

### 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 UNIVERSITARIE 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'innescamento avviene in condizioni critiche del fronte di roccia.

L'innescamento 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:

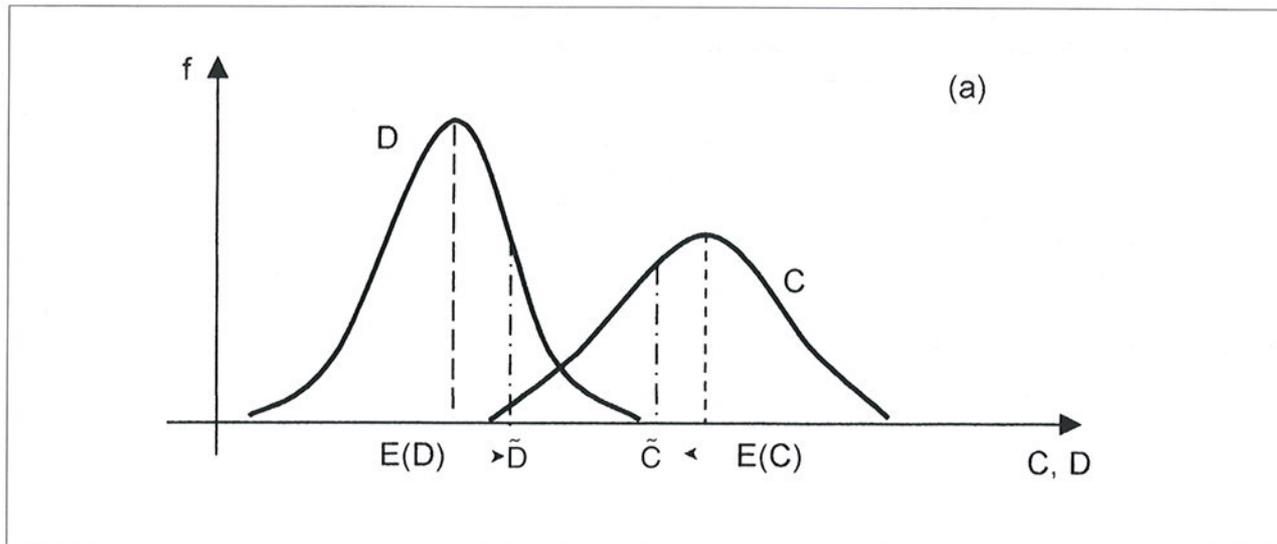
- il valore dei parametri geometrici e meccanici non può essere determinato in ogni punto del pendio. Si dovrà quindi far riferimento ad un campionamento, con conseguente variabilità del dato. Come conseguenza, i parametri saranno noti solo in senso statistico, mediante istogrammi di valori campionati;
- 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).



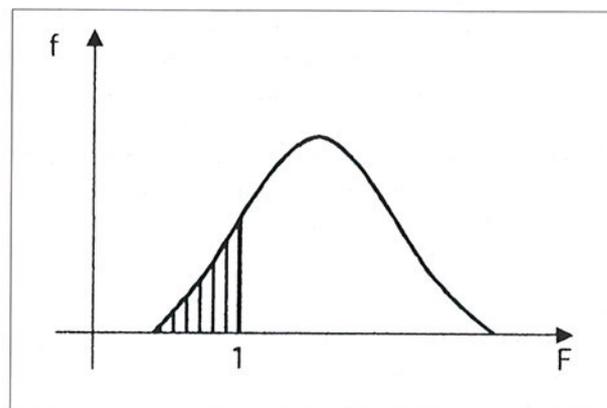
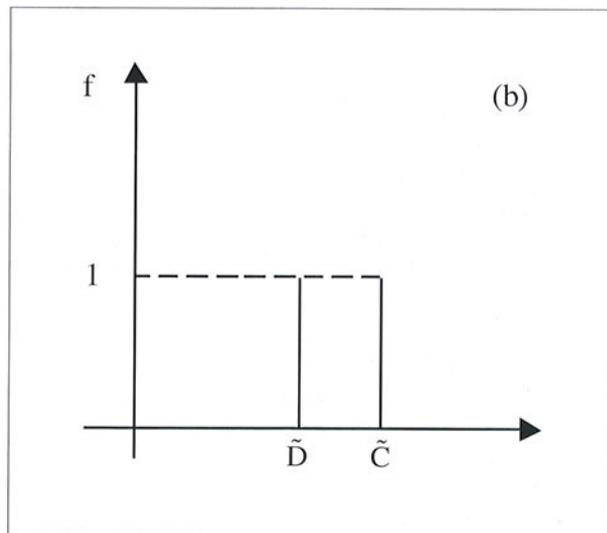
**Fig. III.35:**  
 (a) distribuzione statistica delle forze instabilizzanti D e delle forze resistenti C,  
 (b) approccio di tipo deterministico.

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):

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

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;

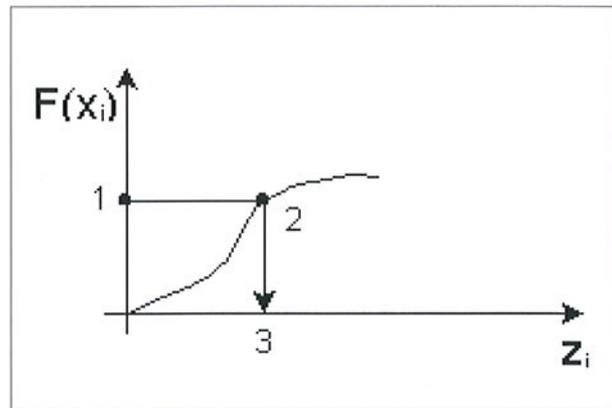


Fig. III.37: Simulazione di Monte Carlo: estrazione del valore della variabile  $Z_i$ , avente distribuzione cumulativa  $F(X_i)$  assegnata.

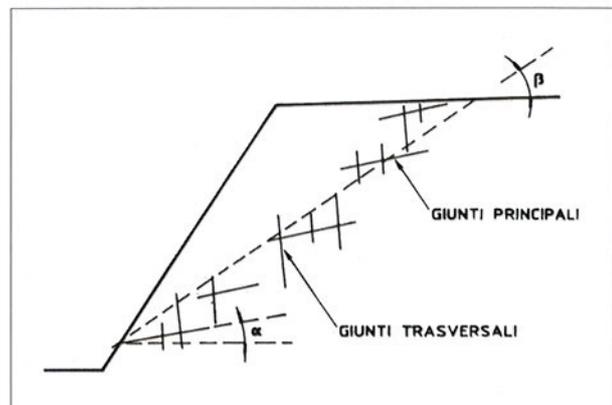


Fig. III.38: Modello di Call e Nicholas (1978).

- 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  $\beta$  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  $\beta$ ,  $l_p$ ,  $l_t$ ,  $K_p$ ,  $K_t$  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:

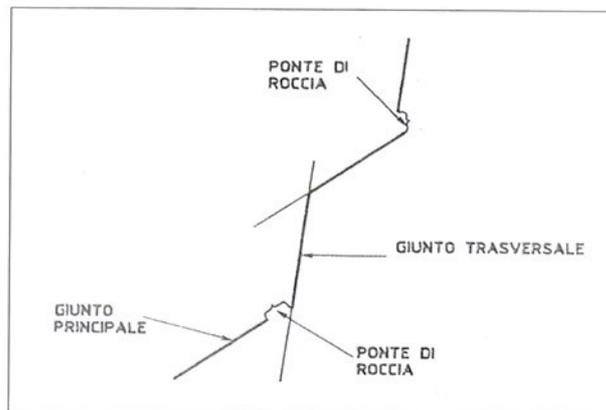


Fig. III.39: Linea di scivolamento formata da giunti principali e trasversali e da ponti di roccia intatta (Call e Nicholas, 1978).

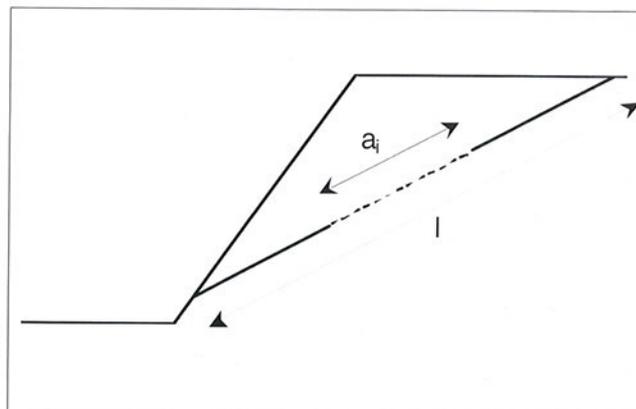


Fig. III.40: Continuità di un sistema di giunti.

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

dove:

$\alpha$  = inclinazione media dei giunti principali;

$\beta$  = angolo campionato della linea di scivolamento a gradini;

$\theta$  = inclinazione della forza esterna T;

E = coefficiente sismico;

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

$\phi_a$  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:

–  $\phi_P, c_P, K$  parametri del giunto principale;

–  $\phi_R, c_R$  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.

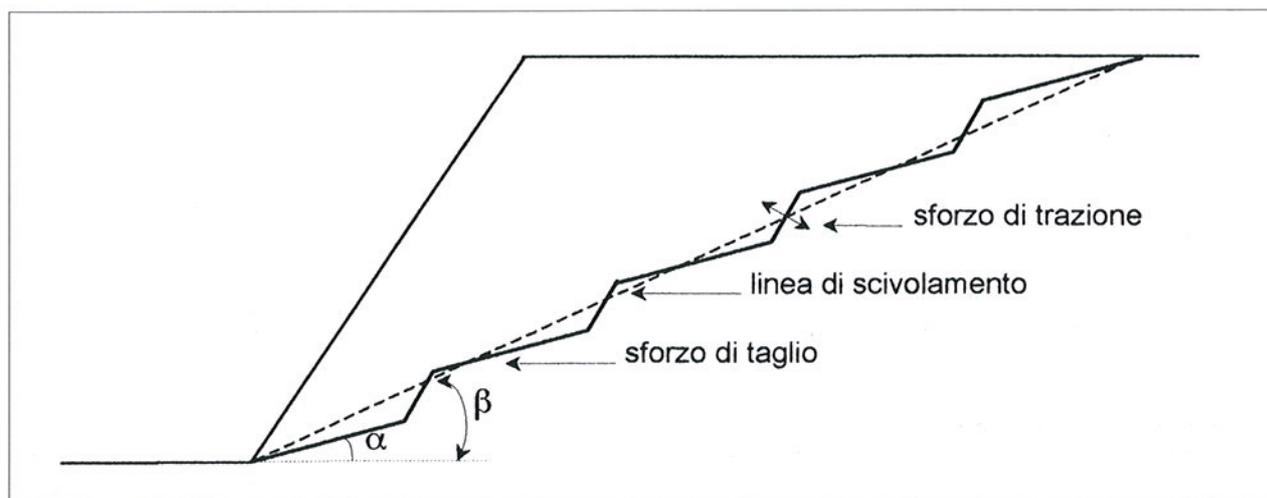


Fig. III.41: Ipotesi di calcolo del fattore di sicurezza (Call e Nicholas, 1978).

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  $\beta$ ;
- il peso venga calcolato a partire dal valore del piano medio  $\beta$ .

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 (°)					Persistenza (m)		Spaziatura (m)		JCS (MPa)	JRC (-)	H <sub>2</sub> 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 Matterrock.

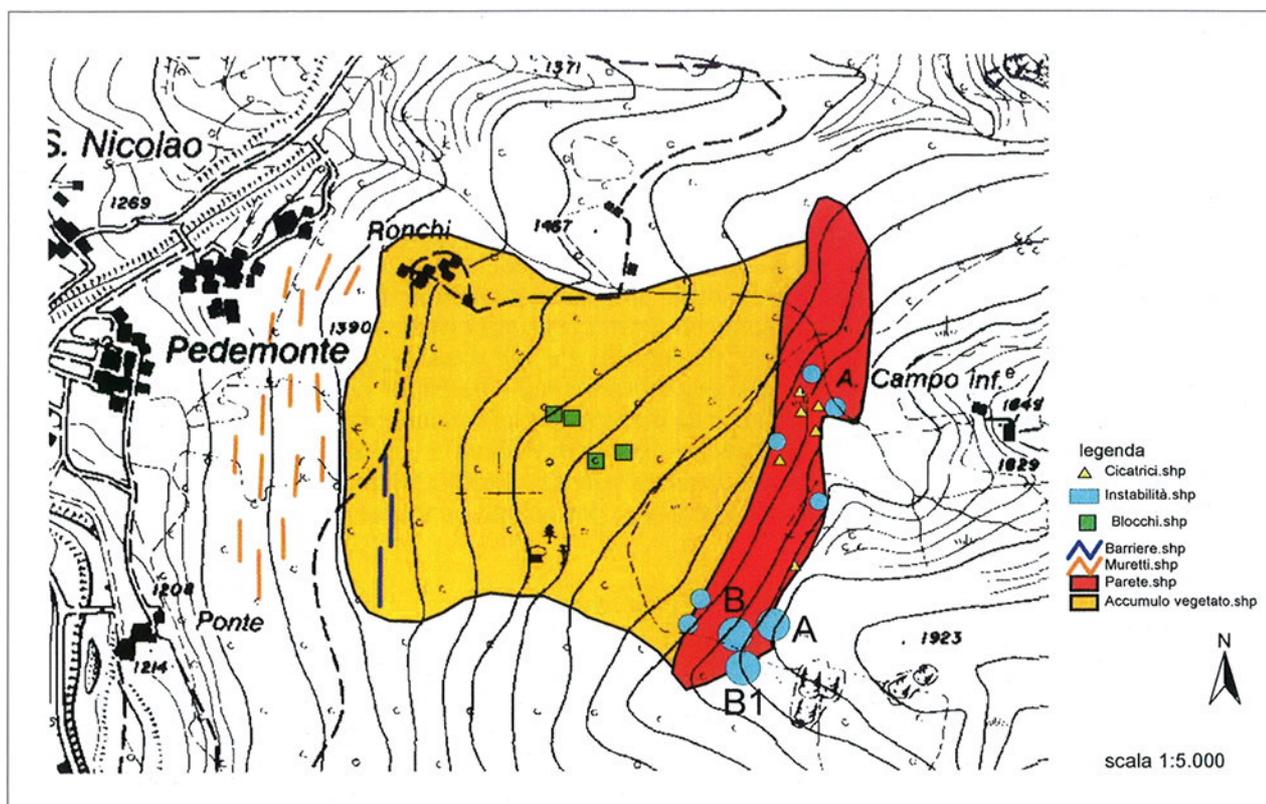
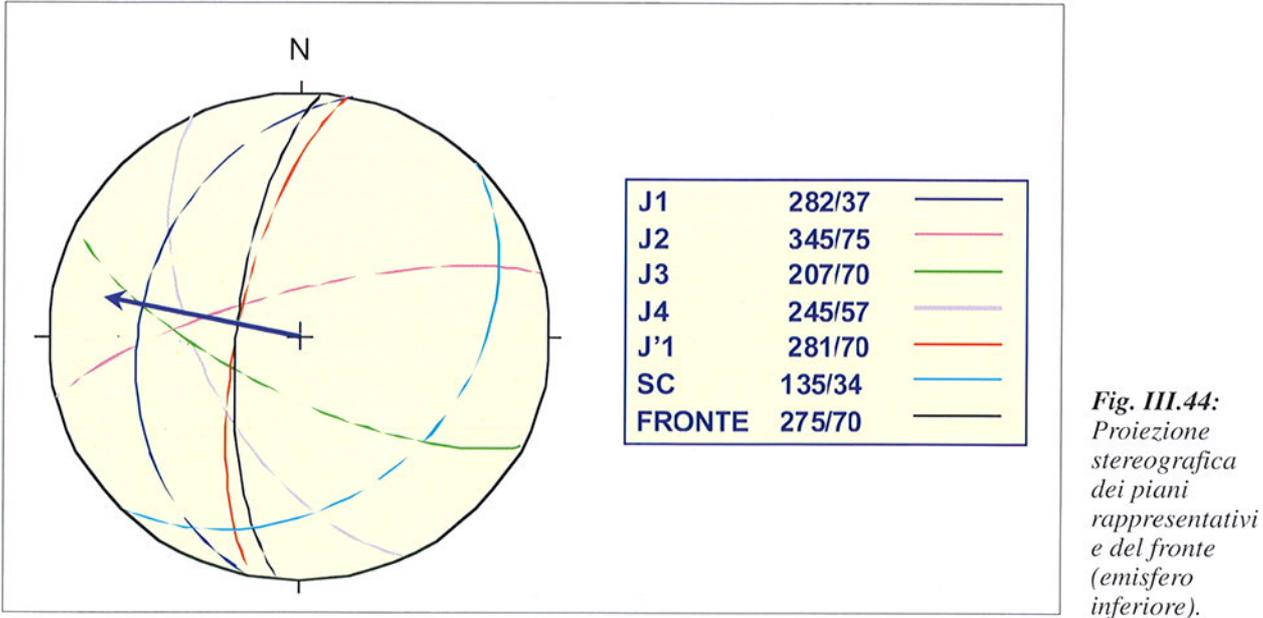


Fig. III.43: Carta delle instabilità della zona oggetto di studio.

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.



Dall'analisi della Fig. III.44, si individua un potenziale scivolamento sul piano J1. Tale situazione può essere ricondotta al cinematico 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 ( $\beta, l_p, l_T, K_p, K_T$ ), 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
$\beta$ (°)	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  $\beta$ ,  $I_p$ ,  $I_T$ ,  $K_p$ ,  $K_T$ , 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 <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]			
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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]		
1	1	0,25	<b>0,60</b>	8,3430	18,5109	160,592	3	2
2	1,5	0,375	<b>0,50</b>	12,002	18,5109	160,592	3	2
3	2	0,5	<b>0,50</b>	15,661	18,5109	160,592	3	2
4	3	0,75	<b>0,20</b>	22,979	18,5109	160,592	3	2
5	5	1,25	<b>0,00</b>	37,615	18,5109	160,592	3	2
6	10	2,5	<b>0,00</b>	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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]		
1	1	0,25	<b>16,10</b>	1,713	370,0668	918,9811	12	3
2	1,5	0,375	<b>9,60</b>	2,131	370,0668	918,9811	12	3
3	2	0,5	<b>6,30</b>	2,549	370,0668	918,9811	12	3
4	3	0,75	<b>2,70</b>	3,385	370,0668	918,9811	12	3
5	5	1,25	<b>1,10</b>	5,058	370,0668	918,9811	12	3
6	10	2,5	<b>0,10</b>	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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]		
1	1	0,25	<b>21,80</b>	1,450	852,2284	1655,12	13	3
2	1,5	0,375	<b>15,00</b>	1,740	852,2284	1655,12	13	3
3	2	0,5	<b>11,80</b>	2,031	852,2284	1655,12	13	3
4	3	0,75	<b>7,70</b>	2,612	852,2284	1655,12	13	3
5	5	1,25	<b>3,90</b>	3,774	852,2284	1655,12	13	3
6	10	2,5	<b>1,20</b>	6,680	852,2284	1655,12	13	3

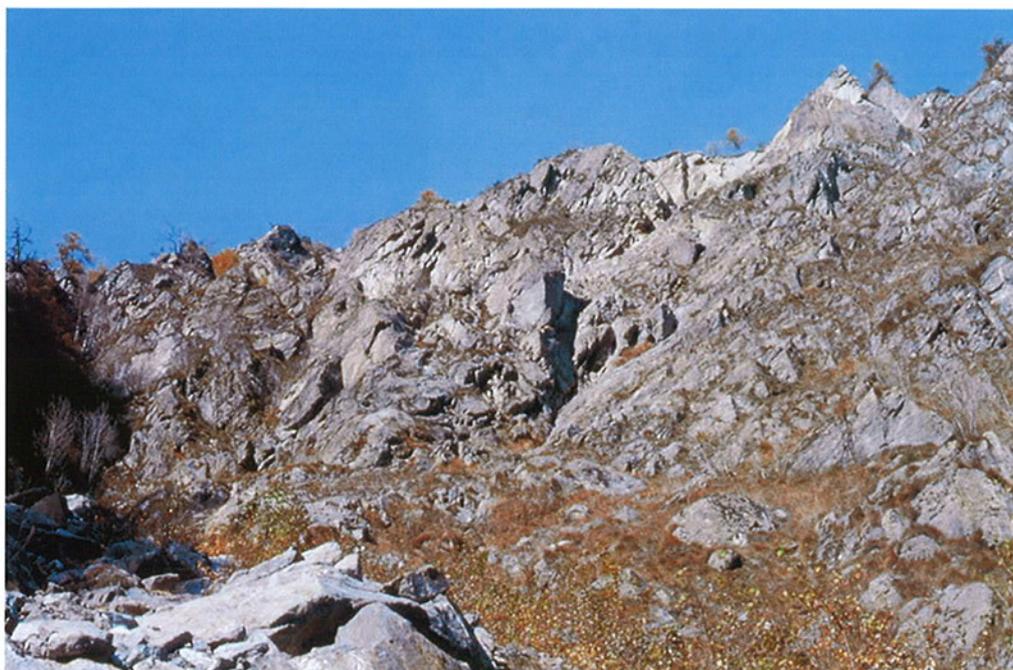
Tab. III.24: Risultati delle analisi parametriche: H = 70 m.

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.

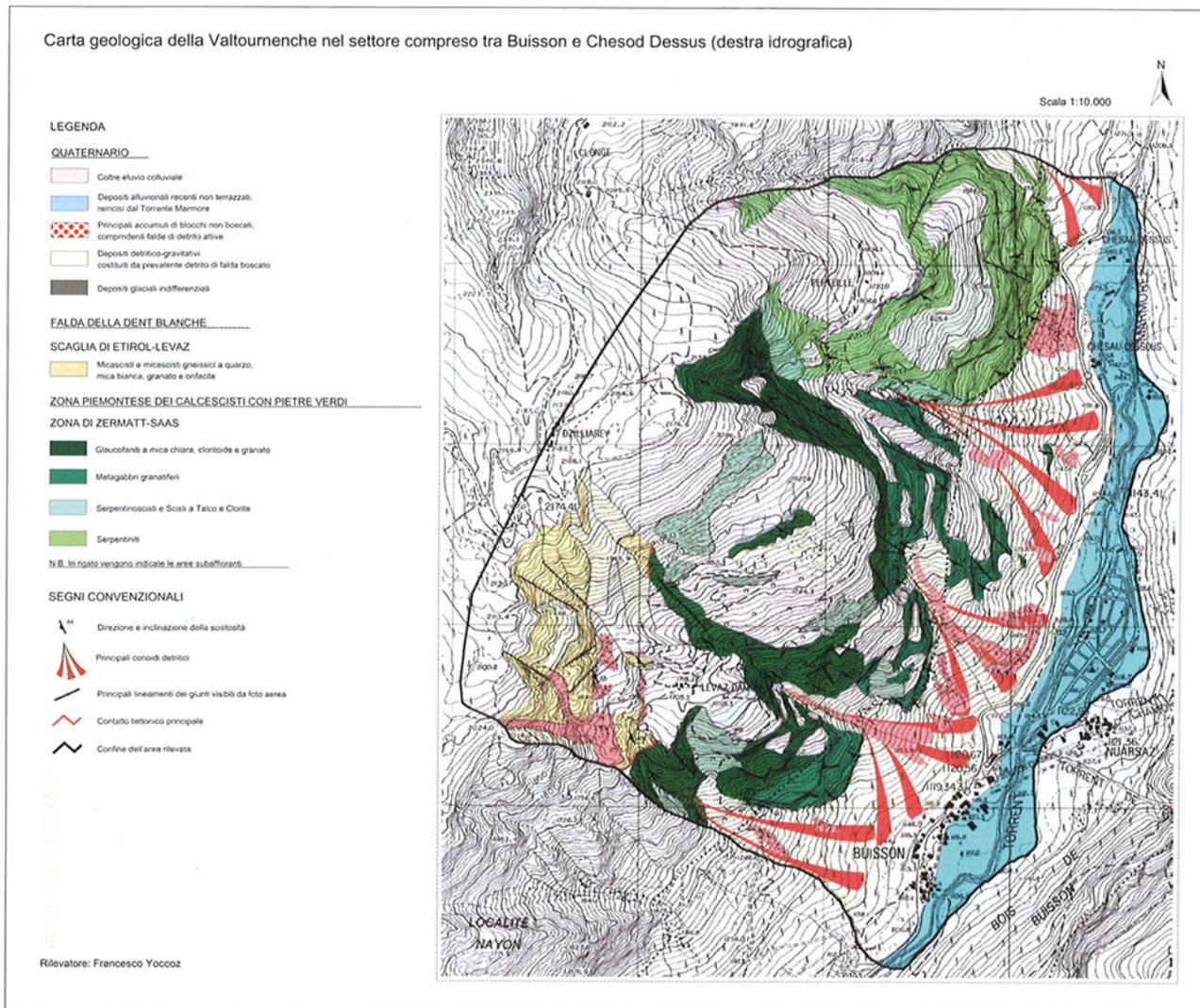


Fig III.46: Carta geologica della zona oggetto di studio.

### 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  $35^\circ$  e  $55^\circ$ ) e i Metagabbri (immersione verso SW, inclinazione circa  $40^\circ$ ), materializzato dalla fascia di Serpentinoscisti (immersione circa  $200^\circ$ , inclinazione tra  $40^\circ$  e  $55^\circ$ ) e di Scisti a Talco e Clorite; il secondo a Sud di questo allineamento ed il terzo interamente costituito dalla scaglia tettonica di Etirol - Levaz, all'estremità SW dell'area rilevata (inclinazione tra  $20^\circ$  e  $30^\circ$ ). 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 Serpentinoscisti 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.

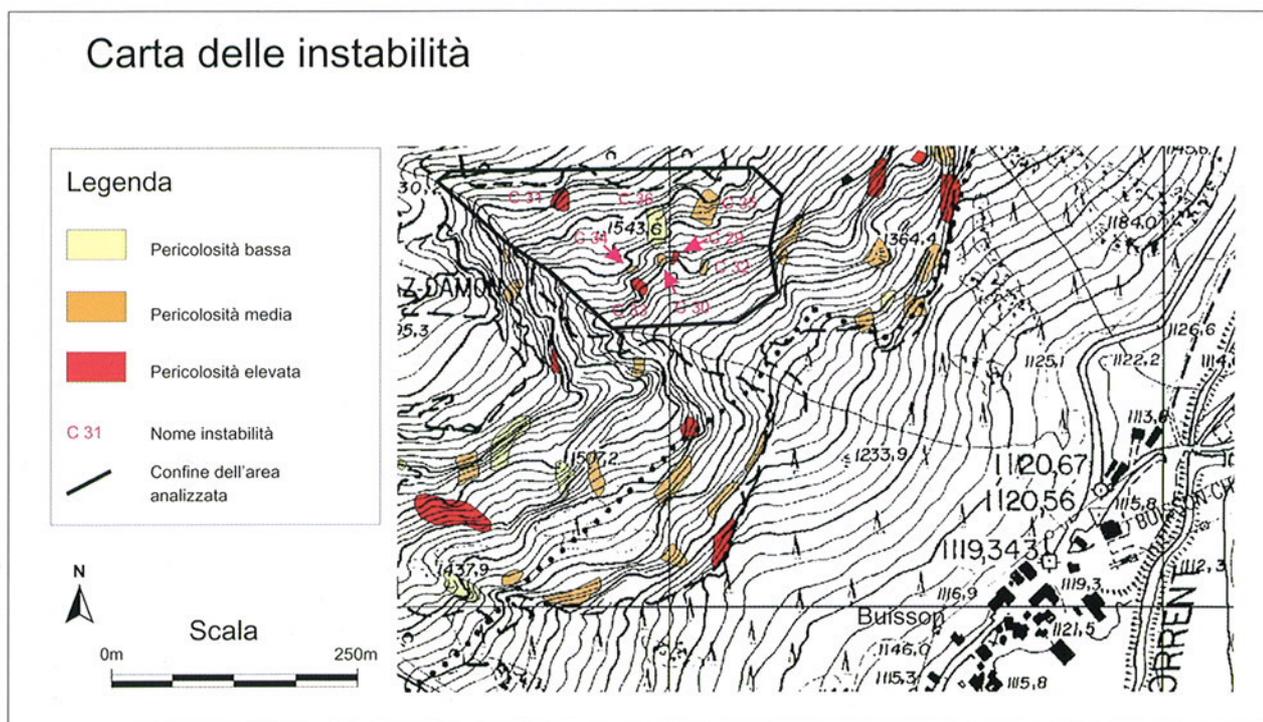


Fig. III.47: Carta delle instabilità del secondo settore.

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.

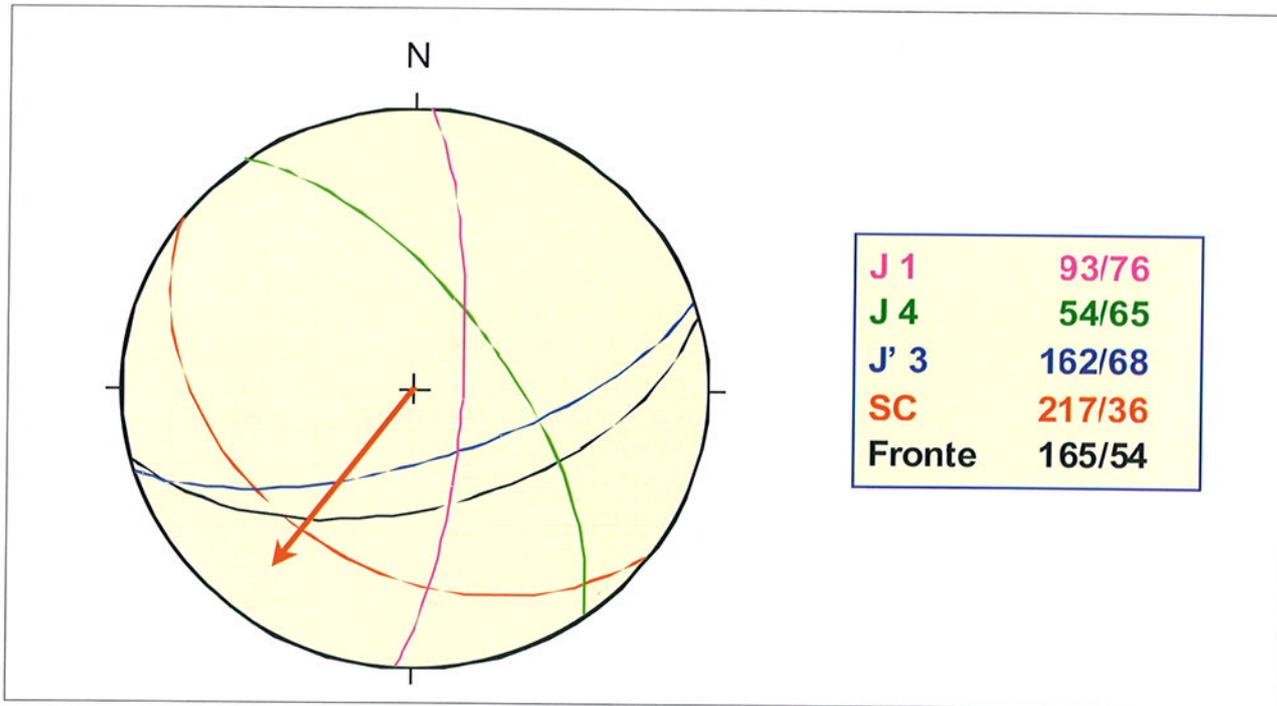


Fig. III.48: Proiezione stereografica dei piani rappresentativi e del fronte (emisfero inferiore).

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 ( $\beta$ ,  $l_p$ ,  $l_T$ ,  $K_p$ ,  $K_T$ ), 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
$\beta$ (°)	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  $\beta$ ,  $I_p$ ,  $I_T$ ,  $K_p$ ,  $K_T$ , 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 <sup>3</sup> )	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  $\beta$  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 <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]		
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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]			
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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]			
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 [m <sup>3</sup> ]	V max [m <sup>3</sup> ]			
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. 19<sup>th</sup> 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<sup>a</sup> 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'évènements 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'évènements 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 m<sup>3</sup>, sur une centaine de km de falaises calcaires de la région grenobloise, de hauteur maximale 400 m, 32 éboulements ont été recensés au 20<sup>e</sup> siècle (Dussauge, thèse en cours). Sur la même zone, dans la classe 1 à 10 hm<sup>3</sup>, 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 hm<sup>3</sup>, 6 évènements sont recensés dans les Alpes au 20<sup>e</sup> siècle ; dans la classe 100 à 1000 hm<sup>3</sup>, 3 sont recensés sur les 9 derniers siècles (Couture, 1998). Enfin, 6 éboulements post-glaciaires de volume supérieur à 1000 hm<sup>3</sup> 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 10<sup>10</sup> m<sup>3</sup>. 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 c<sup>2</sup>). 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 ; Hungry 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 :

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

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

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

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<sup>e</sup>, XVIII<sup>e</sup> et XIX<sup>e</sup> siècles sont, à l'évidence, très fragmentaires, sauf pour les deux classes de volume les plus élevées (0,1 à 10 hm<sup>3</sup>), pour lesquelles les éboulements ont laissé des traces visibles pendant plusieurs siècles. Pour le XX<sup>e</sup> siècle, les volumes inférieurs à 100 m<sup>3</sup> sont manifestement sous-représentés (il y en a moins dans la classe 10-100 m<sup>3</sup> que dans la classe 100-1000 m<sup>3</sup>) ; 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 hm<sup>3</sup> et sur les 4 derniers pour la classe 1 à 10 hm<sup>3</sup>. 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 <sup>3</sup> )	< 10 m <sup>3</sup>	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 <sup>3</sup> à 10 hm <sup>3</sup>
20 <sup>e</sup> siècle	25	22	32	6	6	0	1
19 <sup>e</sup> siècle		4			1	2	1
18 <sup>e</sup> siècle		1		1	1		0
17 <sup>e</sup> 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.

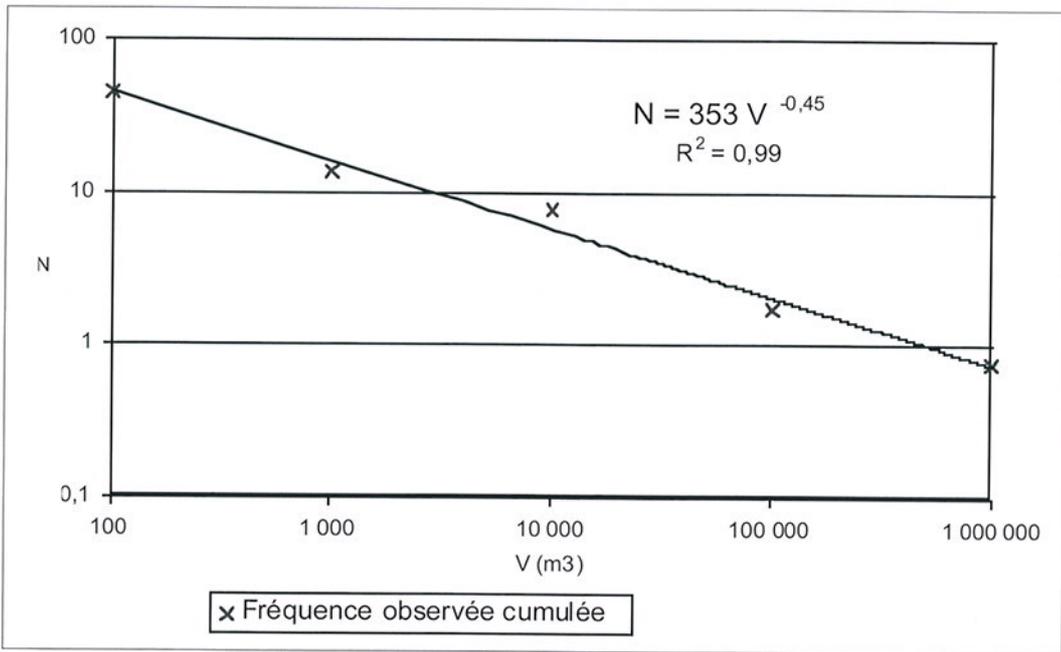


Fig. III.49 :  
Nombre  
d'éboulements  
par siècle  
de volume  $\geq V$   
(agglomération  
grenobloise).

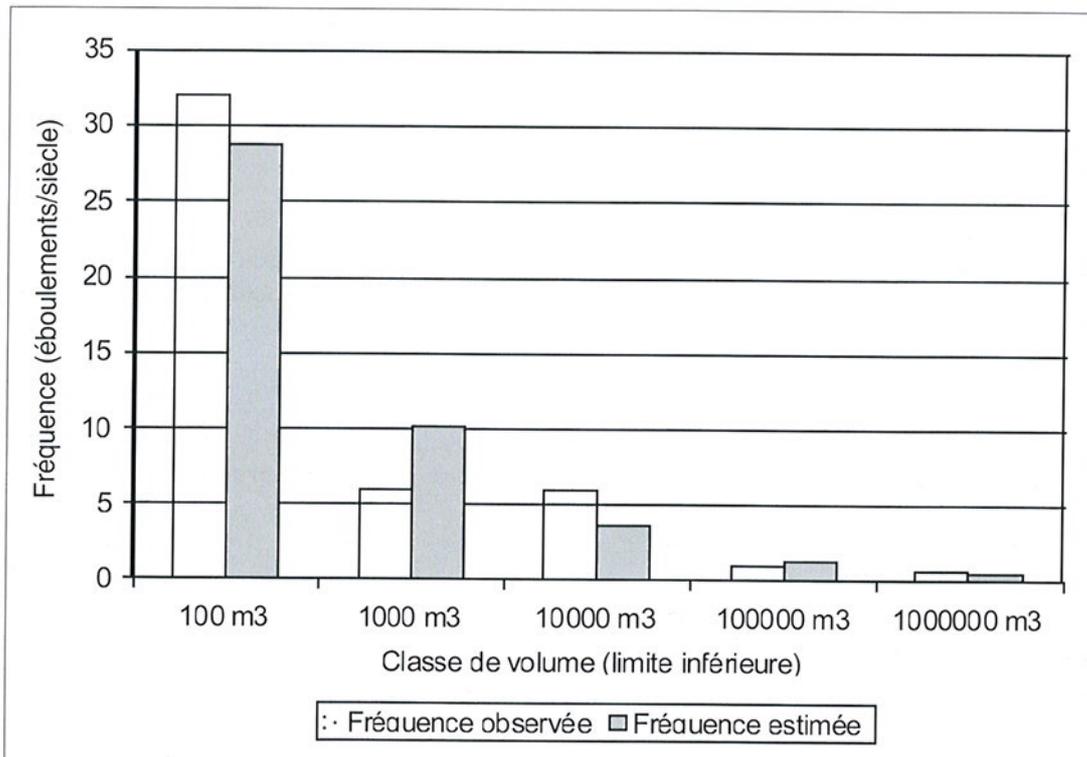


Fig. III.50 :  
Fréquences  
d'éboulements  
observées et  
calculées  
(agglomération  
grenobloise).

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 :

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

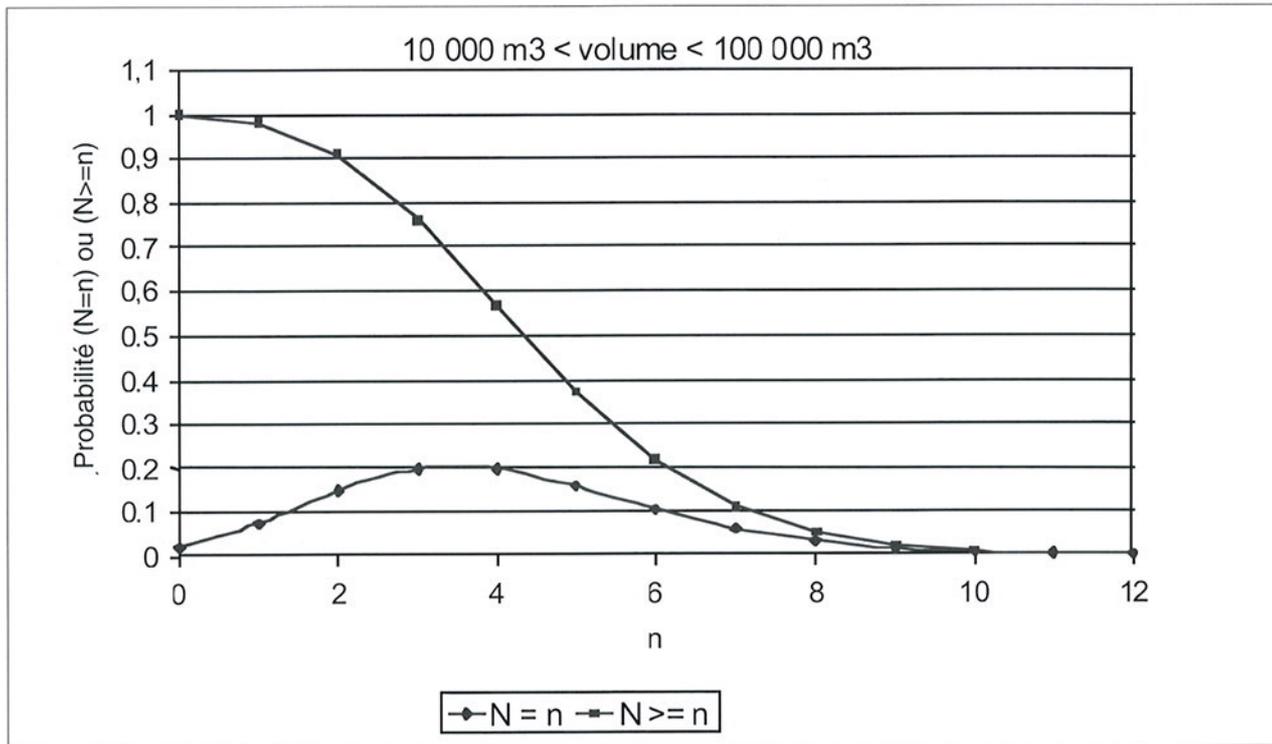


Fig. III.51 : Probabilité d'observer  $n$  ou plus de  $n$  effondrements pour une fréquence moyenne de 4 effondrements par siècle (cas de la classe  $10^4$ - $10^5$  m<sup>3</sup> dans l'agglomération grenobloise).

À titre d'exemple, la distribution de probabilité obtenue pour la classe 10 000-100 000 m<sup>3</sup>, 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  $10^5$  m<sup>3</sup> 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  $R_j$  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 :

$$\sum_j (K_{ij} \cdot F_{ij}) = FG_i \cdot \sum_j (F_{ij} \cdot R_j) / \sum_j (F_{ij} \cdot R_j) = FG_i \quad (\text{III-24})$$

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

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

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.

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

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 : R <sub>j</sub>	Effectif : K <sub>ij</sub>	Contribution de la classe j (K <sub>ij</sub> .R <sub>j</sub> )	Fréquences instantanées individuelles F <sub>ij</sub> et Périodes de Retour T <sub>ij</sub>
<b>1 (fort)</b>	R <sub>1</sub> = 100	K <sub>i1</sub> = 2	K <sub>i1</sub> .R <sub>1</sub> = 200	$F_{i1} = FG_i \cdot R_1 / \sum_j (K_{ij} \cdot R_j)$ $F_{i1} = 4 \cdot 100 / 400$ $F_{i1} = 1 / \text{siècle}$ <b>T<sub>i1</sub> = 1 siècle</b>
<b>2 (moyen)</b>	R <sub>2</sub> = 10	K <sub>i2</sub> = 16	K <sub>i2</sub> .R <sub>2</sub> = 160	$F_{i2} = FG_i \cdot R_2 / \sum_j (K_{ij} \cdot R_j)$ $F_{i2} = 4 \cdot 10 / 400$ $F_{i2} = 0,1 / \text{siècle}$ <b>T<sub>i2</sub> = 10 siècles</b>
<b>3 (faible)</b>	R <sub>3</sub> = 1	K <sub>i3</sub> = 40	K <sub>i3</sub> .R <sub>3</sub> = 40	$F_{i3} = FG_i \cdot R_3 / \sum_j (K_{ij} \cdot R_j)$ $F_{i3} = 4 \cdot 1 / 400$ $F_{i3} = 0,01 / \text{siècle}$ <b>T<sub>i3</sub> = 100 siècles</b>
<b>Total</b>	-----	$\sum_j K_{ij} = K_i = 58$	$\sum_j (K_{ij} \cdot R_j) = 400$	$\sum_j (K_{ij} \cdot F_{ij}) =$ $2 \cdot 1 + 16 \cdot 0,1 + 40 \cdot 0,01 =$ <b>4 par siècle = F<sub>gi</sub></b>

**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.

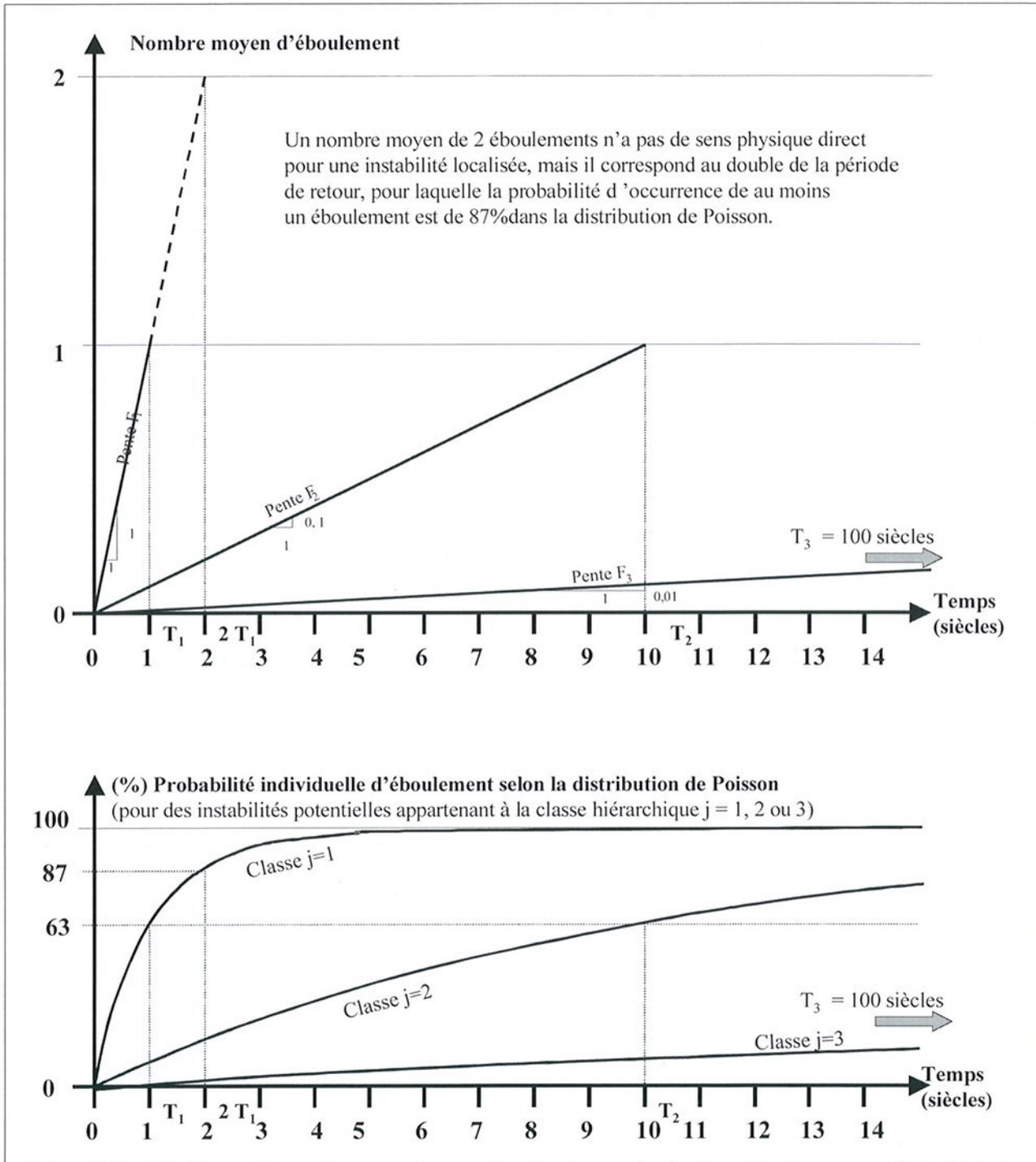


Fig. III.52 : Construction des courbes (probabilités/délais) pour les trois classes hiérarchiques "j" de la classe de volume "i" de l'exemple théorique.

### 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



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 <b>Ti1 = 100 ans</b>	16	$Fi2 = FG_i / 40$ = 0,1 par siècle <b>Ti2 = 1000 ans</b>	10	$Fi3 = FG_i / 400$ = 0,01 par siècle <b>Ti3 = 10 000 ans</b>
Sc 1	1	$(Fi1)' = FG_i / 3$ = 4/3 par siècle <b>T'i1 = 75 ans</b>	16	$(Fi2)' = FG_i / 30$ = 4/30 par siècle <b>T'i2 = 750 ans</b>	10	$(Fi3)' = FG_i / 300$ = 4/300 par siècle <b>T'i3 = 7500 ans</b>
Sc 1*1	0	-----	16	$(Fi2)'' = FG_i / 20$ = 0,2 par siècle <b>T''i3 = 500 ans</b>	10	$(Fi3)'' = FG_i / 200$ = 0,02 par siècle <b>T''i3 = 5000 ans</b>

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.

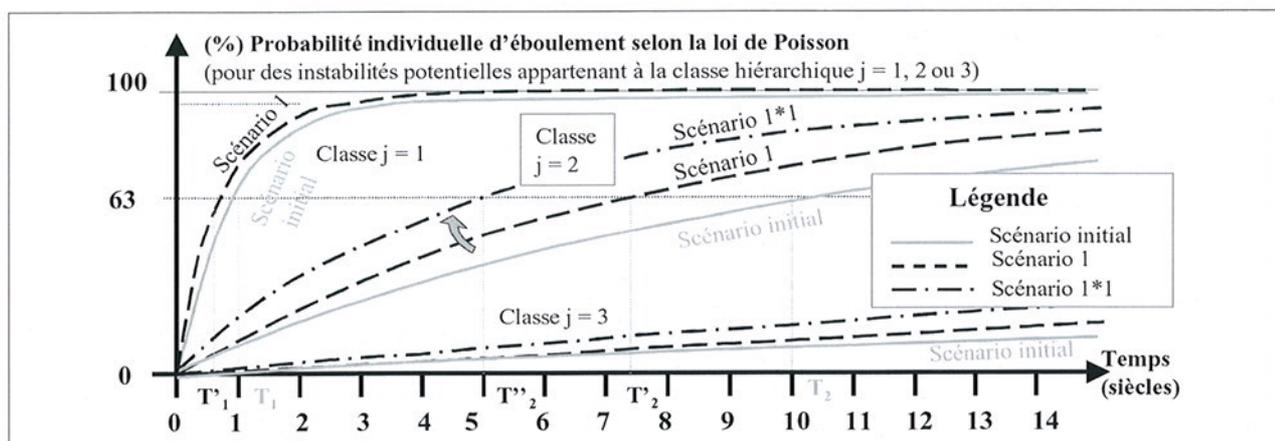


Fig. III.54 : Modification des prévisions (probabilité/délai) pour la classe de volume "i" selon différents scénarios d'écroulements.

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, 26<sup>th</sup> 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<sup>e</sup> 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 ( $7 \pm 2$ ).

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 estimée - 10° 0 Pendage = φ estimée ± 10° 1 Pendage > φ estimée + 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 inférieur 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			Rapport portée / épaisseur faible	Rapport portée / épaisseur moyen	Rapport portée / épaisseur fort	• 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
				Pas de fracture arrière	0	1	1
				Fracture arrière observée	2	2	3

Tab. A2 et A3 : Indice "statique".

MECANISME	STATIQUE (suite)					S / 10
	Découpage principal ( / 5 )			Conditions géométriques aggravantes ( / 3 )		
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, ou présence d'un joint 2
	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 Proposition : - Joint argileux : φ ≈ 15° (10-20°) - Plan lisse : φ ≈ 30° - Joint rugueux : φ ≈ 45° (40-50°)

MECANISME	DYNAMIQUE			D / 10 ( / 2 )
	ACTIVITE ACTUELLE AVEREE ( / 8 )	SIGNES D'ACTIVITE PASSEE ( / 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	<ul style="list-style-type: none"> <li>Si des mesures existent et montrent un mouvement :               <ul style="list-style-type: none"> <li>Mouvements mesurés : 0 à 5</li> <li>Eboulements voisins dans une configuration analogue : 0 à 2</li> <li>Chutes de blocs au front : 0 ou 1</li> </ul> </li> <li>Si absence de mesures significatives :               <ul style="list-style-type: none"> <li>Chutes de blocs au front : 0 à 4</li> <li>Eboulements voisins dans une configuration analogue : 0 à 2</li> </ul> </li> </ul>	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	0 1
Cb		0 1 (souvent constitutif)	0 1 à la base Constitutif pour le plan de décollement	0 1
Cp		0 1 (souvent constitutif)	0 1 sur plan basal éventuel Constitutif pour le plan de décollement	0 1
Bf		0	1	0 1

Tab. A4 : "Indice dynamique".

MECANISME	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	<p>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 :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Les entrées d'eau dans le massif :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>La pluviosité de la région concernée ;</li> <li>L'étendue du bassin versant : influence la quantité d'eau qui peut arriver sur le massif ;</li> <li>L'ouverture des fractures en tête : favorise les infiltrations ;</li> <li>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) ;</li> </ul> </li> <li><b>Les sorties d'eau dans le massif :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Les observations de sortie d'eau : écoulement, suintement, signes (mousses, tufs...) ;</li> <li>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) ;</li> <li>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) ;</li> <li>Les exutoires : des exutoires masqués ou bouchés, de façon permanente (plaquage de calcite...) ou temporaire (bouchons de gel...) favorisent les mises en pression.</li> </ul> </li> </ul> <p>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.</p>	(*)	(*) 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	a < 0.2 g 0 a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2	0 1 2 (peu d'influence)	
Gr		a ≥ 0.001 g 1			
S					
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		
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)
<b>Gp</b>	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 :	(*)	(*) 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
<b>Gd</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les entrées d'eau dans le massif : <ul style="list-style-type: none"> <li>La pluviosité de la région concernée ;</li> <li>L'étendue du bassin versant : influence la quantité d'eau qui peut arriver sur le massif ;</li> <li>L'ouverture des fractures en tête : favorise les infiltrations ;</li> <li>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);</li> </ul> </li> <li>Les sorties d'eau dans le massif : <ul style="list-style-type: none"> <li>Les observations de sortie d'eau : écoulement, suintement, signes (mousses, tufs...);</li> <li>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);</li> <li>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);</li> </ul> </li> </ul>	a < 0.001 g 0	a < 0.2 g 0	Poussée active en tête, diminution de butée...
<b>Gr</b>		a ≥ 0.001 g 1	a < 0.4 g 1	0 1 (peu d'influence)
<b>S</b>			a ≥ 0.4 g 2	
<b>Cb</b>		Plus d'influence (effet de site, résonnance). Non quantifié en l'état.		0 1 2 Surtout influent à la base
<b>Cp</b>		a < 0.001 g 0	a < 0.2 g 0	
<b>Bf</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les exutoires : des exutoires masqués ou bouchés, de façon permanente (plaquage de calcite...) ou temporaire (bouchons de gel...) favorisent les mises en pression.</li> </ul> <p>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.</p>	a ≥ 0.001 g 1	a < 0.4 g 1 a ≥ 0.4 g 2	0 1

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

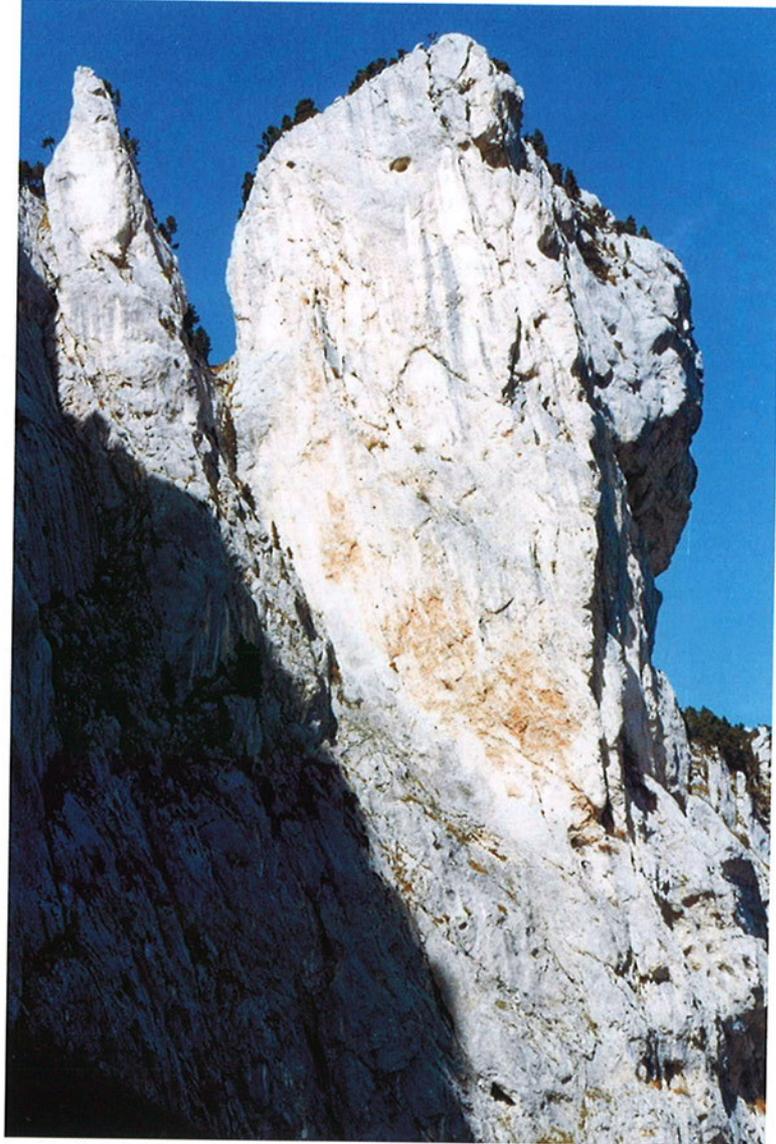
La comparaison des aléas entre eux se fera à partir de cette série de valeurs, et non pas en sommant les 5 indices. L'objectif premier de cette fiche est bien de rendre l'évaluation la plus objective possible, sans remettre en cause sa complexité : les observations acquises méthodiquement sont les supports 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 m<sup>3</sup> (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° > <sub>-estimé</sub> +10° (joints rugueux, <sub>-</sub> a 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<sup>n</sup> 0.0005 g £ 0.001 g : 0 / 1

Sismicité exceptionnelle récurrente : a<sup>n</sup> 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<sup>a</sup> 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 multinappe 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.

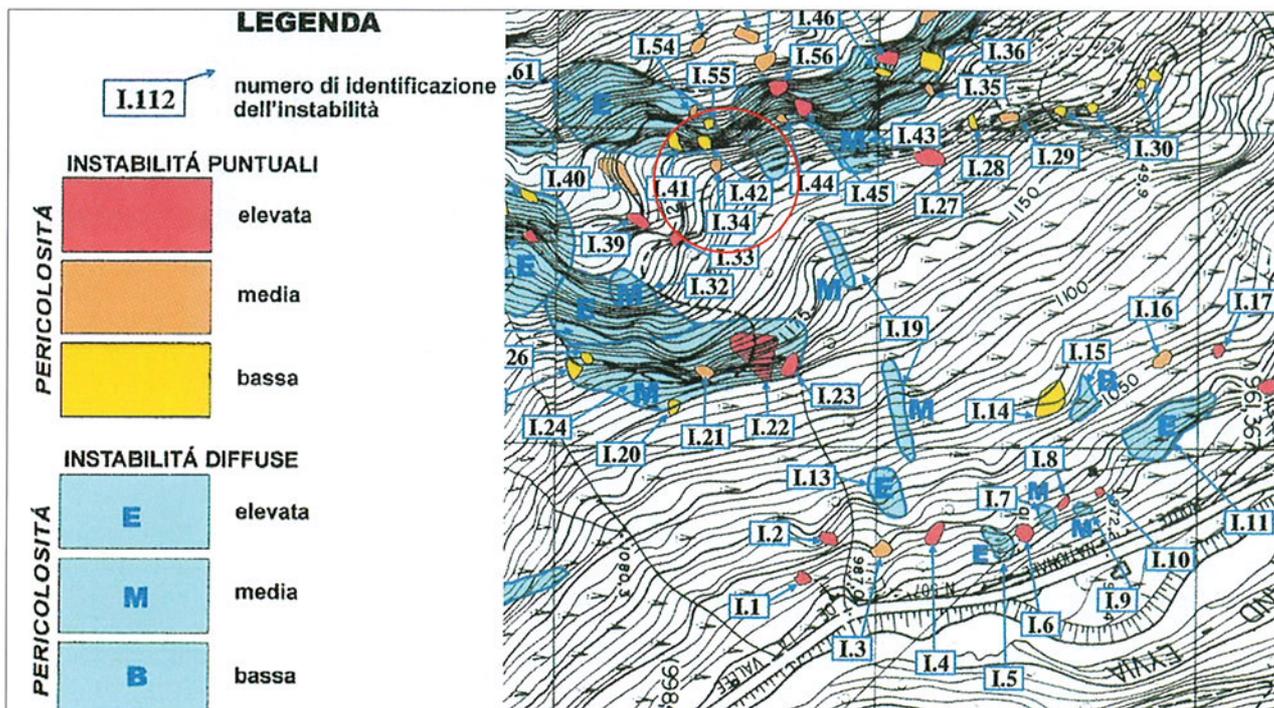


Fig. A6 : Extrait de la carte des instabilités reconnues au dessus de la route de Cogne (zone I). Dans le cercle rouge l'instabilité considérée.

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

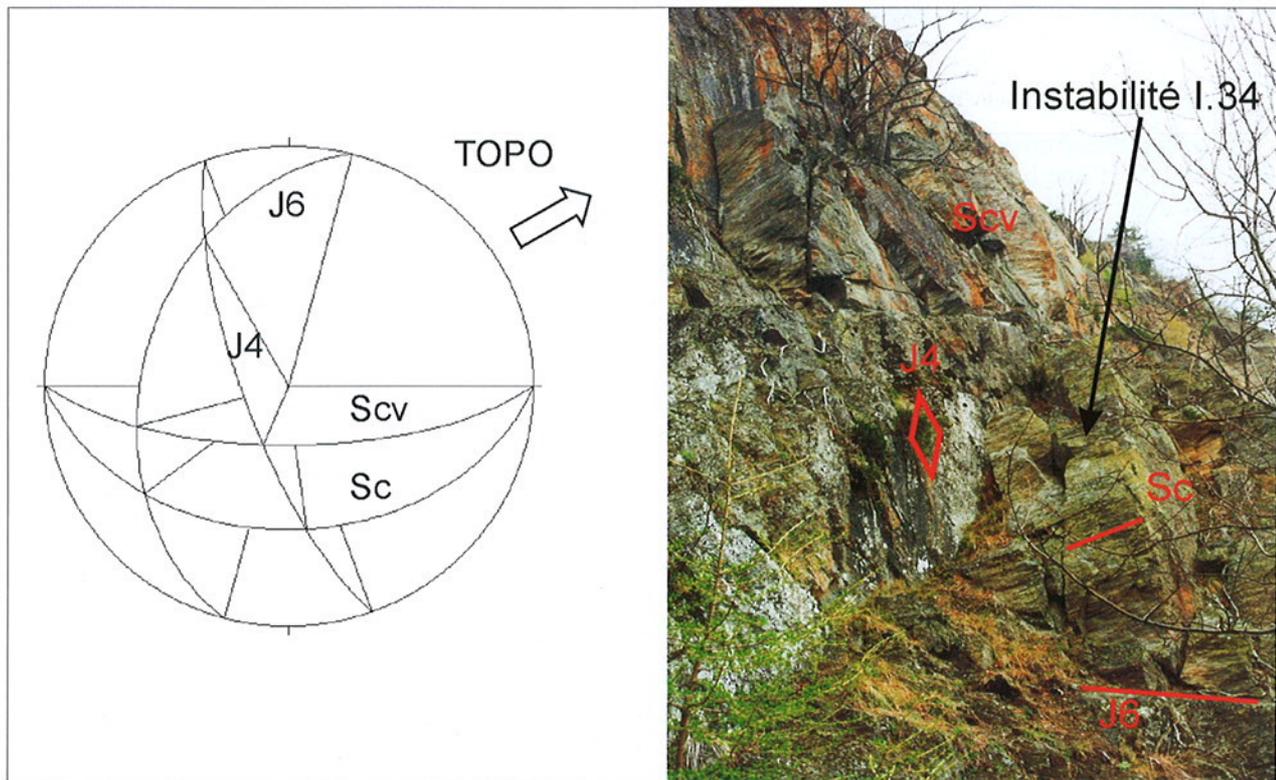
*Probabilité de rupture* : Moyen selon la méthodologie Matterrock

*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 demontrent 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.

<b>E: Les entrées d'eau dans le massif:</b>			
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
<b>S: sorties d'eau dans le massif:</b>			
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 masqués 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.