente nella valutazione della probabilità di rottura sono referenziati nella colonna corrispondente nella tabella V.3. Il numero di X rispecchia l'importanza data ad ogni fattore nei testi di presentazione dei metodi (e non il suo peso relativo nel calcolo di un indice).

(X) significa che il fattore non è menzionato esplicitamente nel testo.

In questo confronto, abbiamo considerato la versione cosiddetta "rapida" del metodo RES (annotata RESr), perché la versione originale (Cancelli & Crosta, 1993a, b) non propone alcun metodo per definire la probabilità di rottura. In compenso, essa propone un metodo originale basato su un approccio di tipo sistemico per valutare la probabilità di propagazione, cioè la pericolosità, sapendo che la rottura si è verificata. Lo stesso approccio, semplificato, è utilizzato nella versione rapida che integra i due aspetti rottura e propagazione.

I metodi MATTEROCK, RHAP, RES e LPC forniscono una **valutazione qualitativa** della probabilità di rottura (di tipo: probabilità elevata, media, debole, etc.). Per i primi tre, questa valutazione passa attraverso l'attribuzione di un punteggio e del calcolo di un indice che rispecchia la probabilità di rottura. Tuttavia, in Matterock, il metodo di calcolo dell'indice di pericolosità è presentato come una "prova" di equilibrio tra i fattori e non sembra essere utilizzato in modo operativo. Nel metodo LPC il procedimento che arriva alla qualificazione non è quantificato.

I metodi HGP e Politecnico di Torino mirano a determinare una vera **probabilità di rottura**. Questi due metodi non sono dei metodi operativi e sono attualmente oggetto di ricerche nelle università di Grenoble e di Torino.

V.3.3.3 Confronto dei risultati ottenuti sul sito del Monte San Martino

L'obiettivo è confrontare le stime della probabilità di rottura fornite da ogni metodo su uno stesso sito. Quattro metodi sono stati applicati sul sito di Monte San Martino (Lecco, Lombardia) presentato al termine del paragrafo III.2.2.3.: RHAP, RES, RESr e Matterock.

Nel metodo RHAP, la stima della probabilità di rottura è rappresentata dall'indice di attività (fornito, per ogni zona omogenea, nella tabella

tableau III.6). Dans RES, elle correspond à l'indice de dangerosité défini dans le tableau III.10 (probabilité di accadimento) et donné pour chaque zone dans le tableau III.13.

Dans RESr, la probabilité de rupture n'apparaît pas explicitement, mais elle a pu être estimée en calculant un indice à partir des paramètres relatifs à la zone de départ, en excluant donc ceux relatifs à la zone de propagation (Tab. III.15).

La méthode Matterock, quant à elle, a permis de délimiter et d'évaluer des instabilités potentielles localisées ou diffuses, indépendamment des différentes zones.

Les estimations de la probabilité de rupture fournies par les trois méthodes pour chacune des 8 zones homogènes préalablement définies (Fig. III.22) sont représentées sur la figure V.3. On constate un désaccord important entre les méthodes. En effet, avec la méthode RHAP, les 4 zones les plus dangereuses se situent dans la partie droite de la falaise, alors qu'avec RES et RESr, les 3 zones les plus dangereuses se situent dans la partie gauche. Les instabilités détectées avec la méthode Matterock, à l'exception d'une instabilité diffuse qui suit la crête de la falaise sur toute sa largeur, se situent dans la partie droite (dans les zones 1, 2b et 3). Les résultats fournis par RHAP et Matterock sont donc relativement compatibles.

Les divergences entre les méthodes peuvent être dues à des différences d'appréciation de la part des personnes chargées des études et aux principes sur lesquels reposent les méthodes. La méthode RHAP repose essentiellement sur l'observation du comportement passé de la falaise, à travers la recherche d'indices de mouvement (petits déplacements ou chutes de blocs), qui représentent 3 paramètres sur 5 considérés. Cette approche semble bien adaptée à la détection d'instabilités de volume nettement plus petit que la zone étudiée.

L'approche précédente n'est pas utilisable dans le cas de volumes importants par rapport à la zone étudiée. Il est alors nécessaire d'utiliser une approche plus déductive, en considérant les propriétés géomécaniques du massif rocheux. C'est le cas de la méthode RESr, dans laquelle la majorité des paramètres constitue une description géomécanique du massif (les indices d'activité sont également pris en compte, mais ils représentent un poids plus faible, de l'ordre de 25%). Ce type d'approche est plus délicat, car l'influence des différents paramètres sur la probabilité de rupture n'a jamais été étudiée précisément et la pondération adoptée est très subjective.

III.6). Nel RES, essa corrisponde all'indice di pericolosità definito nella tabella III.10 (probabilità di accadimento) e data per ogni zona nella tabella III.13.

Nel RESr, la probabilità di rottura non appare esplicitamente, ma può essere stimata calcolando un indice a partire dai parametri relativi alla zona di origine, escludendo dunque quelli relativi alla zona di propagazione (Tab. III.15).

Il metodo Matterock ha permesso di delimitare e di valutare delle instabilità potenziali localizzate o diffuse, indipendentemente dalle diverse zone.

Le stime della probabilità di rottura fornite dai tre metodi per ciascuna delle otto zone omogenee precedentemente definite (Fig. III.22) sono rappresentate nella figura V.3. Si constata una sfasatura importante tra i metodi. In effetti, secondo il metodo RHAP le quattro zone più pericolose si situano nella parte destra della parete, mentre secondo il RES e il RESr, le tre zone più pericolose si situano nella parte sinistra. Le instabilità individuate con il metodo Matterock, ad eccezione di una instabilità diffusa che percorre la cresta della parete in tutta la sua lunghezza, si situano nella parte destra (nelle zone 1, 2b e 3). I risultati forniti dal RHAP e da Matterock sono dunque relativamente compatibili.

Le divergenze tra i metodi possono essere attribuite a delle differenze di valutazione da parte delle persone incaricate degli studi e ai principi sui quali si basano i metodi. Il metodo RHAP si basa anche sull'osservazione del comportamento pregresso della parete attraverso la ricerca di indici di movimento (piccoli spostamenti o cadute blocchi) che rappresentano tre parametri sui cinque considerati. Quest'approccio, sembra bene adatto all'individuazione di instabilità di volume nettamente più piccolo della zona presa in considerazione.

L'approccio precedente non è utilizzabile nel caso di volumi importanti in rapporto alla zona studiata. È dunque necessario utilizzare un approccio più deduttivo considerando le proprietà geomeccaniche del massiccio roccioso. È il caso del metodo RESr nel quale la maggior parte dei parametri costituisce una descrizione geomeccanica del massiccio (gli indici di attività sono parimenti presi in considerazione, ma essi rappresentano un peso più debole dell'ordine del 25 %). Questo tipo d'approccio è più delicato poiché l'influenza dei diversi parametri sulla probabilità di rottura non è mai stata studiata a fondo e la ponderazione adottata è molto soggettiva.

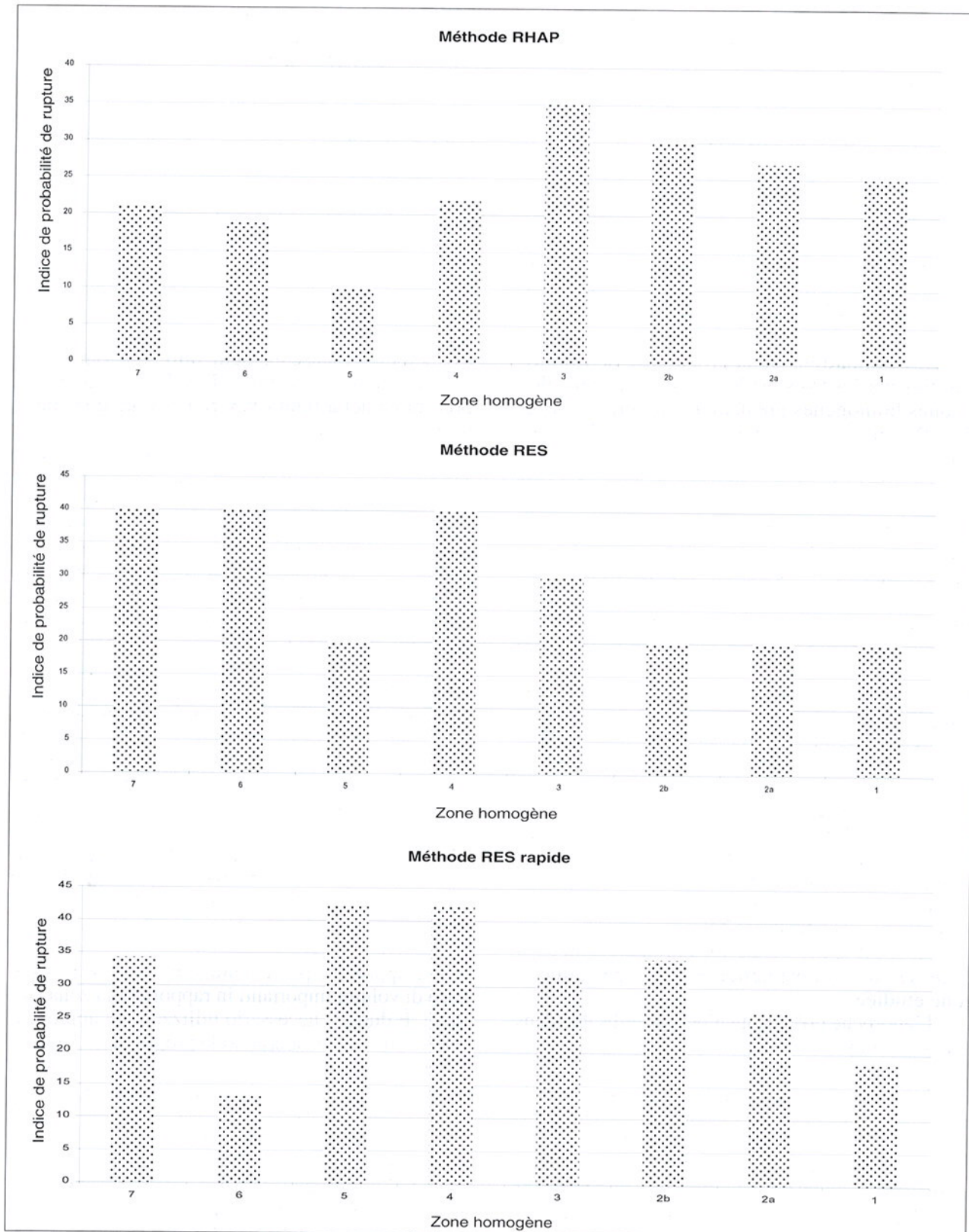


Fig. V.3 : Comparaison des méthodes d'estimation semi-quantitatives de la probabilité de rupture sur le site du Monte San Martino (Lecco, Lombardia).

Confronto fra i metodi di stima semi-quantitativi della probabilità di rottura sul sito del Monte San Martino (Lecco, Lombardia).

V.3.3.4 Conclusions

La méthode **RHAP** est une méthode opérationnelle, rapide et bien codifiée. Basée essentiellement sur l'observation de l'activité de la zone homogène étudiée, elle est adaptée aux éboulements de petit volume.

Matterock est également une méthode opérationnelle, mais adaptée à une gamme plus large de volumes d'éboulement. Grâce à l'utilisation d'un modèle numérique de terrain, elle permet d'identifier rapidement des zones de glissement potentielles. Elle est plus adaptée aux versants cristallins ou métamorphiques qu'aux falaises calcaires. Une quantification de la méthode (indice de dangerosité) est en cours de développement.

La méthode **RESr** est basée essentiellement sur une description géomécanique du massif. Comme dans Matterock, la démarche de quantification de la dangerosité demande à être validée.

La méthode **HGP** combine des approches historique et géomécanique. La première nécessite des données suffisamment nombreuses et exhaustives pour estimer des fréquences globales d'éboulement sur la zone d'étude. La seconde doit fournir une évaluation quantitative relative de la probabilité de rupture des instabilités détectées. Elle se heurte aux mêmes difficultés que RES et Matterock (absence de validation).

La méthode **LPC**, initialement mise au point pour les études spécifiques orientées vers la définition des mesures de sécurisation, a été également utilisée pour l'affichage du risque dans le cadre de l'établissement de plans de prévention des risques. La qualification de la probabilité de rupture est le résultat d'une démarche d'expert qualitative.

La méthode du **Politecnico de Turin** ne permet pas actuellement de déterminer la probabilité de rupture d'une instabilité en fonction du temps. En revanche, elle fournit une estimation probabiliste de la stabilité actuelle, qui prend en compte l'incertitude inhérente aux paramètres géomécaniques du massif. Elle pourrait donc être intégrée dans une autre méthode.

V.4. ÉTUDE DE LA PROPAGATION

L'objectif des études de propagation (ou études trajectographiques) est de délimiter la zone susceptible d'être atteinte par une masse rocheuse **supposée instable**, et de déterminer certaines caractéristiques du mouvement, nécessaires à la détermination de l'intensité probable du phénomène et à la définition des moyens de protection. L'intensité du phénomène en un point du versant est généralement évaluée à partir de l'énergie des blocs en ce point.

V.3.3.4 Conclusioni

Il metodo **RHAP** è un metodo operativo, rapido e ben codificato. Basato essenzialmente sull'osservazione dell'attività della zona omogenea studiata, è adatto alle frane di volume ridotto.

Matterock costituisce paramenti un metodo operativo, ma adattato ad una gamma più larga di volumi di frana. Grazie all'utilizzo di un modello numerico del terreno, permette d'identificare rapidamente delle zone potenziali di scivolamento. È più adatto ai versanti cristallini o metamorfici che alle pareti calcaree. Una quantificazione del metodo (indice di pericolosità) è in corso di elaborazione.

Il metodo **RESr** è basato essenzialmente su una descrizione geomeccanica del massiccio. Come nel Matterock, il processo di quantificazione della pericolosità richiede di essere convalidato.

Il metodo **HGP** coniuga approcci storico e geomeccanico. Il primo necessita dei dati sufficientemente numerosi ed esaustivi per stimare delle frequenze globali di frana sulla zona in oggetto. Il secondo deve fornire una valutazione quantitativa relativa della probabilità di rottura delle instabilità individuate. Esso deve affrontare le stesse difficoltà del RES e del Matterock (assenza di convalida).

Il metodo **LPC**, messo inizialmente a punto per gli studi specifici orientati verso la definizione delle misure di messa in sicurezza, è stato ugualmente utilizzato per evidenziare il rischio nell'ambito della definizione di piani di prevenzione dei rischi. La qualificazione della probabilità di rottura è il risultato di procedimento qualitativo da parte di un esperto.

Il metodo del **Politecnico di Torino** non permette attualmente di determinare la probabilità di rottura di una instabilità in funzione del tempo. Per contro, esso fornisce una stima probabilistica della stabilità attuale che prende in considerazione l'incertezza inerente i parametri geomeccanici del massiccio. Esso potrebbe dunque essere integrato in un altro metodo.

V.4. STUDIO DELLA PROPAGAZIONE

L'obiettivo degli studi di propagazione (o studi traiettografici) è di delimitare la zona suscettibile di essere raggiunta da una massa rocciosa **supposta instabile** e di determinare alcune caratteristiche del movimento necessarie alla determinazione dell'intensità probabile del fenomeno e alla definizione dei metodi di protezione. L'intensità del fenomeno in un punto del versante è generalmente valutata partendo dall'energia dei blocchi in quel pun-

Pour dimensionner des ouvrages de protection, il est nécessaire de connaître l'énergie et la hauteur des trajectoires.

Les méthodes de calcul diffèrent suivant le type d'éboulement traité. On peut distinguer les chutes de blocs, dans lesquelles les blocs se déplacent de manière indépendante, et les éboulements en masse, dans lesquels ils interagissent de manière significative.

V.4.1. Chutes de blocs

Il existe de nombreuses méthodes de simulation des trajectoires, basées sur les principes de la mécanique (méthodes de trajectographie, chapitre IV). Certaines d'entre elles fournissent, pour chaque point du versant, les **probabilités de dépassement** des principaux paramètres des trajectoires (distance de propagation, énergie des blocs, hauteur de la trajectoire). D'autres fournissent seulement les **valeurs maximales possibles** (ou vraisemblables) de ces paramètres, sans faire apparaître explicitement l'aspect aléatoire du phénomène.

En dehors des méthodes de trajectographie, des méthodes empiriques plus rapides sont parfois utilisées. La méthode **RES** appartient à cette catégorie. À partir de l'évaluation de 15 paramètres qui influencent la trajectoire des blocs, elle fournit un indice (RII : *Rockfall Intensity Index*) reflétant une intensité **globale** de l'éboulement potentiel, caractérisant l'ensemble de la trajectoire. Cet indice peut ensuite être multiplié par un coefficient dépendant de la distance au point de départ, pour obtenir un nouvel indice, qui traduit une diminution de l'intensité locale le long de la trajectoire.

La méthode **RHAP** utilise des logiciels de trajectographie pour évaluer les probabilités de propagation, mais elle ne prend pas en compte l'énergie des blocs.

Matterock utilise les résultats d'études trajectographiques, pour évaluer l'énergie maximale pouvant être atteinte en chaque point du versant.

Il existe aussi des méthodes empiriques, basées sur la notion d'angle de propagation (ou cône d'ombre), qui permet d'obtenir le point d'arrêt du mouvement. Enfin, certaines méthodes très simples, utilisées pour un zonage rapide à partir d'un modèle numérique de terrain, considèrent que la zone menacée est délimitée par le fond de la vallée (rivière).

V.4.2. Éboulements en masse

La prévision de la propagation des éboulements en masse est plus difficile que celle des chutes de blocs, du fait de la complexité des phénomènes mis

to. Per dimensionare delle opere di protezione, è necessario conoscere l'energia e l'altezza delle traiettorie.

I metodi di calcolo differiscono a seconda del tipo di frana trattato. Si possono distinguere i crolli, nei quali i blocchi si spostano in maniera indipendente, e le valanghe di roccia, nelle quali i blocchi interagiscono in maniera significativa.

V.4.1. Caduta massi

Esistono numerosi metodi di simulazione delle traiettorie, basati sui principi della meccanica (metodi di traiettografia, capitolo IV). Alcuni di loro forniscono, per ogni punto del versante, le **probabilità di superamento** dei valori dei principali parametri delle traiettorie (distanza di propagazione, energia dei blocchi, altezza della traiettoria). Altri forniscono soltanto i **valori massimi possibili** (o verosimili) di questi parametri, senza fare apparire esplicitamente l'aspetto aleatorio del fenomeno.

Oltre ai metodi di traiettografia, altri metodi empirici più rapidi sono a volte utilizzati. Il metodo **RES** appartiene a questa categoria. A partire dalla valutazione di quindici parametri che influenzano la traiettoria dei blocchi, esso fornisce un indice (RII: *Rockfall Intensity Index*) che rispecchia un'intensità **globale** di frana potenziale, che caratterizza l'insieme della traiettoria. Questo indice può in seguito essere moltiplicato per un coefficiente dipendente dalla distanza dal punto di partenza, per ottenere un nuovo indice che traduce una diminuzione dell'intensità locale lungo la traiettoria.

Il metodo **RHAP** utilizza dei software di traiettografia per valutare le probabilità di propagazione, ma esso non prende in considerazione l'energia dei blocchi.

Matterock utilizza i risultati degli studi traietto grafici per valutare l'energia massima che può essere raggiunta in ogni punto del versante.

Esistono anche dei metodi empirici, basati sulla nozione di angolo di propagazione (o cono d'ombra), che permette di ottenere il punto d'arresto del movimento. Infine, alcuni metodi molto semplici, utilizzati per una zonizzazione rapida a partire da un modello numerico di terreno, considerano che la zona minacciata è delimitata dal fondo della valle (fiume).

V.4.2. Valanghe di roccia

La previsione della propagazione delle valanghe di roccia è più difficile di quella delle cadute blocchi a causa della complessità dei fenomeni in

en jeu et du faible nombre d'éboulements qui se sont produits. En effet l'analyse de phénomènes réalisés est nécessaire pour valider les modèles. Il existe cependant quelques méthodes de simulation (Hungre et Evans, 1996 ; Rochet, 1999, Fell et al., 2000). Mais le problème de la propagation des éboulements en masse n'a pas été traité dans le présent projet.

V.5 CARACTÉRISATION DU DANGER

V.5.1. Objectif

La caractérisation la plus complète du danger consisterait à donner, en chaque point du versant et pour une période donnée, la distribution de probabilité de l'énergie cinétique (et éventuellement d'autres paramètres) de l'éboulement considéré. Une telle caractérisation probabiliste du danger est possible pour l'aléa sismique, pour lequel la distribution de probabilité de l'intensité ou de l'accélération maximale peut être calculée. En pratique, les cartes d'aléa sismique représentent l'accélération associée à une probabilité de dépassement donnée ou la probabilité de dépassement d'une accélération donnée. Pour le danger d'éboulement, les méthodes trajectographiques permettent de déterminer la distribution de probabilité de l'énergie, mais en supposant connues les caractéristiques de la zone de départ et sa probabilité de rupture. Or, cette dernière ne peut actuellement être évaluée que de manière qualitative ou semi-quantitative.

V.5.2. Résultats fournis par les différentes méthodes

Une caractérisation simplifiée du danger consiste à évaluer seulement la probabilité d'atteinte de chaque point du versant, sans prendre en compte l'énergie du phénomène. (cela revient à considérer seulement la probabilité de dépassement d'une énergie nulle, au lieu de considérer la distribution complète). C'est le cas de la méthode RHAP. En théorie, la probabilité d'atteinte est le produit de la probabilité de rupture par la probabilité (conditionnelle) de propagation. Dans la méthode RHAP, ces probabilités sont évaluées, de manière semi-quantitative, au moyen d'indices qui sont ensuite combinés pour donner un indice final reflétant la probabilité d'atteinte.

Dans la méthode Matterock, plusieurs valeurs d'énergies (0, 30 et 300 kJ), issues de calculs trajectographiques, sont considérées. Elles peuvent être des valeurs maximales possibles, lorsque l'aspect probabiliste de la propagation n'est pas pris en compte explicitement. Mais avec une méthode de

jeu et del ridotto numero di frane che si sono verificate. In effetti, l'analisi dei fenomeni realizzati si è necessaria per convalidare i modelli. Esistono tuttavia alcuni metodi di simulazione (Hungre e Evans, 1996; Rochet, 1999, Fell et al. 2000). Ma il problema della propagazione delle valanghe di roccia non è stato trattato in questo progetto.

V.5. CARATTERIZZAZIONE DEL PERICOLO

V.5.1. Obiettivo

La caratterizzazione più completa del pericolo consisterebbe nel dare in ciascun punto del versante per un periodo determinato, la distribuzione di probabilità dell'energia cinetica (ed eventualmente di altri parametri) della frana studiata. Tale caratterizzazione probabilistica del pericolo è possibile per "l'alea" sismico la cui distribuzione di probabilità dell'intensità o dell'accelerazione massima può essere calcolata. Nella pratica, le carte d' "l'alea" sismico rappresentano l'accelerazione associata ad una probabilità di superamento determinata o la probabilità di superamento di una accelerazione determinata. Per quanto riguarda il pericolo di frana, i metodi traiettografici permettono di definire la distribuzione di probabilità dell'energia, presupponendo però che le caratteristiche della zona di partenza e la sua probabilità di rottura siano conosciute. Attualmente quest'ultima può soltanto essere valutata in modo qualitativo o semi-quantitativo.

V.5.2. Risultati forniti dai diversi metodi

Una caratterizzazione semplificata del pericolo consiste nel valutare soltanto la pericolosità di ciascun punto del versante senza prendere in considerazione l'energia del fenomeno (ciò che significa considerare solo la probabilità di superamento di una energia nulla invece di considerare la distribuzione completa). È il caso del metodo RHAP. Nella teoria, la pericolosità è il prodotto della probabilità di rottura per la probabilità (condizionale) di propagazione. Nel metodo RHAP, queste probabilità sono valutate in modo semi-quantitativo grazie a degli indici che sono poi combinati per dare un indice finale che rispecchia la pericolosità.

Nel metodo Matterock, più valori di energie (0,30 e 300 kJ) ricavati dai calcoli traiettografici sono presi in considerazione. Possono essere dei valori massimi possibili quando l'aspetto probabilistico della propagazione non è esplicitamente preso in considerazione. Con un metodo di traietto-

trajectographie probabiliste, il est possible de donner les probabilités de dépassement de ces valeurs. Le croisement de ces informations avec la probabilité de rupture, qualifiée à l'aide d'un indice, permet de fournir un degré de danger en tout point du versant.

Dans la méthode RES, aucun paramètre physique (distance de propagation ou énergie) n'est calculé, mais l'intensité est évaluée par un indice en tout point du versant. Celui-ci peut être considéré comme une espérance mathématique conditionnelle de l'intensité, en supposant que la rupture a eu lieu. Le produit de cet indice par un coefficient reflétant la probabilité de rupture est donc représentatif de l'intensité (la valeur la plus probable).

Dans la méthode LPC, la qualification de la probabilité de rupture peut être associée à une évaluation qualitative de la probabilité de propagation (voir chapitre III) ou à une simulation trajectographique qui permet d'obtenir l'extension maximale possible du phénomène étudié (logiciel Propag, décrit au chapitre IV).

La méthode HGP, en cours de développement, fournit une probabilité de rupture pour chaque instabilité potentielle. En l'associant à une méthode de trajectographie probabiliste, il est donc possible, en multipliant les probabilités de dépassement par la probabilité de rupture de l'instabilité étudiée, d'obtenir la distribution de probabilité de l'énergie en tout point du versant. La connaissance de cette distribution permet de fournir des cartes représentant l'énergie associée à une probabilité de dépassement donnée ou la probabilité de dépassement d'une énergie donnée.

V.6 BILAN ET PERSPECTIVES

V.6.1. Validation des méthodes

La caractérisation complète du danger d'éboulement sur un versant nécessite la détection d'instabilités potentielles localisées ou diffuses, l'évaluation de leur probabilité de rupture dans un délai donné et de la probabilité de dépassement d'une certaine intensité (reflétant notamment l'énergie cinétique des blocs) en tout point du versant. Si l'intensité choisie est nulle, cette probabilité est simplement la probabilité d'atteinte du point considéré.

Pour l'étude de la phase de propagation des blocs, il est souvent possible de caler les méthodes de simulation sur des observations d'éboulements survenus sur le même site. Plusieurs méthodes ont ainsi pu être validées. Lorsqu'il n'existe pas de données sur le site étudié, l'expérience acquise sur d'autres sites peut être utilisée. Dans le cadre de ce projet, trois méthodes ont été comparées (chapitre IV).

grafia probabilistica è possibile comunque dare le probabilità di superamento di questi valori. L'incrocio di queste informazioni con la probabilità di rottura, qualificata grazie ad un indice, permette di fornire un grado di pericolo su ogni punto del versante.

Nel metodo RES, nessun parametro fisico (distanza di propagazione o energia) è calcolato ma l'intensità è valutata da un indice su ogni punto del versante. Il prodotto di questo indice per un coefficiente che rispecchia la probabilità di rottura è dunque rappresentativo dell'eventualità dell'intensità (oppure del suo valore più probabile).

Nel metodo LPC, la qualificazione della probabilità di rottura può essere associata ad una valutazione qualitativa della probabilità di propagazione (vedere il capitolo III) o ad una simulazione traiettografica che consente di ottenere l'estensione massima possibile del fenomeno studiato (software Propag descritto nel capitolo IV).

Il metodo HGP, in corso di elaborazione, fornisce una probabilità di rottura per ogni instabilità potenziale. Associandola ad un metodo di traiettografia probabilistica, è dunque possibile, se le probabilità di superamento sono moltiplicate per la probabilità di rottura dell'instabilità studiata, ottenere la distribuzione di probabilità dell'energia in ogni punto del versante. La conoscenza di questa distribuzione permette di fornire delle carte che rappresentano l'energia associata ad una probabilità di superamento determinata o la probabilità di superamento di una energia determinata.

V.6. BILANCIO E PROSPETTIVE

V.6.1. Convalida dei metodi

La caratterizzazione complessiva del pericolo di frana su un versante necessita l'individuazione delle instabilità potenziali localizzate o diffuse, la valutazione della loro probabilità di rottura e della probabilità di superamento di una certa intensità (che rispecchia in particolare l'energia cinetica dei blocchi) in ogni punto del versante. Se l'intensità scelta è nulla, questa probabilità è semplicemente la pericolosità del punto considerato.

Per quanto riguarda la fase di propagazione dei blocchi, è spesso possibile tarare i metodi di simulazione sulle osservazioni di frane avvenute sullo stesso sito. In questo modo, più metodi sono stati convalidati. Quando non esiste alcun dato riguardante il sito indagato, può essere utilizzata l'esperienza acquisita su altri siti. Nell'ambito di questo progetto, tre metodi sono stati paragonati (capitolo IV).

En revanche, les données nécessaires pour valider les méthodes d'évaluation (qualitative ou quantitative) de la probabilité de rupture sont beaucoup plus difficiles à obtenir pour les raisons suivantes. D'abord, le résultat de l'évaluation n'est pas une grandeur physique mesurable sur le terrain, comme la distance de propagation d'un bloc ou sa vitesse, mais l'occurrence ou non d'un éboulement sur une longue période (de l'ordre de quelques années à quelques siècles). Ensuite, l'aspect aléatoire du phénomène nécessite de considérer un assez grand nombre de cas. Enfin, les données d'entrée nécessaires à l'évaluation sont, elles, observables ou mesurables sur le terrain, mais avant que l'éboulement ne survienne.

Pour les raisons évoquées ci-dessus, les différentes méthodes d'évaluation de la probabilité de rupture, qualitatives ou quantitatives, demandent encore à être validées. Pour cela, deux types d'étude peuvent être envisagés.

Le premier, le plus satisfaisant, consiste à acquérir certaines données d'entrée (morphologie notamment) dans une zone expérimentale, avant que les éboulements qui seront étudiés ne se produisent, et à suivre celle-ci sur une durée suffisante pour savoir si les zones de départ des éboulements auraient pu être détectées a priori. Dans ce cadre, la photographie aérienne (à une échelle adaptée) permet d'acquérir des données morphologiques initiales essentielles. Ce type d'étude ne peut se réaliser que sur une longue période (de l'ordre de 5 ans au minimum).

Le second type consiste à analyser des éboulements qui se sont produits dans une zone d'étude pendant une certaine période (de l'ordre de la dizaine ou de la centaine d'années) et à recueillir le maximum de données sur l'état initial du versant. Dans ce type d'étude, les données d'entrée sont nécessairement moins complètes que dans le cas précédent, mais ceci peut être compensé par un nombre de cas plus important. Une coopération internationale à l'échelle de l'arc alpin permettrait de constituer une base de données exploitable dans ce sens.

V.6.2. Amélioration des méthodes

Trois voies d'amélioration sont proposées.

La première porte sur l'acquisition des données, en particulier celles concernant la structure du massif rocheux, que l'on peut difficilement appréhender par des observations de surface. Les paramètres structuraux jouent pourtant un rôle essentiel dans l'évaluation de la probabilité de rupture. L'utilisation de méthodes de reconnaissance géophysiques permettrait de progresser dans ce domaine.

La seconde concerne l'approche mécanique de l'évaluation. Elle consiste à mieux prendre en

Al contrario, i dati necessari per convalidare i metodi di valutazione (qualitativa o quantitativa) della probabilità di rottura sono molto più difficili da ottenere per i motivi seguenti. Innanzitutto, il risultato della valutazione non è un valore fisico che può essere misurato sul terreno come la distanza di propagazione di un blocco o la sua velocità, ma l'accadimento o no di una frana su un lungo periodo (dell'ordine di alcuni anni ad alcuni secoli). Secondariamente, l'aspetto aleatorio del fenomeno impone l'esigenza di dover considerare numerosi casi. Infine, i dati d'ingresso necessari alla valutazione sono sì osservabili o misurabili sul terreno, ma prima che la frana avvenga.

Per i motivi sopracitati, i diversi metodi di valutazione della probabilità di rottura, qualitativi o quantitativi, devono essere ancora convalidati. Due tipi di studio possono essere intrapresi. Il primo, il più soddisfacente, consiste nell'acquisire alcuni dati d'ingresso (morphologia, in particolare) nella zona sperimentata prima che le frane da studiare si siano prodotte, poi seguire questa zona per una durata temporale sufficiente in modo da sapere se le zone di partenza delle frane potevano essere individuate a priori. In questo quadro, la fotografia aerea (ad una scala adeguata) permette di acquisire i dati morfologici iniziali essenziali. Questo tipo di studio può essere realizzato soltanto su un lungo periodo (dell'ordine di 5 anni al minimo).

Il secondo tipo di studio consiste nell'analizzare le frane che sono accadute in una zona di studio durante un certo periodo (dell'ordine della decina o della centinaia di anni) e raccogliere i dati massimi riguardanti lo stato iniziale del versante. In questo tipo di studio, i dati d'ingresso sono necessariamente meno completi che nel caso precedente, ma questo può essere compensato da un numero più importante di casi. Una cooperazione internazionale a livello dell'arco alpino consentirebbe di costituire un database da sfruttare in questo senso.

V.6.2. Miglioramento dei metodi

Tre vie di miglioramento sono proposte.

La prima riguarda l'acquisizione dei dati, in particolare quelli riguardanti la struttura del massiccio roccioso, che sono difficilmente rilevabili tramite le osservazioni di superficie. I parametri strutturali svolgono un ruolo essenziale nella valutazione della probabilità di rottura. L'utilizzo di metodi di ricognizione geofisica permetterebbe di avanzare in questo campo.

La seconda riguarda l'approccio meccanico della valutazione. Consiste nel considerare meglio la struttura complessa dei massicci rocciosi (esi-

compte la structure complexe des massifs rocheux (existence de ponts rocheux) et leur évolution temporelle (altération, dissolution, fatigue, etc.).

La troisième concerne la quantification de l'évaluation du danger. Contrairement à d'autres aléas (séismes, inondations), il n'existe pas, actuellement, de méthodes opérationnelles permettant une évaluation quantitative du danger éboulement (en particulier de la probabilité de rupture). Pourtant, celle-ci permettrait de préciser l'importance relative de cet aléa et de le prendre en compte de manière cohérente dans l'aménagement du territoire. L'évaluation quantitative de la probabilité de rupture n'est possible qu'en développant une approche probabiliste basée sur une analyse statistique d'éboulements anciens. Cette approche devrait fournir des fréquences d'éboulements de différentes tailles, pour des environnements géologiques et morphologiques différents. Le développement de ces trois axes d'amélioration doit s'appuyer sur les résultats de la validation des méthodes, afin d'orienter les recherches vers les configurations structurales et les mécanismes de rupture les plus critiques.

stenza di ponti di roccia) e la loro evoluzione temporale (alterazione, dissoluzione, fatica).

La terza riguarda la quantificazione della valutazione del pericolo. Contrariamente ad altre tipologie di rischio (sismi, alluvioni) non esistono attualmente dei metodi operativi che consentano una valutazione quantitativa del pericolo frana (in particolare della probabilità di rottura). Eppure essa permetterebbe di precisare l'importanza relativa di questa tipologia di rischio e prenderla in considerazione in modo coerente nella gestione del territorio. La valutazione quantitativa della probabilità di rottura è possibile solo sviluppando un approccio probabilistico in base ad un'analisi statistica delle antiche frane. Quest'approccio dovrebbe fornire delle frequenze di frana di varie dimensioni per ambiti geologici e morfologici diversi. Lo sviluppo di questi tre assi di miglioramento deve basarsi sui risultati della convalida dei metodi in modo da orientare le ricerche verso le configurazioni strutturali ed i meccanismi di rottura più critici.

CONCLUSIONS

Ce projet consacré à la prévention des instabilités de falaises et des éboulements rocheux est parti du constat que ces phénomènes sont générateurs de risques importants sur de nombreux espaces du territoire alpin. Même quand il s'agit de phénomènes de petite dimension (quelques dizaines de m³), les éboulements causent souvent de graves dommages aux routes, aux voies ferrées et aux zones habitées.

Il était donc particulièrement utile, dans le cadre de cette coopération transnationale, de développer une connaissance réciproque des méthodologies utilisées par chacun des partenaires pour l'étude, la prévision et la prévention de ces phénomènes. La comparaison et la confrontation de ces méthodes permet de les améliorer et de fournir ainsi aux gestionnaires des risques des outils plus efficaces.

Deux aspects principaux ont été abordés :

- Le premier concerne l'évaluation globale du risque d'éboulements : la détection d'instabilités potentielles localisées ou diffuses, l'évaluation de leur probabilité de rupture dans un délai donné puis, dans une moindre mesure, l'étude de la propagation des masses rocheuses pour délimiter les zones susceptibles d'être atteintes.
 - Le second approfondit l'évaluation des conditions de propagation des blocs rocheux en comparant de manière détaillée trois programmes de trajectographie utilisés dans l'Arc Alpin : le logiciel PROPAG (LRPC-CETE Lyon), le logiciel ADRGT et le logiciel EBOULEMENT (LMR-EPFL) et en développant un quatrième logiciel : STONE.
1. Dans la gestion du risque d'éboulement rocheux, après avoir identifié des instabilités potentielles, il est nécessaire d'évaluer la probabilité de rupture. La plupart des méthodes utilisent à la fois une approche mécanique, basée sur une description géomécanique des instabilités et une approche de type historique, basée sur l'observation du comportement passé de la falaise. Mais les données nécessaires pour valider ces méthodes sont difficiles à obtenir. L'évaluation quantitative du danger d'éboulement, en particulier de la probabilité de rupture, reste faible.

Trois voies d'amélioration sont proposées :

- La première porte sur l'acquisition des données concernant la structure interne des massifs rocheux qu'il est difficile d'appréhender par des observations de surface. L'utilisation

CONCLUSIONI

Questo progetto dedicato alla prevenzione delle instabilità in parete e delle frane in roccia ha avuto inizio dopo aver constatato che questi fenomeni sono generatori di rischi importanti in numerose zone del territorio alpino. Anche se si tratta di fenomeni di dimensione minore (alcune decine di m³), le frane provocano spesso gravi danni alle strade, alle ferrovie ed ai centri abitati.

È stato dunque particolarmente utile, nell'ambito di questa cooperazione transnazionale, sviluppare una conoscenza reciproca delle metodologie utilizzate da ogni partner per lo studio, la previsione e la prevenzione di questi fenomeni. Il paragone e il confronto di questi metodi consentono di migliorarli e di fornire ai gestori dei rischi degli strumenti più efficaci.

Due aspetti principali sono stati affrontati:

- Il primo riguarda la valutazione globale del rischio frana: l'individuazione delle instabilità potenziali localizzate o diffuse, la valutazione della loro probabilità di rottura e successivamente, in misura minore, lo studio della propagazione delle masse rocciose per perimetrare le zone suscettibili di essere colpite.
 - Il secondo approfondisce la valutazione delle condizioni di propagazione dei blocchi rocciosi paragonando, in modo dettagliato, tre programmi di traiettografia utilizzati nell'arco alpino: il software PROPAG (LRPC-CETE Lyon), il software ADRGT e il software EBOULEMENT (LMR-EPFL) e sviluppandone un quarto: STONE.
1. Nella gestione del rischio di crolli in roccia, dopo aver individuato le instabilità potenziali, è necessario valutare la probabilità di rottura. La maggior parte dei metodi utilizzano contemporaneamente un approccio meccanico basato su una descrizione geomeccanica delle instabilità ed un approccio di tipo storico basato sull'osservazione del comportamento della parete in passato. Ma i dati necessari alla convalida di questi metodi sono difficili da ottenere. La valutazione quantitativa del pericolo di frana, in particolare della probabilità di rottura, rimane debole.

Tre vie di miglioramento sono proposte:

- La prima riguarda l'acquisizione di dati riguardanti la struttura interna dei massicci rocciosi difficile da apprezzare soltanto con delle osservazioni superficiali. L'utilizzo dei

des méthodes de reconnaissance géophysiques permettrait de progresser dans ce domaine.

- La seconde, dans une approche mécanique, consiste à mieux prendre en compte la résistance des discontinuités des massifs rocheux (existence de ponts rocheux) ainsi que leur évolution au cours du temps, sous l'effet de différentes actions (altération, dissolution, etc.).
 - La troisième concerne l'évaluation de la probabilité de départ des éboulements : il est proposé d'analyser toute une série d'éboulements de différentes tailles survenus dans les Alpes au cours des dernières décennies afin de déterminer si les méthodes existantes auraient permis d'estimer correctement leur probabilité d'occurrence et si les facteurs pris en compte sont bien les plus significatifs. Cette approche devrait aussi fournir des fréquences d'éboulements de différentes tailles pour des environnements géologiques et morphologiques différents. Il faut pour cela constituer une base de données spécifique, réalisée sur une base transnationale à partir des données existantes dans plusieurs régions alpines.
2. L'analyse comparative des résultats fournis par chaque logiciel de trajectographie sur 6 sites différents bien documentés conduit à faire quelques recommandations d'ordre méthodologique. On peut citer :
- l'importance du recueil des données de terrain. Le caractère prédictif d'une analyse trajectographique sera d'autant plus grand que l'étude de terrain est précise et pertinente ;
 - la nécessité de ne pas dissocier l'équipe qui mène les calculs de celle qui fait les observations de terrain car les informations transmises sont souvent sujettes à interprétation ;
 - le souci permanent de confronter les résultats des calculs à la réalité observée sur le site (dépôt de blocs, effets destructeurs, etc.) ;
 - l'importance du couple calculateur-logiciel. Mieux vaut un calculateur connaissant bien son logiciel, ses particularités et ses limites qu'un logiciel très complet utilisé par un calculateur moins expérimenté.

Il faut souligner que utilisation de ces calculs pour l'élaboration de cartes de danger ou de plans de prévention des risques demande une grande prudence. Ces études doivent toujours être considérées comme une aide à la décision et non comme un critère absolu. De même, en ce qui concerne les ouvrages de protection, il convient de rester prudent,

metodi di ricognizione geofisiche permetterebbe di avanzare in questo campo.

- La seconda, nell'ambito di un approccio meccanico, consiste nel prendere in considerazione in un modo migliore la resistenza delle discontinuità dei massicci rocciosi (esistenza di ponti di roccia) e la loro evoluzione nel corso del tempo sotto l'effetto di azioni diverse (alterazione, dissoluzione).
 - La terza riguarda la valutazione della probabilità di distacco delle frane: propone di analizzare una serie di frane di dimensioni varie avvenute nelle Alpi nel corso degli ultimi decenni per determinare se i metodi esistenti avrebbero consentito di stimare correttamente la loro probabilità di accadimento e se i fattori presi in considerazione sono in effetti i più significativi. Quest'approccio dovrebbe anche fornire delle frequenze di frana di dimensioni varie in ambiti geologici e morfologici differenti. Bisogna perciò elaborare un database specifico realizzato su base transnazionale a partire dai dati esistenti in più regioni alpine.
2. L'analisi comparativa dei risultati forniti da ogni software di traiettografia su 6 diversi siti ben documentati porta a fare alcune raccomandazioni di carattere metodologico. Possiamo citare:
- l'importanza della raccolta dei dati di terreno. Il carattere predittivo di un'analisi traiettografica sarà più grande se lo studio di terreno è preciso e pertinente;
 - la necessità di non separare il gruppo che fa i calcoli da quello che si occupa delle osservazioni sul terreno in quanto le informazioni trasmesse sono spesso soggette ad interpretazione;
 - la costante preoccupazione di confrontare i risultati dei calcoli con la realtà osservata sul sito (deposito di blocchi, effetti distruttivi);
 - l'importanza della coppia utilizzatore software. Meglio avere un utilizzatore che conosce bene il suo software, le sue particolarità e i suoi limiti che un software molto completo utilizzato da un utilizzatore meno esperto.

Bisogna sottolineare che l'utilizzo di questi calcoli nell'elaborazione di carte di pericolo o di piani di prevenzione dei rischi richiede una grande cautela. Questi studi devono essere sempre considerati come un aiuto nella decisione e non come un criterio assoluto. Nello stesso modo, per quanto riguarda le opere di difesa, è conveniente rimanere

tant vis-à-vis des hauteurs et vitesses de passage que des capacités nominales des ouvrages annoncées par les fabricants.

Au delà de ces recommandations, il serait très utile de poursuivre le travail dans plusieurs directions :

- l'application au zonage des résultats d'études trajectographiques étant délicate, il est proposé d'élaborer une méthodologie d'application visant à concilier la rigueur scientifique, le pragmatisme des personnels de terrain et les préoccupations d'aménagement du territoire des collectivités publiques ;
- pour délimiter les périmètres menacés et déterminer les caractéristiques des ouvrages de protection, il faut une bonne connaissance des trajectoires et des énergies des blocs. Or le phénomène de rebond qui se produit lors de l'impact sur le terrain est mal connu. Des progrès dans les calculs trajectographiques ne seront réellement possibles qu'en acquérant une meilleure connaissance du phénomène de rebond :
 - par l'observation d'événements naturels ;
 - par la réalisation d'essais en vraie grandeur ;
 - par la réalisation d'essais en semi-grandeur en laboratoire.

Ce projet, réalisé grâce à l'initiative communautaire INTERREG, a permis de nouer des collaborations très fructueuses entre partenaires italiens, suisses et français appartenant à des organismes très complémentaires : services opérationnels chargés de la gestion des risques naturels, organismes techniques, laboratoires universitaires.

Cette première phase de travail sur le thème des éboulements rocheux (qui est un thème encore relativement peu étudié) a fourni des résultats très utiles et mis en évidence toute une série de questions qui demandent à être approfondies si l'on veut progresser sensiblement dans la compréhension de ces phénomènes. Ces progrès sont nécessaires pour fournir aux gestionnaires de ces risques des outils mieux adaptés, permettant de mettre en œuvre, au moindre coût social et économique, les mesures de prévention et de protection nécessaires pour assurer la sécurité des populations concernées.

prudenti sia nei confronti delle altezze e velocità di passaggio, sia nelle caratteristiche delle opere dichiarate dai costruttori.

Al di là di queste raccomandazioni, sarebbe molto utile perseguire il lavoro in più direzioni:

- essendo delicata l'applicazione dei risultati di studi traiettografici alla zonizzazione, è proposto di elaborare una metodologia applicativa mirata a conciliare il rigore scientifico, il pragmatismo del personale sul terreno e le preoccupazioni di sistemazione del territorio delle collectivités publiques;
- nel delimitare i perimetri minacciati e nel determinare le caratteristiche delle opere di difesa, occorre una buona conoscenza delle traiettorie e delle energie dei blocchi. Tuttavia, il fenomeno di rimbalzo che si produce durante l'impatto sul terreno è mal conosciuto. Dei miglioramenti nei calcoli traiettografici saranno possibili solo se si acquista una migliore conoscenza del fenomeno di rimbalzo tramite:
 - l'osservazione di eventi naturali;
 - la realizzazione di prove in scala reale;
 - la realizzazione di prove in scala ridotta in laboratorio.

Questo progetto realizzato grazie alle iniziative comunitarie INTERREG ha permesso di creare delle collaborazioni molto proficue tra i partners italiani, svizzeri e francesi provenienti da enti assai complementari: servizi operativi incaricati della gestione dei rischi naturali, enti tecnici, laboratori universitari.

Questa prima fase del lavoro sul tema dei crolli in roccia (che è un tema ancora relativamente poco studiato) ha fornito risultati assai utili e evidenziato una serie di problemi che richiedono un approfondimento se si vuole capire meglio questi fenomeni. Questi progressi sono necessari per dare ai gestori di questi rischi degli strumenti più adatti che consentano di mettere in opera con un costo sociale e economico minore, i provvedimenti di prevenzione e protezione necessari a migliorare la sicurezza delle popolazioni coinvolte.

BIBLIOGRAPHIE

Évaluation de la probabilité d'atteinte d'éboulement

1. Localisation des zones de départ

La compréhension des phénomènes de rupture qui déterminent l'amorce des phénomènes d'éboulement est importante pour reconnaître les zones de départ et le volume potentiel des blocs. Les travaux listés ci-après utilisent les principes de la géomécanique par le biais de méthodes rapides permettant de définir les cinématismes possibles, méthodes d'analyse de la stabilité, méthodes d'analyse de l'image à distance. Les travaux qui présentent des aspects applicables sont indiqués avec un (A).

BIBLIOGRAFIA

Valutazione della pericolosità da crollo

1. Localizzazione delle aree di origine

La comprensione dei fenomeni di rottura che determinano l'insorgere dei fenomeni di crollo è importante per il riconoscimento delle aree sorgente e del volume potenziale dei blocchi. I lavori elencati di seguito utilizzano principi propri della geomeccanica tramite i metodi speditivi per definire i possibili cinematismi, metodi di analisi di stabilità, metodi di analisi di immagine a distanza. I lavori che presentano aspetti applicativi sono indicati con (A).

- ASTÉ J. P., ASTÉ T. ET AL. (1996): 3D BLOC: Photogrammetry, block theory and cliff equilibrium, some recent development. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Balkema, A.A., Rotterdam.
- BJERRUM L. & JORSTAD F.A. (1968): Stability of rock slopes in Norway. Norwegian Geotechnical Institute, publication 79, Oslo (A).
- CASAGLI N. & PINI G. (1993): Analisi cinematica della stabilità di versanti naturali e di fronti di scavo in roccia. *Geologia Applicata e Idrogeologia*, 28, 223-232 (A).
- CRUDEN D. M., EATON T. M. ET AL. (1988): Rockslide hazard in Kananaskis Country, Alberta, Canada. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam.
- GIANI G.P., (1992): Rock slope stability analysis. Balkema, Rotterdam.
- HUDSON J.A. & HARRISON J.P. (1993): Rock Mechanics Principles and Applications. Pergamon Press.
- MATHESON G.D. (1983): Rock stability assessment in preliminary site investigations – Graphical methods. Transport and Road Research Laboratory Report, 1039, 30 pp.
- MAZZOCOLA D. & HUDSON J.A. (1996): A new rock mass characterisation method for indicating large scale instability with an example application in the Italian Alps. *Q. Jour. Eng. Geol.*, 29, 37-56 (A).
- PAPINI M. & SCESI L. (1992): Geological conditions and stability of rock slopes: two case studies. 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, A.A. Balkema, Rotterdam (A).
- PARISEAU W.G. & VOIGHT B. (1979): Rockslides and avalanches: basic principles and perspectives in the realm of civil and mining operations. In: "Rockslides and avalanches. Engineering sites", Elsevier, The Netherlands, 1-92.
- PRIEST S.D. (1993): Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman & Hall, 473 pp.
- ROMANA M. (1988): Practice of SMR classification for slope appraisal. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam.
- SCAVIA C., BARLA G. & BERNAUDO V. (1990): Probabilistic Stability Analysis of Block Toppling Failure in Rock Slope. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 27, No. 6, 465-478.
- VARNES D. J. (1978): Slope movements: types and processes. In: "Landslide analysis and control". Edited by Schuster R. L. & Krizek R. J., Transp. Research Board, Special Report 176, 11-33, Nat. Ac. Sci., Washington.
- WAGNER A., LEITE E. ET AL. (1988): Rock and debris-slides risk mapping in Nepal; A user-friendly PC system for risk mapping. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam (A).
- WHALLEY W.B. (1984): Rockfalls. In: "Slope Stability", D. Brunsten & D.B. Prior eds., chap. 7, 217-256.

2. *Prévision temporelle*

L'étude de la distribution dans le temps des phénomènes d'éboulement se base sur l'analyse des séries d'événements qui se sont vérifiés au fil du temps surtout pour les éboulements de petites dimensions et à fréquence élevée. Ci-dessous, sont listés les travaux qui utilisent ce type d'approche à l'analyse des éboulements. Ces études prennent en considération divers paramètres tels que le volume et la forme des blocs, la période de l'année où ils se produisent, les conditions morfo-climatiques de la zone étudiée, etc. Les travaux qui présentent des aspects applicables sont indiqués avec un (A).

2. *Previsione temporale*

Lo studio della distribuzione nel tempo dei fenomeni di crollo si basa sull'analisi di serie temporali di eventi passati, soprattutto per i crolli di piccole dimensioni ed elevata frequenza. Di seguito sono elencati lavori che utilizzano questo tipo di approccio all'analisi dei crolli. Questi studi prendono in considerazione vari parametri quali volume e forma dei blocchi, periodo dell'anno nel quale si verificano, condizioni morfo-climatiche dell'area in esame, ecc. I lavori che presentano aspetti applicativi sono indicati con (A).

- AZIMI C. & DESVARREUX P. (1996): Quelques aspects de la prévision des mouvements des terrain. *Revue française de géotechnique*, 76, 63.
- BORSETTO M. ET AL. (1991): An amplification of Voight empirical model for the prediction of soil and rock instabilities. In: *Landslides*, Bell (ed.). Balkema, Rotterdam.
- BUNCE C., CRUDEN D. ET AL. (1997): Assessment of the hazard from rock fall on a highway. *Can. Geotech. J.*, 34, 344-356 (A).
- DUSSAUGE C., GIRAUD A., GRASSO J-R., HANTZ D. & VENGEON J-M. (2001). Historical and geological approach to rock fall hazard assessment. *Geophysical Research Abstracts*, Vol.3, 2001, GRA 8625.
- FUKUZONO (1985): A new method for predicting the failure time of a slope. *Proc. 4th ICFL, Int. Conf. & Field Workshop on landslides*, Tokyo, 145-150 (A).
- GARDNER J. (1983): Rockfall frequency and distribution in the Highwood Pass area, Canadian Rocky Mountains. *Z. Geomorph. N. F.*, 27-3, 311-324 (A).
- HANTZ D., VENGEON J-M. & DUSSAUGE C. (2001). Approche historique, géomécanique et probabiliste de l'aléa éboulement rocheux. *XV^e Congrès Français de Mécanique*, Nancy.
- HUNGR O., EVANS S.G. & HAZZARD S.G. (1999): Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of south-western British Columbia, *Can. Geotech. J.*, 36, 224-238 (A).
- KIRKBY M.J. (1987): General models of long-term slope evolution though mass movement. In: "Slope Stability", M.G. Anderson & K.S. Richards (editors). John Wiley & Sons Ltd.
- MATSUOKA N. & SAKAI H. (1999): Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods. *Geomorphology*, 28, 309-328 (A).
- MOSER M. (1997): Zur Prognose von Massenbewegungen (The forecast of mass movements). *Eclogae Geologicae Helveticae*, 90(3), 381-391 (A).
- PECKOVER (1975): Treatment of rock falls on railway lines. *American Railway Engineering Association, Bulletin 653*. Chicago, Illinois (A).
- PIERSON L.A., DAVIS S.A. & VAN VICKLE R. (1990): The rockfall hazard rating system. *Implementation manual*. Oregon State Highway Division.
- SCHEIDEGGER A. E. & GERBER E. (1974): On the dynamics of scree slopes. *Rock Mechanics*, 5/4, 231-236.
- Scheidegger A. E. (1975): *Physical aspects of natural catastrophes*. Elsevier, Amsterdam/New York.
- STEVENS W. (1998): Rockfall: a tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls. M. A. Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Ontario, Canada.
- VENGEON J-M., HANTZ D. & DUSSAUGE C. (2001). Prédicibilité des éboulements rocheux : approche probabiliste par combinaison d'études historiques et géomécaniques. *Revue Française de Géotechnique*, à paraître.
- VOIGHT B. (1989): A relation to describe rate-dependent material failure. *Science*, 243, 200-203.

- VOIGHT B., ORKAN N., ET AL. (1989): Deformation and failure-time prediction in rock mechanics. Rock mechanics as a guide for efficient utilisation of natural resources. Khair, 919.
- ZVELEBIL J. (1996): A conceptional phenomenological model to stability interpretation of dilatometric data from rockslope monitoring. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Balkema, A.A., Rotterdam (A).
- ZVELEBIL J. & STEMBERK J. (2000): Slope monitoring applied to rockfall management in NW Bohemia. 8th Int. Symp. on Landslides, Cardiff, U.K, Thomas Telford, 3, 1659-1664 (A).

3. Propagation et distance d'atteinte

Les travaux ci-dessous listés se réfèrent à la simulation du phénomène d'éboulement à l'aide de codes numériques basés sur les lois physiques qui gouverne le mouvement des blocs. Les modèles mathématiques et les codes de calcul décrits dans ces travaux ont pour but de déterminer les distances maximums d'atteinte auxquelles ces phénomènes peuvent parvenir, les vitesses et les énergies enregistrées par les blocs. Certains de ces travaux décrivent des expériences de terrain et/ou traitent du projet et de la construction d'ouvrages de protection. Les travaux qui présentent des aspects applicables sont indiqués avec un (A).

3. Propagazione e distanza raggiungibile

I lavori di seguito elencati trattano della simulazione del fenomeno di crollo mediante codici numerici basati sulle leggi fisiche che governano il moto dei blocchi. I modelli matematici ed i codici di calcolo descritti in questi lavori hanno come obiettivo la definizione delle massime distanze raggiungibili dai crolli e delle velocità ed energie raggiunte dai blocchi. Alcuni di questi lavori descrivono esperimenti di terreno e/o trattano della progettazione e costruzione di opere di difesa. I lavori che presentano aspetti applicativi sono indicati con (A).

- ALFONSI P. & DURVILLE, J.L. (1996): Trajectographie des blocs. Rapport de stage d'initiation, présenté par M. Ladraa le 27 février 1996, LCPC, Paris.
- AZIMI C., DESVARREUX P. ET AL. (1982): Méthode de calcul de la dynamique des chutes de blocs. Application à l'étude du versant de la montagne de La Pale (Vercors). Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 122, 93-102 (A).
- AZZONI A. & DE FREITAS M.H. (1995): Experimentally gained parameters, decisive for rock fall analysis. Rock Mechanics and Rock Engineering, 28/2, 111-124 (A).
- AZZONI A., DRIGO E. ET AL. (1992): In situ observations of rockfall analysis parameters. Sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, NZ (A).
- AZZONI A., LA BARBERA G. & MAZZÀ G. (1991): Studio con modello matematico e con sperimentazione in sito del problema di caduta massi. Bollettino Associazione Mineraria Subalpina, Torino, 28/4, 547-573.
- AZZONI A., LA BARBERA G. & ZANINETTI A. (1995): Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model. International Journal Rock Mechanics Mineral Sciences & Geomechanics Abstract 32 (7), 709-724.
- BANKS D.C. & STROHM W.E. (1974): Calculations of rock slides velocities. In "Advances in Rock Mechanics", Proc. Third Cong. Int. Soc. Rock Mech., vol. II, B, Denver, 839-847.
- BANKS D.C. (1972): Velocity of landslides, Libby Dam. Report U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.
- BARRET R.K. & PFEIFFER T. (1989): Rockfall modeling and attenuator testing. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Final report (107 pp.).
- BASSATO G., COCCO S. & SILVANO S. (1985): Programma di simulazione per lo scoscendimento di blocchi rocciosi. Dendronatura, 6/2, 34-46.
- BOZZOLO D. & PAMINI R. (1986): Simulation of rock falls down a valley side. Acta Mechanica, 63, 113-130.
- BOZZOLO D. & PAMINI R. (1986): Modello matematico per lo studio della caduta dei massi. Laboratorio di Fisica Terrestre ICTS, Dipartimento Pubblica Educazione, Lugano-Trevano (89 pp.).

- BOZZOLO D., PAMINI R. & HUTTER K. (1988): Rockfall analysis - A mathematical model and its test with field data, Landslides. Proceedings of the fifth international symposium on landslides, 10-15 July 1988, vol.1, pp. 555-563, Lausanne.
- BROILI L. (1973): In situ tests for the study of rockfall. *Geologia Applicata e Idrogeologia* 8 (1).
- BROILI L. (1974): Ein Felssturz in Grossversuch. *Rock Mechanics*, suppl. 3, 69-78.
- BROILI L. (1977) : Relations between scree slope morphometry and dynamics of accumulation processes. *Rockfall Dynamics and Protective Works Effectiveness*, ISMES, 90, 11-24.
- BROILI L. (1978): Il problema dello scendimento massi in relazione agli eventi sismici. Atti congresso ANGI, Piacenza.
- CAINE N. (1969): A model for alpine talus slope development by slush avalanching. *Journal of Geology*, 77, 92-100.
- CAMPUONOVO G. (1977): ISMES' experience on the model of San Martino. *Rockfall dynamics and protective work effectiveness*. Bergamo, ISMES. 90, 25-38 (A).
- CHAN Y.C., CHAN C.F. & AU S.W.C. (1986): Design of boulder fence in Hong Kong. Proc. Conf. on rock engineering and excavations in an urban environment, Hong Kong, 495-497 (A).
- CHAU K.T. ET AL. (1998): Experimental studies on rockfall and debris flow. Proceedings of the One Day Seminar on Planning, Design and Implementation of Debris Flow and Rockfall Hazards Mitigation Measures, 27 October 1998, pp. 115-128, Hong Kong (A).
- CHAU K.T. ET AL. (1999): Shape effects on the coefficient of restitution during rockfall impacts. Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics, International Society for Rock Mechanics (ISRM), vol.1, pp.541-544, A.A.Balkema et Comité Français de Mécanique des Roches (Paris), Paris.
- COCCO S. (1993): Frane di crollo: definizione dei coefficienti di dissipazione dell'energia. *Acta Geologica*, vol. 68, Trento, 3-30.
- COMPAGNONI M. (1999): Analisi di stabilità in condizioni statiche e pseudostatiche di frane di crollo sulla gardesana Occidentale e in Val Sabbia, finalizzata alla stesura di modelli di indagine e di intervento. Tesi di laurea inedita, Dipartimento Scienze della Terra, Università degli Studi di Milano (A).
- DESCOUEDRES F. & ZIMMERMANN TH. (1987): Three-dimensional dynamic calculation of rockfalls. Proceedings 6th International Congress of Rock Mechanics. Montreal, Canada, pp. 337-342.
- EVANS S.G. & HUNGR O. (1993): The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 620-636.
- FALCETTA J.L. (1985): Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux. *Revue Française de Géotechnique*, 30, 11-17.
- FELL R., HUNGR O., LEROUÉIL S. & RIEMER W. (2000). Keynote lecture - geotechnical engineering of the stability of the natural slopes and cuts and fills in soil. Procs. GeoEng2000, Melbourne, Australia, Vol. 1.
- FOCARDI P. (1982): Considerazioni cinematiche sul percorso di massi provenienti da frane di crollo. *Geologia Tecnica*, 4, 13-23.
- FORNARO M., PEILA D., ET AL. (1990): Block falls on rock slopes. Application of a numerical simulation program to some real cases. Sixth Int. Congr. Int. Association Engineering Geology, Amsterdam, NL (A).
- FUMAGALLI & CAMPUONOVO (1975): Nota su alcune esperienze di modellazione di frane in roccia eseguite all'ISMES. Pubbl. ISMES n. 90, Bergamo, 1-9 (A).
- GIANI G.P. (1995): Motion of rockfall. Int. Congr. on "prediction of rapid landslide motion". University of Kyoto.
- HABIB P. (1977): Note sur le rebondissement des blocs rocheux. In: Proceedings Meeting on Rockfall Dynamics and Protective Works Effectiveness. Bergamo, Italy. ISMES Publication n. 90, Bergamo, Italy, 25-38.
- HACAR B., BOLLO F. ET AL. (1977): Bodies falling down different slopes. Dynamic study. Ninth Int. Conf. on Soil Mechanics in Foundation Engineering, Tokyo.

- HEIERLI W., MERK A. & TEMPERLI A. (1985): Schutz gegen Steinschlag / Protection contre chutes de pierres. Forschungsarbeit 21/83 auf Antrag der Vereinigung der Schweizer Strassenfachleute (VSS), 2. Auflage, Département Fédéral des transports, des communications et de l'énergie, Office fédéral des routes, Suisse
- HOEK E. (1987): A BASIC microcomputer program for analysis of rockfalls. University of Toronto, Dept. Civil Eng. CIV 1460S, Rock Eng.
- HOEK E. (1987): Rockfall – a program in BASIC for the analysis of rockfall from slopes. Unpublished note, Golder Associates/University of Toronto, Canada.
- HUNGR O. & EVANS S.G. (1988): Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards. Proceedings 5th International Symposium on Landslides. Lausanne, Switzerland, 1, 685-690.
- HUNGR O. & EVANS S. G. (1996). Rock avalanche runout prediction using a dynamic model. Procs. 7th Int. Symp. on Landslides, Trondheim, Norway, 1:233:238.
- JONES C.L., HIGGINS J.D. & ANDREW R.D. (2000): Colorado Rockfall Simulation Program Version 4.0. Colorado Department of Transportation, Colorado Geological Survey, March 2000 (127 pp.).
- KOBAYASHI Y., HARP E.L. & KAGAWA T. (1990): Simulation of rockfalls triggered by earthquakes. Rock Mechanics and Rock Engineering, 23, 1-20.
- KRUMMENACHER B. & KEUSEN H.-R. (1997): Steinschlag-Sturzbahnen - Modell und Realität, Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches No.135, 07 nov. 1997, 17-23. Montreux.
- L.P.C. (1978): Eboulements et chutes de pierres sur les routes. Methode de cartographie, Laboratoire Central des Ponts at Chaussees - Groupe d'Etude des Falaises: 63 (A).
- L.P.C. (1978) : Eboulements et chutes de pierres sur les routes. Recensement des parades, Laboratoire Central des Ponts at Chaussees - Groupe d'Etude des Falaises: 252 (A).
- LEROI E., PONAROLLO F. ET AL. (1996): Development of a 3-D model for block trajectories, based on synthetic imagery and stress versus deformation law. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Balkema, A.A., Rotterdam.
- MASUYA H. & LABIOUSE V. (eds.) (1999): Impact load by rock falls and design of protection structures. Proc. Joint Japan-Swiss Scientific Seminar, Kanazawa, Japan.
- MAZZALAI P. & FERRARI R. (1993): Frane di crollo: teoria ed applicazioni di un modello in campo bidimensionale e tridimensionale. Studi Trent. Scienze Nat., Acta Geol., 68, 207-223 (A).
- MURATA S. & SHIBUYA H. (1997): Measurement of impact loads on the rockfall prevention walls and speed of falling rocks using a middle size slope model. Proc. 2nd Asia-Pacific Conference on shock and impact loads on structures, 383-393, Melbourne.
- ONOFRI R. & CANDIAN C. (1979): Indagine sui limiti di massima invasione di blocchi rocciosi franati durante il sisma del Friuli del 1976. Reg. Aut. Friuli - Venezia Giulia, CLUET, 42 p (A).
- PAIOLA A. (1978): Movimenti franosi in Friuli. Comportamento dei corpi che cadono su di un pendio e calcolo del limite di espandimento potenziale. Tecnica Italiana, vol. 6.
- PARONUZZI P. (1987): Modelli di calcolo per l'analisi della propagazione di blocchi rocciosi in frana. Rivista Italiana di Geotecnica, 21/4, 145-165.
- PARONUZZI P. (1989): Probabilistic approach for design optimisation of rockfall protective barriers. The Quarterly Journal of Engineering Geology, 22, 175-183.
- PARONUZZI P. & ARTINI E. (1999): Un nuovo programma in ambiente Windows per la modellazione della caduta massi. Geologia Tecnica e Ambientale, 1, 13-24.
- PARONUZZI P., BLASI L. ET AL. (1996): La falesia delle "Acque Dolci" di Monte Argentario. Modellazione cinematica di caduta massi e progettazione delle opere di difesa. Quarry and Costruction (A).
- PFEIFFER T. & BOWEN T. (1989a): Colorado Rockfall Simulation Program. Colorado School of Mines – U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Final Report.
- PFEIFFER T. & BOWEN T. (1989b): Computer simulation of rockfalls. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, XXVI, 1, 135-146.

- PFEIFFER T., HIGGINS J. ET AL. (1990): Computer aided rockfall hazard analysis. Sixth Int. Congr. Int. Association of Engineering Geologists, Amsterdam, NL.
- PITEAU D.R. & CLAYTON R. (1976): Computer Rockfall Model. Proceedings Meeting on Rockfall Dynamics and Protective Works Effectiveness. Bergamo, Italy. ISMES Publication n. 90, Bergamo, Italy, 123-125.
- PITEAU D.R. & CLAYTON R. (1976): Description of the slope model "Computer Rockfall Program" for determining rockfall distributions. Piteau & Associates, Geotechnical consultants.
- PITEAU D. R. & CLAYTON R. (1978): Methods of protection. Rockfalls characteristics effecting the design of protection mesures. Landslides analysis and control 176.
- RICHARDS L. (1988): Rockfall protection: a review of current analytical and design methods. Secondo Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Torino, I (A).
- RITCHIE A.M. (1963): Evaluation of rockfall and its control. Highway Research Board, Highway Research Record, National Academy of Sciences-National Research Council. Washington, DC, 17, 13-28.
- ROCHET L. (1987): Application des modeles numeriques de propagation a l'etude des eboulements rocheux. Bull. Liason LPC, 150/151, 84-95.
- ROCHET L. (1987): Développement des modeles numériques de propagation a l'etude des éboulements rocheux. 5th Int. Cong. Rock Mech. Montreal, 479-484.
- ROCHET-BOUZID I. (1999). Contribution à l'étude des écoulements granulaires appliqués aux éboulements rocheux en grande masse. Thèse de Doctorat de l'Université Claude Bernard, Lyon.
- SCIOLDO G. (1991): La statistica Robust nella simulazione del rotolamento massi. Incontro studio "La meccanica delle rocce a piccola profondità", Torino, Italy, 319-323.
- SPANG R.M. & RAUTENSTRAUCH R.W. (1988): Empirical and mathematics approach to rockfall protection and their practical application. Proc. 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne.
- STATHAM I. (1979): A simple dynamic model of rockfall: some theoretical principles and model and field experiment. Int. Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo (A).
- STEVENS W. (1998): RocFall: a tool for probabilistic analysis, design of remedial measures and prediction of rockfalls. M.A.Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto. Ontario, Canada, 105 pp.
- UJIHIRA M., TAKAGAI N. & IWASA T. (1993): Experimental study on the characteristics of the impact load of falling blocs. International Journal of Surface Mining and Reclamation, 7(2), 81-89 (A).
- WHALLEY W.B. (1984): Rockfalls. In: Brunsden, D., Prior, D.B., (Eds.), Slope Stability, Chapter 7, 217-256, John Wiley & Sons, New York.
- WILSON J. M. (1996): ROXIM: A computer program to simulate rockfall. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Balkema, A.A., Rotterdam.

4. Éboulements en masse

Les travaux listés ci-dessous présentent des classifications et des descriptions des éboulements en masse dans les diverses phases d'évolution de ce phénomène engendré par des éboulements ou des glissements dièdres ou en bloc pour évoluer vers un mécanisme complexe (*flowslide* de Colin Rouse, 1984) avec une grosse composante de flux (Heim, 1988, 1932; HSU 1975) et à énergie élevée. La mobilité de ces éboulements (entendue comme distance d'atteinte) augmente avec le volume de matériel impliqué (Heim 1932, Shreve 1968; Scheidegger, 1973, Abele 1974, HSU 1975, Eisbacher, 1979, Davies 1982), c'est à dire que dans le volume il existe un seuil quelconque au delà du-

4. Valanghe di roccia

I lavori di seguito elencati presentano classificazioni e descrizioni delle valanghe di roccia, nelle diverse fasi di evoluzione di questo fenomeno che prende origine da fenomeni quali crolli o scivolamenti traslazionali a cuneo o a blocco, per poi evolversi in un meccanismo complesso ("*flowslide*" da Colin Rouse, 1984) con una grossa componente di flusso (Heim, 1988, 1932; Hsu, 1975) e ad elevata energia. La mobilità di queste frane (intesa come distanza raggiunta) aumenta con il volume di materiale coinvolto (Heim, 1932; Shreve, 1968; Scheidegger, 1973; Abele, 1974; Hsu, 1975; Eisbacher, 1979; Davies, 1982), esiste cioè una qualche soglia in volume al di sopra della quale il

quel le roulement libre des blocs, caractéristique des phénomènes d'éboulement, se transforme en flux cohérent d'une masse rocheuse désagrégée. Ce seuil en volume varie d'environ 0.1 à 1 M m³ en fonction de la lithologie et de la géométrie du parcours (Eisbacher & Clague, 1984). En général, les accumulations peuvent être distribuées sur des longueurs de plusieurs kilomètres et peuvent remonter des dénivelés de plusieurs centaines de mètres. Les travaux qui présentent des aspects applicables sont indiqués avec un (A).

rotolamento libero di singoli blocchi, caratteristico dei fenomeni di crollo, si trasforma in flusso coerente di una massa rocciosa disgregata. Questa soglia in volume è variabile da circa 0.1 a 1 M m³, dipendentemente dalla litologia e dalla geometria del percorso (Eisbacher & Clague, 1984). In generale gli accumuli si possono distribuire su lunghezze anche di chilometri e possono risalire di slivelli anche di diverse centinaia di metri. I lavori che presentano aspetti applicativi sono indicati con (A).

- ABELE G. (1974) - Bergsturze in den Alpen - Wissenschaftl. Alpenvereinshefte, 25, 230 pp.
- BRUNDSSEN D. (1979) - Mass movement - In: Progress in geomorphology, Embleton C.E. & Thomas J.B. (eds.), 130-186.
- COLIN ROUSE W. (1984) - Flowslides - In: Slope instability, Brudsen D. & Prior D.B. (eds.), NY, 4991-522.
- VARNES D.J. (1978) - Slope movement types and processes - in: Schuster R.L., Krizek R.J. (Eds.) - Landslides analysis and Control - Transportation Research Board, Special Report 176 - National Accademy of Science, Washington, 11-33.
- DAVIES T.R.H. (1982): Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization. *Rock Mech.*, 15, 9-24.
- EISBACHER G.H. (1979): Cliff collapse and rock avalanches (sturzstorms) in the Mackenzie Mountains, northwestern Canada, *Can. Geotechn. J.*, 16, 309-334.
- EISBACHER G.H. & CLAGUE J.J. (1984): Destructive mass movements in high mountains: hazard and management - *Geol. Soc. of Canada, Paper 84-16*, 230 pp.
- FRIZ E. & PINELLI F.P. (1991): Ricerche sull'area di invasione delle valanghe di roccia - *Studi Trentini di Scienze Naturali, Acta Geologica*, 68, 55-65 (A).
- HANCOX G.T., CHINN T.J. & MCSAVENEY M.J. (1991): Mount Cook rock avalanche, 14th December 1991 - *DSIR Geology and Geophysics, New Zealand, Immediate Report*, 15 pp. (A).
- HEIM A. (1882): *Der Bergsturz von Elm* - *Deutsch. Geol. Gesell. Zeitschr.*, 34, 74-115.
- HEIM A. (1932): *Bergsturz und Menschenleben* - Fretz und Wasmuth, Zurich, 218 pp.
- HOWARD K. (1973) a - Avalanche mode of motion: implication from lunar examples - *Science*, 180, 1052-1055.
- HSU K.J. (1975): Catastrophic debris stream (Sturzstorm) generated by rockfalls - *Geol. Soc. Am. Bull.*, 86, 129-140.
- HUTCHINSON J.N. (1988): General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology - *Proc. 5th Int. Symp. on Landslides, Lausanne*, 1, 3-36.
- NICOLETTI P.G. & SORRISO-VALVO M. (1991): Geomorphic controls of the shape and mobility of rock avalanches - *Geol. Soc. Am. Bull.*, 103/10, 1365-1373 (A).
- SCHEIDEGGER A.E. (1973): On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides - *Rock Mech.*, 5, 231-236.
- SHREVE R.L. (1968): Leakage and fluidization in air-layer lubricated avalanches - *Geol. Soc. Am. Bull.*, 79, 653-658.
- TIANCHI L. (1983): A mathematical model for redicting the extent of a major rockfall. *Z. Geomorph. N.F.*, 27/4, 473-482.
- VOIGHT B. (Ed.) (1978): *Rockslides and avalanches* - Elsevier, Amsterdam, 850 pp.
- VOIGHT B., JANDA R.J., GLICKEN H. & DOUGLAS P.M. (1983): Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18 May 1980. *Géotechnique*, 33, 243-273 (A).

5. Évaluation de la probabilité d'atteinte et du risque

Les travaux listés ci-dessous proposent des méthodologies semi-quantitatives pour évaluer la probabilité d'atteinte et le risque d'éboulement en général ou en particulier pour les écroulements rocheux. Ces travaux prennent en considération et combinent entre eux des paramètres relatifs à la morphologie du versant, à la lithologie, à la distribution des phénomènes antérieurs, aux caractéristiques géomécaniques de l'amas rocheux etc.. Les travaux qui présentent des aspects applicables sont indiqués avec un (A).

5. Valutazione della pericolosità e del rischio

I lavori di seguito elencati propongono metodologie semi quantitative per la valutazione della pericolosità e del rischio da frana in generale o in particolare per i crolli. Questi lavori prendono in considerazione e combinano fra loro parametri relativi alla morfologia del versante, alla litologia, alla distribuzione di fenomeni pregressi, alle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso, ecc. I lavori che presentano aspetti applicativi sono indicati con (A).

- AGOSTONI S., CERIANI M., FOSSATI D., MAZZOCCOLA D., QUATTRINI S. & SCIESA E. (1999): Procedura per la valutazione e la zonazione della pericolosità e del rischio da frana nei siti a rischio in Regione Lombardia in adempimento alla legge 267/98. Professione Geologo, 9, 9-25 (A).
- BRABB E.E. (1984): Innovative approaches to landslide hazard mapping. Proceedings IV Int. Symp. Landslides, v. 1, 307-324, Toronto.
- CANCELLI A. & CROSTA G. (1993): Hazard and risk assessment in rockfall prone areas. Risk and reliability in ground engineering, London, Thomas Telford (A).
- CANCELLI A. & CROSTA G. (1993): Rockfall hazard and risk mapping. Seventh International Conference and Field Workshop on Landslides in Czech and Slovak Republics, Balkema (A).
- CANCELLI A. & CROSTA G. (1993): Rockfall hazard in Italy: assessment, mitigation and control. Environment management, geo-water and engineering aspects, Wollongong, Balkema, key lecture (A).
- CANCELLI A. & MAZZOCCOLA D. (1994): A procedure for slope instability risk evaluation in mountain areas - Landslides, slope stability and the safety of infra-structures, Kuala Lumpur.
- CANUTI P. & CASAGLI N. (1994): Considerazioni sulla valutazione del rischio da frana. Fenomeni franosi e centri abitati, Bologna, Regione Emilia-Romagna CNR-GNDCI.
- CROSTA G. & LOCATELLI C. (1999): Approccio alla valutazione del rischio da frane per crollo. Studi Geografici e Geologici in onore di Severino Belloni. Orombelli. Genova, Glauco Brigati: 259-286.
- EINSTEIN H. (1988): Special lecture: landslide risk assessment procedure. Landslides, Lausanne.
- FOSSATI D., MAZZOCCOLA D., SCIESA E. & CERIANI M. (2001): Procedure per la valutazione e la zonazione della pericolosità e del rischio da frana in Regione Lombardia. Professione Geologo, VI, 12 (A).
- GUZZETTI F. (2000): Landslide fatalities and the evaluation of landslide risk in Italy. Engineering Geology 58, 89-107.
- HUDSON J.A. (1992): Rock Engineering Systems: Theory and practice. Ellis Horwood, 185 pp.
- HUNGR O. & EVANS S. G. (1988): Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Balkema, A.A., Rotterdam.
- LEROI E. (1996): Landslide hazard - risk maps at different scales: objectives, tools and developments. Landslides, Balkema.
- LIED K. (1977): Rockfall problems in Norway. In: Rockfall dynamics and protective work effectiveness. ISMES pubbl. n.90. Bergamo.
- LIED K. (1977): Rockfall problems in Norway, Istituto sperimentale modelli e strutture.
- MAZZOCCOLA D. & SCIESA E. (2000): Implementation and comparison of different methods for rockfall hazard assessment in the Italian Alps. Proceedings of the 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, 26-30 Giugno 2000, Balkema, 2, 1035-1040.
- NATHANAIL C.P., EARLE D.A. & HUDSON J.A. (1992): Stability hazard indicator system for slope failure in heterogeneous strata. In J.A. Hudson (ed.), Proc. ISRM Symposium: Eurock'92, Chester: 111-116. London: British Geotechnical Society.

- OBONI F. & ANGELILLO V. (1993): Risk maps for rockfall prone areas: environmental/human aspects and remediation projects. Environmental management, geo-waters and engineering aspects, Wallongong, Balkema.
- OBONI F., HLOBIL Z. ET AL. (1994): Risk maps for rockfall prone areas: a methodological approach. Soil and groundwater protection, Torino.
- OFEE, OFAT, OFEFP (eds.) (1997): Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire. Rapport sur les dangers naturels. OCFIM, 3000 Berne.
- PIERSON L.A. (1991): The rockfall hazard rating system. Proc. Nat. Symp. on Highway and Railroad Slope Maintenance, Ass. Eng. Geol., Chicago, 2-3 October, 1-22.
- REGIONE LOMBARDIA, STRUTTURA RISCHI IDROGEOLOGICI (2000): Procedure per la valutazione e la zonazione della pericolosità e del rischio da frana in Regione Lombardia. Bollettino Ufficiale della Regione Lombardia n. 51, edizione speciale del 22 dicembre 2000.
- RITCHIE A. M. (1963): Evaluation of rockfall and its control. Highway research record, 17, 13-28.
- ROUILLER J.D. & MARRO C. (1997): Application de la méthodologie Matterock à l'évaluation du danger lié aux falaises. Eclogae Geol. Helv., 90, 393-399 (A).
- ROUILLER J.D., JABOYEDOFF M., MARRO C., PHILIPPOSIAN F. & MAMIN M. (1998): Pentest instables dans le Penninque valaisan. Matterock: une méthodologie d'auscultation des falaises et de détection des éboulements majeurs potentiels. Rapport Final PNR 31. Vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zurich (A).
- SCIESA E. & MAZZOCOLA D. (2001): Standard procedures for landslide hazard evaluation in Regione Lombardia, Italy. Proceedings of the XXVI General Assembly of the European Geophysical Society, Natural Hazards and Earth System Sciences, special issue, in press.
- VARNES D. (1984): Landslide hazard zonation: a review of principle and practice, Unesco.
- WIECZOREK G.F., MORRISSEY M.M., IOVINE G. & GODT J. (1998): Rockfall hazards in the Yosemite Valley. U.S. Geological Survey Open-File Report 98/467, 8 pp.

6. *Évaluation de la probabilité d'atteinte et du risque au moyen du GIS*

Les travaux listés ci-dessous développent des méthodologies pour le zonage du territoire en fonction de la probabilité d'atteinte et du risque d'éboulement en utilisant le Geographical Information System (GIS) et des analyses territoriales statistiques de type varié.

6. *Valutazione della pericolosità e del rischio tramite GIS*

I lavori di seguito elencati sviluppano metodologie per la zonazione del territorio in base alla pericolosità e al rischio da frana utilizzando Geographical Information Systems (GIS) e analisi statistiche territoriali di vario tipo.

- CARRARA A. (1989): Landslide hazard mapping by statistical method: a "black-box model approach. Proceed. Int. Workshop Natural Disasters in Europ. Mediterr. Countries. Perugia, June 27-July 1, 1988, CNR-USNSF, 205-224.
- CHUNG CH.F., FABBRI A.G. & VAN WESTEN C.J. (1995): Multivariate regression analysis for landslide hazard zonation. In: A. Carrara & F. Guzzetti (Editors), Geographical Information Systems in assessing Natural Hazards, Kluwer Pub., Dordrecht, The Netherlands, 107-133.
- TOPPE R. (1987): Terrain models: a tool for natural hazard mapping. In: Avalanche formation, movement and effects. Edited by B. Salm & H. Gubler. International Association of Hydrological Sciences. Wallingford, UK. Publication 162, 629-638.
- VAN DIJKE J.J. & VAN WESTEN C.J. (1990): Rockfall hazard: a geomorphologic application of neighbourhood analysis with Ilwis. ITC Journal, 1990-1, 40-44.
- VAN WESTEN C. J. (1993): Application of Geographic Information System to landslide hazard zonation. ITC-Pubblication n. 15, ITC, Enschede, pp. 245.
- YIN K.L. & YAN T.Z. (1988): Statistical prediction model for slope instability of metamorphosed rocks. Proceedings 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Switzerland, vol. 2, 1269-1272.

Finito di stampare
nel mese di novembre 2001
presso la Tipografia Valdostana - Aosta