



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



UNIVERSITE DE LORRAINE
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Nancy
Laboratoire GeoRessources
Ecole Doctorale RP2E

THESE

Présentée en vue du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LORRAINE
en Génie Civil-Hydrosystèmes-Géotechnique

Par

Adeline DELONCA

Les incertitudes lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux

Soutenue publiquement le 5 décembre 2014

Devant le jury composé de

Didier HANTZ - Université Joseph Fournier de Grenoble
Vincent LABIOUSE - Ecole Polytechnique de Lausanne – Suisse
Tikou BELEM - Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue – Canada
Claudio SCAVIA - Politecnico di Torino – Italie
Thierry VERDEL - Université de Lorraine
Yann GUNZBURGER - Université de Lorraine

Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Directeur de thèse
Co-directeur de thèse

Jean Louis DURVILLE - Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie Invité
Florence BELUT - SNCF Invitée

UNIVERSITE DE LORRAINE
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Nancy
Laboratoire GeoRessources
Ecole Doctorale RP2E

THESE

Présentée en vue du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LORRAINE
en Génie Civil-Hydrosystèmes-Géotechnique

Par

Adeline DELONCA

Les incertitudes lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux

Soutenue publiquement le 5 décembre 2014

Devant le jury composé de

Didier HANTZ - Université Joseph Fournier de Grenoble
Vincent LABIOUSE - Ecole Polytechnique de Lausanne – Suisse
Tikou BELEM - Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue – Canada
Claudio SCAVIA - Politecnico di Torino – Italie
Thierry VERDEL - Université de Lorraine
Yann GUNZBURGER - Université de Lorraine

Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Directeur de thèse
Co-directeur de thèse

Jean Louis DURVILLE - Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie Invité
Florence BELUT - SNCF Invitée

REMERCIEMENTS

Flashback, retour à mes 8 ans.

Du haut de mon petit mètre vingt de l'époque, je veux être vulcanologue ! Déjà à l'époque, ce qui m'impressionne et que je ne comprends pas, ça m'attire. En grandissant, je veux être chasseuse de tornade ou chasseuse d'éclair (oui oui, c'est un vrai métier). En bref, j'ai de l'ambition ! Quelques années plus tard, me voilà assagie, je veux juste faire de la géologie. Je reste dans mon Sud Est natal pour faire ma licence, puis stage (à la Réunion, au soleil), puis première année de master, toujours à Nice.

Et là, tout bascule : suite et fin de mes études à Nancy, dans le Nord... on ne reste pas vivre ici pour le soleil, mais on reste pour tout le reste. En particulier pour un conseil qu'on m'a donné lorsque je cherchais une thèse : avoir un sujet qui t'intéresse c'est important, mais les personnes avec qui tu travailles encore plus. Et sur ce dernier point, on peut dire que j'ai été gâtée. Ici donc peuvent vraiment commencer mes remerciements.

Je les débute par le duo complémentaire de choc de mes encadrants. Merci merci merci... Thierry. Monsieur Apple : iPhone, iMac, Macbook, iPad... Rien ne te résiste ! Je te remercie pour ton aide apportée à n'importe quel moment, tes conseils, ta promptitude à répondre à mes nombreuses questions et mes demandes de relecture (à faire rapidement la plupart du temps). Je ne suis jamais restée bloquée devant une programmation Mathematica qui ne fonctionnait pas, ou devant un problème de statistique peu clair. Je n'ai jamais eu de problème non plus quand mon ordinateur faisait des siennes. Et tout ça grâce à toi. J'ai énormément appris en travaillant avec toi. Merci aussi pour ton enthousiasme et ton calme, en toute circonstance (même après un accident de voiture...). Tu as été un directeur de thèse parfait, présent et je t'en suis très reconnaissante.

Yann, mon co-directeur. Je me souviens de ces réunions de suivi de thèse que l'on faisait, voir Thierry sortir son iPad pour prendre des notes, et toi, Yann, ta feuille de papier légèrement repliée pour tracer un trait tout droit sous ton titre. Et ça c'est tout à fait toi. Cet exemple décrit bien ta manière de travailler : tu es quelqu'un d'organisé, de fonctionnel, et ça se ressent dans ton encadrement. C'est quelque chose de vraiment très positif. Grâce à toi, je sais que le travail que je rends est un travail de qualité, propre tant sur le fond que sur la forme. Tu m'as appris à prendre du recul sur ce que je fais, et c'est une des choses les plus essentielles quand on est chercheur. Tu m'as poussé (dans le bon sens du terme) à préparer mon avenir professionnel, et je sais que tu seras là pour la suite.

Je ne peux pas vous remercier assez tous les deux pour votre présence et votre accompagnement. En trois ans je suis passée d'une jeune diplômée assez discrète (surtout en réunion) à une jeune scientifique débutante pleine d'assurance et de projets pour l'avenir, et c'est grâce à vous. Merci de m'avoir accompagnée durant ces trois années. Je suis fière de mon travail, et je vous le dois.

La suite de mes remerciements va automatiquement au reste de l'équipe du laboratoire. Brigitte, notre « maman ». Ta présence est essentielle (en sont pour preuves les nombreux jours de perdition quand tu n'es pas là). Tu es toujours présente pour régler nos problèmes administratifs, d'organisation, tu prépares tout ce dont on a besoin, en temps et en heure, et avec le sourire. Tu es aussi présente pour écouter les petits tracas du quotidien, même

Remerciements

personnels. Tu nous réunis tous pour le café et c'est, je pense en grande partie parce que tu es là qu'on se sent comme à la maison ici. Stef, merci pour les compliments quotidiens sur mes tenues, pour les discussions sur l'histoire de France, celle de l'école des Mines, pour les anecdotes de toutes sortes... Nos cafés sont vraiment culturels parfois ! Ceci m'amène à Christian et Bernard, merci pour tout ce qu'on peut apprendre avec vous... Vous êtes des passionnés, et ça vaut toutes les émissions de radio réunies. Olivier, le surhomme. Merci de nous prouver à tous qu'on peut être père de 4 enfants, prof, encadrant de thèses, jeune responsable de département, et toujours être zen. Yves, merci pour ton aide lorsque je cherchais à tout comprendre de l'analyse de données. Véronique, pour les moments partagés en modélisation et, dans un autre contexte, en Italie.

D'un point de vue général, je remercie simplement toute l'équipe GOR (mais qui a trouvé ce nom ??), pour être aussi chaleureuse, et pour avoir aidé à rendre ces trois années aussi agréables.

Une petite mention pour les 2 dernières arrivées, Maria et Marianne. Ça aura été court, mais ça aura été plein de bonnes choses, de rires et d'échanges.

Je poursuis sur ma lancée sentimentale, et je passe aux thésards, souvent devenus amis, qui m'ont accompagnée ces dernières années. Je commence par Laura, mon ATER préférée. Merci, pour ta simplicité, ta franchise, ta bonne humeur (si si), ton aide, tes discussions. Merci Thomas pour avoir supporté, écouté, répondu à mes discussions parfois interminables, pour m'écouter même quand tu travailles, pour répondre à mes interrogations existentielles personnelles et professionnelles.

Merci Jamil pour tes poèmes et tes blagues pas drôles (bébé poussin les apprécie). Mimi pour être toujours prête à aider, Clément pour être éternellement positif. Merci Jannes, YinFei, Anh Tuan, Bakri, Samar, Noémie, et tous les autres.

Côté INERIS, Vincent, pour ton aide avec UDEC et pour les nombreuses discussions. Alain, également pour ton aide sur UDEC, pour ta patience lorsque je ne comprenais pas tout. Pour ça, je dois aussi remercier Mountaka... En fait, UDEC c'était une sacrée aventure. Merci Régis pour les longues discussions depuis 4 ans... Merci Roxanne (honneur aux filles), Régis P. d'avoir participé à la bonne humeur ambiante. Une mention spéciale à Benoit et Nico pour notre séjour de haut vol à Séchilienne. Merci Virginie, Catherine, Danièle, toujours présentes pour aider au besoin. Et un merci général à tous ceux que je cite rapidement : Isabelle, Mustapha, Marwan, Franz, Armand, Christian, Pascal...

J'ai passé en votre compagnie à tous trois années de thèse génialissimes. Je vous remercie pour ça !

Au cours de ma thèse j'ai également eu l'opportunité d'être suivie et encadrée par un comité de pilotage présent, attentif et toujours pertinent, que je remercie sincèrement. Mr Jean Louis Durville, merci pour les nombreux conseils qui ont aidé à faire avancer ma thèse. Les échanges que nous avons eus m'ont été très profitables. Merci Florence (Belut) pour les bases de données mises à disposition, pour les échanges, pour avoir répondu présente pour ma thèse. Enfin, merci Nicolas (Polet), pour m'avoir fait participer au stage de formation sur l'évaluation de l'aléa éboulement à la SNCF, pour avoir été aussi enthousiaste à monter une collaboration entre vous et notre laboratoire, et pour le suivi lors de ces réunions du comité de pilotage.

Pendant ces trois ans, j'ai eu la chance de travailler avec beaucoup de personnes formidables tant humainement que professionnellement. Merci Hubert Parent, Vincent Remy, Charles

Remerciements

Cartannaz, Aline Lombard, Cécile Clément pour votre participation, et vos conseils lors de la mise en place de l'expérimentation réalisée à Liverdun. Merci Stéphane Lambert pour nos échanges, et le montage du projet Alex. Une mention spéciale aux étudiants que j'ai côtoyés, que j'ai encadrés, qui m'ont quelque fois désespérée mais qui m'ont convaincue que je voulais travailler dans l'enseignement.

J'en viens, de manière non conventionnelle car un peu tardivement dans tout ce texte, à remercier les membres de mon jury de thèse. Je remercie sincèrement mes deux rapporteurs, Didier Hantz et Vincent Labiouse, pour leur travail énorme, clair, pertinent et de qualité. L'échange que nous avons eu lors des questions, le jour de ma soutenance de thèse, était très enrichissant et je vous en remercie. Merci Claudio Scavia pour avoir fait tout ce chemin depuis l'Italie, pour avoir contribué à cet échange très intéressant. Enfin, merci Tikou Belem, pour avoir présidé mon jury de thèse avec autant de bonne humeur, dans ce moment si solennel. Ma soutenance et les discussions qui s'en sont suivies m'ont montré l'intérêt, hors de mon laboratoire, de ma recherche. Les échanges que nous avons eus m'ont été très profitables, et je vous remercie tous sincèrement pour votre présence et votre contribution.

Je passe à mes remerciements plus personnels. Trois ans c'est long... Et si je suis précise c'est même plutôt 4 ans et demi à vivre à Nancy. Et ma vie a été remplie de belles rencontres qui m'ont aidée à arriver au bout de cette thèse aussi sereinement. Alors Océane, ma colocataire adorée, merci pour m'avoir accueillie sur Nancy, et faire toujours partie de ma vie 4 ans plus tard. Ma Sarah, merci pour avoir toujours été là, pour répondre présente quelque soit le moment et la situation. Ju, merci pour les corrections et relectures, pour les discussions et les heures à refaire le monde. Mél, une rencontre inattendue à « votre thèse en 180 secondes ». De l'émotion, du stress, et depuis un soutien sans faille. Merci de faire partie de ma vie. Merci Euge, Seb, Lulu pour les formations passées en bonnes compagnies, pour les autres moments, pour comprendre ce que je vis et pour être présent. Merci Ben, kéké, Jojo pour les soirées passées aux Berthoms comme soutien aux moments plus difficiles de la thèse (ou juste pour le plaisir, avouons-le). Merci Mathieu, mon parfait binôme d'escalade d'être présent pour refaire le monde avec moi (this is your life). Merci Glin, Roland, Justine, Caro, Bab, Clara... Merci Antoine, pour m'avoir soutenue durant la dernière ligne droite, même quand je perdais un peu ma joie de vivre pourtant habituellement constante. On n'a pas souvent l'occasion de remercier ses amis d'être dans la vie, eh bien je le fais ici. Merci d'être là, toujours présents pour moi.

Enfin, les remerciements du cœur, les remerciements familiaux. Ma sœur, ma moitié... Merci, merci, juste d'être là, à mes côtés, de me soutenir et de croire en moi. Et pas seulement depuis les 3 dernières années mais depuis toujours. Papa et Maman, merci d'être là, soutien sans faille quoi qu'il arrive, toujours présents à mes côtés.

Finalement, merci à ceux que j'ai oubliés (de manière très involontaire), et merci à ceux qui me liront...

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	V
SOMMAIRE	IX
INTRODUCTION GENERALE.....	1
PARTIE 1. CADRE DE L'ETUDE.....	7
CHAPITRE 1. L'ALEA EBOULEMENT ROCHEUX : DEFINITION ET METHODES D'EVALUATION.....	9
1. Les éboulements rocheux : une catégorie de mouvements de terrain	9
2. Le phénomène d'éboulement rocheux.....	11
2.1. Notion d'aléa, de vulnérabilité et de risque	11
2.2. L'aléa de départ.....	12
2.2.1. Localisation des zones de départ et détermination de leur volume.....	12
2.2.2. Stabilité actuelle et processus d'évolution de la stabilité.....	14
2.3. L'aléa de propagation	16
3. Evaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux	17
3.1. Evaluation de l'aléa de départ par expertise	18
3.1.1. Zone d'étude étendue.....	18
3.1.2. Zone d'étude localisée.....	21
3.1.3. Avantages et limites.....	21
3.2. Evaluation de l'aléa de départ par utilisation de base de données.....	21
3.2.1. Zone d'étude étendue.....	21
3.2.2. Zone d'étude localisée.....	22
3.2.3. Avantages et limites.....	22
3.3. Apport de l'utilisation de modèles numériques.....	23
3.3.1. Zone d'étude localisée.....	23
3.3.2. Avantages et limites.....	23
4. Conclusion	23
CHAPITRE 2. TYPOLOGIE DES INCERTITUDES DANS LES ANALYSES DE RISQUES.....	25
1. Définition de l'incertitude.....	25
1.1. Un peu d'histoire.....	25
1.2. La place de l'incertitude dans les analyses de risque	26
2. Classifications de l'incertitude.....	27
2.1. Classification de Rogers (2003)	27
2.2. Classification de l'UK Climate Impacts Programme (Willows et al., 2003).....	28
2.3. Classification de Baecher et Christian (2005).....	29
2.4. Classification de Cauvin (2007)	30
2.5. Classification de Blockley (2013)	31
3. Discussion	32
CHAPITRE 3. PROBLEMATIQUE ET DEMARCHE	35
PARTIE 2. LES INCERTITUDES DE DECISION DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....	39
CHAPITRE 4. L'INFLUENCE DE L'EXPERTISE DANS LE PROCESSUS D'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART : UNE APPROCHE EXPERIMENTALE POUR IDENTIFIER ET REDUIRE LES INCERTITUDES DE DECISION	41
1. Protocole expérimental	41
1.1. Choix du site d'étude.....	41
1.2. Populations testées.....	43
1.3. Méthodes utilisées pour l'évaluation de l'aléa de départ.....	43
1.3.1. Evaluation de l'aléa a priori.....	44
1.3.2. La méthode du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC)	44
1.3.3. La méthode Slope Mass Rating (SMR) modifiée.....	47
1.4. Données complémentaires	51

1.5. Les outils statistiques utilisés pour le traitement des résultats	51
2. Résultats.....	51
2.1. Analyse descriptive préliminaire	52
2.2. Influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa.....	54
2.2.1. Analyse des populations.....	54
2.2.2. Test d'indépendance du khi deux (χ^2)	55
2.2.3. Analyse de la Variance (ANOVA).....	56
2.3. Sensibilité des paramètres des méthodes LPC et SMR.....	59
3. Discussion	63
4. Conclusion	64
4.1. Conclusion sur les incertitudes	64
4.2. Conclusion opérationnelle.....	64
PARTIE 3. LES INCERTITUDES ALEATOIRES DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....	67
CHAPITRE 5. ETUDE DES CORRELATIONS ENTRE FACTEURS METEOROLOGIQUES ET CHUTES DE BLOCS : IDENTIFICATION ET REDUCTION DES INCERTITUDES ALEATOIRES.....	69
1. <i>Protocole d'étude</i>	69
1.1. La Route Nationale RN1 sur l'île de la Réunion.....	70
1.2. La région Bourgogne-Franche Comté.....	71
1.3. La région Auvergne.....	71
2. <i>Analyse statistique préliminaire</i>	72
2.1. Facteurs déclenchants considérés	73
2.2. Analyse qualitative.....	73
2.3. Répartition du nombre d'événements	74
2.4. Analyse des séries temporelles : la corrélation croisée.....	75
2.5. Limite de ces approches	76
3. <i>Approche par la fréquence temporelle de chute par intervalle de pluie</i>	77
4. <i>Validation de la nouvelle méthode : étude de cas sur des bases de données virtuelles</i>	79
4.1. Création des bases de données.....	79
4.2. Résultats	81
4.2.1. Analyse qualitative	81
4.2.2. Corrélation croisée.....	82
4.2.3. Utilisation de la méthode par la fréquence relative.....	83
5. <i>Application de la nouvelle méthode sur les bases de données réelles</i>	84
5.1. L'île de la Réunion.....	84
5.2. La région Bourgogne-Franche Comté.....	85
5.3. La région Auvergne.....	86
6. <i>Conclusions sur les différentes méthodes d'analyse</i>	87
7. <i>Application opérationnelle de la méthode : probabilités conditionnelles pour la gestion du risque</i>	88
8. <i>Etude de la durée entre chutes : prévision de la probabilité d'occurrence</i>	89
9. <i>Conclusions</i>	93
9.1. Conclusions sur les incertitudes	93
9.2. Conclusions opérationnelles.....	94
PARTIE 4. LES INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....	99
CHAPITRE 6. INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DES FACTEURS PREPARATOIRES : LE CAS DES PONTS ROCHEUX	101
1. <i>Le rôle des ponts rocheux dans la stabilité de bloc : retour d'expérience</i>	102
2. <i>Protocole de modélisation</i>	104
2.1. Géométrie des modèles.....	104
2.2. Gestion de l'interface bloc/fracture inclinée avec UDEC.....	105
2.3. Maillage, conditions aux limites et chargement des modèles	106
2.4. Caractéristiques mécaniques des blocs du modèle	106
2.5. Caractéristiques mécaniques des joints	107

2.6. Perturbation de la stabilité du bloc et analyse de sa stabilité.....	109
2.7. Vérification des calculs numériques	111
3. Phénomène de propagation de la rupture.....	112
3.1. Distribution initiale des contraintes le long du joint durant la phase 1	112
3.2. Report des contraintes le long du joint provoqué par l'introduction de ZFO	112
3.3. Etude de la variation des contraintes tangentielles	115
4. Propagation de la rupture des ponts rocheux.....	116
4.1. Evolution de la rupture des ponts rocheux.....	116
4.2. Evolution des déplacements jusqu'à la rupture.....	119
5. Influence de la position des ponts rocheux dans la déstabilisation du bloc	121
6. Discussion générale.....	124
6.1. Rôle de la résistance en traction.....	124
6.2. Influence de la rigidité du bloc	126
6.3. Influence de la prise en compte des contacts de type ponts rocheux en rupture induite	129
7. Conclusions	131
7.1. Conclusions sur les incertitudes	131
7.2. Conclusions opérationnelles.....	132
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES	133
BIBLIOGRAPHIE	137
LISTE DES FIGURES	145
LISTE DES TABLEAUX.....	149
ANNEXES.....	153
ANNEXE 1. ARTICLE ASSOCIE A LA PARTIE 2 DU MANUSCRIT : « IMPACT OF EXPERTISE ON ROCK FALL ASSESSMENT – AN ORIGINAL STUDY »	155
ANNEXE 2. FICHE EXPERIMENTALE PROPOSEE AUX 3 POPULATIONS AFIN D'EVALUER LE NIVEAU D'ALEA DE DEPART <i>A PRIORI</i> ET PAR LES METHODES LPC ET SMR	161
ANNEXE 3. ANALYSES STATISTIQUES.....	167
1- TEST D'INDEPENDANCE.....	168
2 -TEST SUR LES MOYENNES.....	172
ANNEXE 4. ARTICLE ASSOCIE AU CHAPITRE 5 DU MANUSCRIT : « STATISTICAL CORRELATION BETWEEN METEOROLOGICAL AND ROCKFALL DATABASES »	175
ANNEXE 5. APPROCHE PAR FREQUENCE RELATIVE DES PARAMETRES METEOROLOGIQUES – PROGRAMME MATHEMATICA DEVELOPPE	189
ANNEXE 6. REPARTITION DES CONTRAINTES NORMALE ET TANGENTIELLE POUR DES PONTS ROCHEUX AYANT LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU CALCAIRE.....	193
ANNEXE 7. FICHIER DE COMMANDE UDEC : PROTOCOLE DE PERTURBATION DE LA STABILITE DU BLOC.....	197

INTRODUCTION GENERALE

L'incertitude nous rend libre, elle nous assure que nous ne sommes pas prisonniers d'un avenir écrit à l'avance, ou d'un monde cyclique où tout n'est que répétition - Peter Bernstein

Toute société humaine, pendant son développement, cherche à s'intégrer au mieux dans le milieu naturel dans lequel elle évolue. Elle est amenée à transformer ce milieu pour étendre son implantation spatiale et ses moyens de transports. Mais elle peut également « subir » ce milieu qui se révèle à l'occasion indomptable, pour des raisons techniques ou économiques.

Dans ce milieu naturel, les éboulements rocheux, qui sont une sous-catégorie des mouvements de terrain, constituent l'objet de cette thèse. Ils représentent une source de danger, en particulier pour les infrastructures de transport (routes, chemins de fer) et les zones habitées ou touristiques (falaises côtières, zones montagneuses) où ils sont susceptibles de se produire. En France, ils sont ainsi une partie significative des aléas de mouvements de terrain et posent des problèmes majeurs de sécurité publique.

La quasi-absence de signes précurseurs des petits éboulements rend les dispositifs d'alarme peu efficaces. Afin de se prémunir des risques engendrés par les chutes de blocs, l'identification et la hiérarchisation préventives des zones dangereuses sont donc essentielles. Différentes méthodes ont ainsi été développées pour évaluer les probabilités de déclenchement et de propagation des éboulements rocheux. Cependant, de nombreuses incertitudes interviennent dans le processus d'évaluation de l'aléa.

La présente thèse de doctorat propose d'identifier et de quantifier les incertitudes intervenant dans le processus d'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux, en suivant la typologie de Baecher et Christian (2005). L'aléa de propagation ne sera volontairement pas abordé ici. Trois types d'incertitudes sont définies : (1) l'incertitude de décision, (2) l'incertitude de connaissance et (3) la variabilité naturelle. Chacune de ces incertitudes peut intervenir dans différentes méthodes d'évaluation de l'aléa, qui seront présentées dans ce manuscrit.

La première partie de ce mémoire se propose de faire un état de l'art des connaissances actuelles concernant l'aléa éboulement rocheux et les méthodes courantes de son évaluation (Chapitre 1). Nous différencierons pour cela les méthodes d'évaluation par expertise, par utilisation de bases de données et par modélisation numérique. Nous préciserons les zones d'études (zone d'étude étendue ou localisée) concernées par ces différentes méthodes. Le chapitre 2 présente une revue non exhaustive des typologies de l'incertitude. La typologie de Baecher et Christian (2005), utilisée dans la suite de notre travail, sera reliée aux incertitudes classiquement rencontrées dans le processus d'évaluation de l'aléa pour préciser la problématique (Chapitre 3).

Les deuxième, troisième et quatrième parties de ce mémoire traitent des incertitudes lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux. Classiquement, ce sont les

incertitudes de connaissance qui sont les plus étudiées, afin d'améliorer notre compréhension des phénomènes menant à la chute. Aussi, la présente thèse met volontairement l'accent sur les deux autres types d'incertitude. **L'incertitude de décision** intervient au travers du processus d'expertise. Elle est définie comme provenant de notre difficulté à décider, à définir nos valeurs et nos préférences lors du processus de décision, ou encore à comprendre les objectifs réels d'une décision. Elle fera l'objet du Chapitre 4. Nous avons notamment cherché à déterminer l'influence du niveau d'expertise de la personne en charge de l'évaluation de l'aléa – définie comme une compétence acquise au cours du temps - et du choix de la méthode d'évaluation utilisée. Pour ce faire, nous avons mené une expérimentation au cours de laquelle différents intervenants (experts confirmés, enseignants-chercheurs et étudiants en géosciences) ont été invités à évaluer l'aléa éboulement sur un site-test selon deux méthodes distinctes : la méthode du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPC), et la méthode Slope Mass Rating (SMR). Les résultats seront comparés entre eux, afin d'identifier l'influence du niveau d'expertise et de la méthode utilisée sur le niveau d'aléa de départ des éboulements rocheux.

L'incertitude aléatoire se manifeste par une variabilité dans le temps d'un phénomène pour un lieu donné (variabilité temporelle), par une variabilité dans l'espace pour un instant donné (variabilité spatiale), ou par une variabilité dans le temps et l'espace. Nous avons choisi d'étudier l'incertitude aléatoire au travers de la variabilité temporelle des éboulements rocheux. Un travail sur des bases de données a ainsi été entrepris (Chapitre 5). En particulier, nous avons cherché à mettre en évidence le ou les facteur(s) météorologique(s) prépondérant, et ce sur différents sites. Nous définissons ainsi des probabilités conditionnelles de chutes en fonction de ces facteurs météorologiques. Nous relierons également ces différents facteurs aux processus physiques mis en jeu (lessivage de la falaise, endommagement et rupture des ponts rocheux, ouverture des fractures par le gel-dégel...). Un travail sur ces bases de données a également permis de montrer l'existence d'une composante de bruit de fond aléatoire caractérisée par le fait que le temps qui sépare deux chutes de blocs suit une loi de Poisson (autrement dit que l'occurrence des chutes est imprévisible).

L'incertitude de connaissance provient d'un manque d'information sur les événements et les processus, ou d'un manque de connaissance des lois physiques, limitant notre capacité à modéliser le monde réel, et fera l'objet de la troisième partie de cette thèse. Elle peut concerner les facteurs préparatoires qui font passer un volume de roche dans un état de stabilité précaire, ou les facteurs déclencheurs qui correspondent à l'action naturelle ou anthropique suffisante au déclenchement de l'éboulement rocheux. Nous nous sommes focalisés sur les facteurs préparatoires, et avons réalisé des modèles numériques utilisant la méthode des éléments distincts (Chapitre 6). En particulier, nous avons étudié le cas d'un bloc dont l'équilibre dépend de la présence et de la proportion des ponts rocheux le long de la surface entre le bloc à la falaise. Nous analysons également l'influence de la position des ponts rocheux sur la stabilité du bloc.

Dans ce manuscrit, nous proposons des conclusions sur les incertitudes et des conclusions opérationnelles. Nous montrons que le niveau d'expertise a peu d'influence sur l'évaluation de l'aléa sur des sites « classiques », particulièrement lors de l'utilisation de méthodes qualitatives. Pour des cas complexes et impressionnants, il joue un rôle principal. Les méthodes quantitatives ont une influence significative sur l'évaluation de l'aléa. De même nous mettons en évidence une relation entre les chutes de blocs et les facteurs météorologiques, à l'aide d'une méthode simple et rapide que nous avons développée. Nous montrons également une part aléatoire d'événements, non reliés aux phénomènes météorologiques. Enfin, nous montrons que

l'utilisation de modèles numériques nous permet de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de ponts rocheux ainsi que leur position. D'un point de vue opérationnel nous montrons l'existence de deux phases dans la rupture des ponts rocheux qui peuvent être recherchées lors de la surveillance et pour la prévision de l'aléa.

PARTIE 1

CADRE DE L'ETUDE

PARTIE 1. CADRE DE L'ETUDE.....	7
CHAPITRE 1. L'ALEA EBOULEMENT ROCHEUX : DEFINITION ET METHODES D'EVALUATION.....	9
1. Les éboulements rocheux : une catégorie de mouvements de terrain	9
2. Le phénomène d'éboulement rocheux.....	11
2.1. Notion d'aléa, de vulnérabilité et de risque	11
2.2. L'aléa de départ.....	12
2.3. L'aléa de propagation	16
3. Evaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux	17
3.1. Evaluation de l'aléa de départ par expertise	18
3.2. Evaluation de l'aléa de départ par utilisation de base de données.....	21
3.3. Apport de l'utilisation de modèles numériques.....	23
4. Conclusion	23
CHAPITRE 2. TYPOLOGIE DES INCERTITUDES DANS LES ANALYSES DE RISQUES.....	25
1. Définition de l'incertitude.....	25
1.1. Un peu d'histoire.....	25
1.2. La place de l'incertitude dans les analyses de risque	26
2. Classifications de l'incertitude.....	27
2.1. Classification de Rogers (2003)	27
2.2. Classification de l'UK Climate Impacts Programme (Willows et al., 2003).....	28
2.3. Classification de Baecher et Christian (2005).....	29
2.4. Classification de Cauvin (2007)	30
2.5. Classification de Blockley (2013)	31
3. Discussion	32
CHAPITRE 3. PROBLEMATIQUE ET DEMARCHE	35

PARTIE 1. CADRE DE L'ETUDE

Les infrastructures routières et ferroviaires représentent un intérêt stratégique pour l'essor d'un pays. En zones de montagne, ces voies de communication sont exposées à des risques gravitaires rapides, tels que les avalanches de neige et chutes de blocs. Ils peuvent entraîner leur fermeture occasionnelle ainsi que des dommages significatifs aux biens et aux personnes, avec des répercussions importantes sur les économies locales ou nationales. La position des massifs montagneux, souvent aux frontières nationales, ainsi que l'augmentation des échanges internationaux par rail et route amènent les sociétés à développer des axes de communication de première importance, empruntés par des milliers de wagons ou camions chaque jour de l'année et par des centaines de milliers d'automobilistes lors des grandes migrations des vacances. A côté de ces infrastructures de transport, il y a des implantations humaines (zones bâties et industrialisées) qui sont également soumises à ces risques gravitaires. De nombreux enjeux sont ainsi localisés dans ces zones dites « à risque ». Cependant les pouvoirs publics sont encore fréquemment démunis en matière de prévision, de prévention et de gestion de ces phénomènes naturels.

Dans ce contexte, l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux est nécessaire, et mène à une meilleure gestion des territoires en zone à risque. La quasi-absence de signes précurseurs des petits éboulements rend les dispositifs d'alarme peu efficaces. Aussi, afin de se prémunir des risques engendrés par les chutes de blocs, l'identification et la hiérarchisation préventives des zones dangereuses sont essentielles. L'évaluation de l'aléa est cependant sujette à de nombreuses méconnaissances et incertitudes, que nous aborderons dans ce mémoire.

Cette thèse traite de la prise en compte des incertitudes dans l'évaluation de l'aléa de départ (ou probabilité de rupture) des éboulements rocheux. Cette première partie présente dans un premier chapitre l'aléa éboulement rocheux. Nous nous proposons de le définir, puis de présenter quelques méthodes d'évaluation de l'aléa. Nous comparerons ces méthodes afin d'identifier les similitudes entre les différentes démarches, et les points singuliers propres à chacune. L'objectif est de définir quelles sont les incertitudes rencontrées fréquemment lors de leur utilisation pour pouvoir les étudier par la suite. Cette présentation ne sera pas exhaustive, mais permet au lecteur de mesurer les difficultés rencontrées aujourd'hui lors d'une évaluation de l'aléa.

Le deuxième chapitre de cette partie traite de la typologie des incertitudes impliquées dans les analyses de risques. Différentes typologies seront présentées, puis comparées entre elles afin d'identifier la plus adaptée pour traiter les incertitudes lors de l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. Nous avons choisi d'utiliser celle proposée par Baecher et Christian (2005), que nous aborderons plus en détail.

Dans un troisième chapitre nous précisons la problématique de cette thèse et présentons la démarche que nous avons suivie. En particulier un lien sera fait entre les différentes incertitudes et les problèmes rencontrés lors de l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux.

CHAPITRE 1. L'ALEA EBOULEMENT ROCHEUX : DEFINITION ET METHODES D'EVALUATION

1. Les éboulements rocheux : une catégorie de mouvements de terrain

Les éboulements rocheux sont des sources de danger, en particulier pour les infrastructures de transport (routes, chemins de fer) et les zones habitées ou touristiques (falaises côtières, zones montagneuses) où ils sont susceptibles de se produire. En France, ils représentent ainsi une partie significative des aléas de mouvements de terrain et posent des problèmes majeurs de sécurité publique. Parmi beaucoup d'exemples, on peut citer le glissement du mont Granier (24-25 Novembre 1248, environ 500 millions de m³, près de 1000 victimes) et le glissement de la Salle-en-Beaumont (7-8 Janvier 1994, plusieurs habitations détruites, 4 morts), qui sont historiques de part leur impact économique et humain. Récemment, une série d'événements se sont produits dans les Alpes-du-Sud, amenant les éboulements rocheux au cœur de l'actualité. Le 8 février 2014, près d'Annot (Alpes-de-Haute-Provence), un train déraile après sa collision avec un bloc rocheux de 15 m³, causant la mort de 2 personnes, ainsi que 9 blessés. Un peu plus tard, le 23 février 2014, dans le village d'Isola (Alpes-Maritimes), 100 m³ de roche se sont détachées (dont un bloc de 50 m³), et ont écrasé un chalet, causant la mort de 2 enfants (cf. Figure 1).



Figure 1. Eboulement de 100 m³ de roches, causant la destruction d'un chalet, et la mort de deux enfants, le 23 février 2014 (L'Express, 22 Février 2014).

Ces exemples permettent de comprendre le poids socio-économique des éboulements de toutes dimensions. Outre les pertes humaines, ils peuvent endommager gravement les routes, les voies ferrées et les infrastructures de réseau, interrompant les communications entre sites habités. De plus, les risques liés à ces phénomènes sont amenés à augmenter avec l'urbanisation croissante et le développement d'activités touristiques en zones montagneuses,

ainsi qu'avec l'intensification et l'augmentation de la fréquence des phénomènes météorologiques extrêmes liés au changement climatique (ClimChAlp, 2008).

Pourtant, notre société considère de plus en plus inacceptable l'exposition de la population aux risques naturels (dont font partie les mouvements de terrain). Cette exigence du « risque zéro » a plusieurs conséquences :

- La politique d'aménagement du territoire s'est beaucoup modifiée depuis les années 1980. En 1994, une politique de prévention des risques s'est développée en France sous la forme de Plans d'Evaluation des Risques (PER). Ces premiers plans ont conduit à la mise en place de Plans de Prévention des Risques (PPR - Besson et al. 1999). L'objectif est de proposer une cartographie de l'aléa dans les zones à risque afin d'optimiser la gestion du territoire et de se diriger vers un risque zéro ;
- La communauté scientifique s'intéresse de plus en plus à la compréhension de ces phénomènes en vue d'améliorer leur prédiction. On observe ainsi un développement important de projets scientifiques nationaux ou européens sur le sujet, tels que Mountain Risk, Massa, PROTECT, C2R2OP, ou encore la mise en place d'un Observatoire Multidisciplinaire des Instabilités de Versants (OMIV).

Ainsi, pour étudier le phénomène des éboulements rocheux, des classifications ont été définies, et se sont enrichies au cours du temps. Elles concernent tous les mouvements de terrains, dont les éboulements rocheux sont une sous partie. La majorité des classifications (Brunsden, 1985; Cruden et Varnes, 1996; Dikau et Schrott, 1999; Fell et al., 2008; Hungr et al., 2001; Varnes, 1984) sont basées sur la combinaison de plusieurs paramètres, tels que le mécanisme, la morphologie, le type de matériel et la vitesse des mouvements (cf. Tableau 1).

Les éboulements rocheux sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roche plus ou moins homogènes, et qui se produisent dans des formations résistantes qui forment généralement des pentes abruptes ou des falaises. Ils consistent en la chute libre, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière).

Dans cette thèse, nous nous intéresserons à des éboulements de volume moyen ($>25 \text{ m}^3$ et $<50\,000 \text{ m}^3$). Même pour ces volumes, les chutes d'éléments isolés possèdent une force destructive énorme sur leur trajectoire. Etant fréquents, ils doivent être pris en compte dans l'aménagement du territoire (Frayssines, 2005).

Tableau 1. Classification de Varnes (1984) – traduction de Pollet (2004)

Type de mouvement			Type de matériau		
			Roche	Sol	
				Grossiers	Fins
Chutes			Ecroulement rocheux <i>Rockfall</i>	Ecroulement de débris <i>Debris fall</i>	Ecroulement de terrain <i>Earth fall</i>
Basculements			Basculement rocheux <i>Rock topple</i>	Basculement de débris <i>Debris topple</i>	Basculement de terrain <i>Earth topple</i>
Glissements	rotation	Peu d'unité	Affaissement rocheux <i>Rock slump</i>	Affaissement de débris <i>Debris slump</i>	Affaissement de terrain <i>Earth slump</i>
	translation		Masse rocheuse en glissement <i>Rock block slide</i>	Débris en glissement <i>Debris block slide</i>	Terrain en glissement <i>Earth block slide</i>
		Unité multiples	Glissement rocheux <i>Rock slide</i>	Glissement de débris <i>Debris slide</i>	Glissement de terrain <i>Earth slide</i>
Etalements latéraux			Etalement de roches <i>Rock spread</i>	Etalement de débris <i>Debris spread</i>	Etalement de terrain <i>Earth spread</i>
Ecoulements			Avalanche de roches <i>Rock flow</i>	Lave torrentielle <i>Debris flow</i>	Coulée de terrain <i>Earth flow</i>
Complexes			Combinaison de deux ou plusieurs types de mouvements principaux		

2. Le phénomène d'éboulement rocheux

2.1. Notion d'aléa, de vulnérabilité et de risque

Si l'on s'intéresse au phénomène d'éboulement rocheux c'est vis à vis du risque qu'il peut engendrer. La notion de risque est aujourd'hui utilisée par de nombreux auteurs sans pour autant qu'une définition unique et faisant l'unanimité n'en ait été donnée. La terminologie que nous employons est conforme aux définitions proposées par Varnes (1984) ou à celles du Glossaire multilingue international sur la gestion des catastrophes naturelles élaboré lors de la Décennie internationale pour la réduction des catastrophes naturelles (IDNDR), (Finlay et Fell, 1997 ; Horlick-Jones et al., 1995 ; Leroi, 1996).

La notion de risque est la combinaison de deux autres concepts : l'aléa et la vulnérabilité. **L'aléa** correspond au phénomène naturel étudié. Dans le cas des éboulements rocheux, il se définit comme le croisement entre l'aléa de départ (ou aléa de rupture) et l'aléa de propagation. L'aléa de départ correspond à la probabilité qu'une masse rocheuse, de volume donné, au sein de la falaise considérée et pour une période donnée, entre en rupture (Varnes, 1984) ; la notion de délai à la fin duquel le bloc instable entrera en rupture est donc particulièrement importante. L'aléa de propagation est, quand à lui, défini comme la probabilité que cette masse rocheuse identifiée, dont les caractéristiques sont fixées, provenant d'un tronçon donné de falaise, transite par un lieu donné avec une certaine énergie (intensité) (Varnes, 1984).

La vulnérabilité d'un élément à risque touché par un événement est son degré de perte (ou endommagement). Elle s'exprime en pourcentage (%). La multiplication de la vulnérabilité par la

valeur de l'élément à risque définit le dommage potentiel (en €) (Corominas Dulcet et Mavrouli, 2009; Fell et al., 2008; Groupe Falaise - Interreg II, 2001).

Le risque est le produit de l'aléa et des conséquences potentielles (vulnérabilité x coût) (cf. Figure 2). Ainsi un aléa élevé se déroulant dans une région où l'impact économique est faible pourra présenter un risque moins important qu'un aléa faible dans une région à infrastructures denses.

Aléa de départ :

- type d'instabilité
- volume
- probabilité

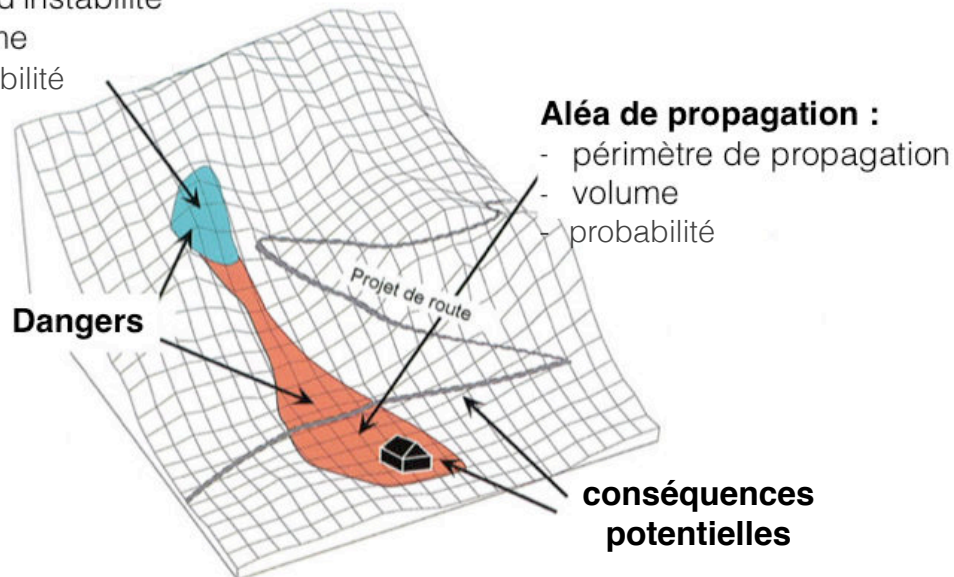


Figure 2. Principaux termes utilisés pour qualifier les instabilités et les dangers qu'elles engendrent. Le regroupement des termes se veut proche de la démarche terrain (d'après Groupe Falaise - Interreg II, 2001).

2.2. L'aléa de départ

L'aléa de départ d'une masse rocheuse est caractérisé par (Hantz et al., 2003) :

- les zones de départ potentielles et leur volume,
- la stabilité actuelle de la zone considérée et son évolution au cours du temps.

En d'autres termes, on peut définir l'aléa de départ comme le croisement entre l'intensité du phénomène et sa probabilité de rupture (ou probabilité d'occurrence).

2.2.1. Localisation des zones de départ et détermination de leur volume

La localisation des zones de départ potentielles se fait classiquement sur la base de l'étude des données historiques et sur des observations de terrain. L'étude de la présence ou non de blocs déjà éboulés permet d'identifier des zones d'aléa. Il faudra ensuite définir les différents mécanismes actifs à l'origine de l'instabilité, à l'aide des données structurales et morphologiques de la zone d'étude.

Une classification des principales configurations potentiellement instables a été établie dans le cadre d'un projet européen (Groupe Falaise - Interreg II, 2001) :

- Glissements translationnels : ils peuvent se produire sur un plan (glissement plan), une famille de plans (glissement en escalier), deux plans (glissement en dièdre), ou deux familles de plans (Figure 3-A et Figure 4-A) ;
- Glissements composés, dans lesquels plusieurs blocs glissent dans des directions différentes (Figure 3-B) ;
- Glissements rotationnels (Figure 3-C) : ils se produisent en terrain meuble ou dans des milieux rocheux très fracturés. La surface de rupture n'est pas guidée par une ou deux familles de fractures mais par un réseau complexe de discontinuités. Elle est approximativement de forme circulaire ;
- Ruptures de surplombs ou de dalles en toit liés à des masses rocheuses surplombantes (Figure 3-D et Figure 4-B) ;
- Ruptures de banc : ce mécanisme implique la déformation d'une couche inclinée. Ce mécanisme, aussi appelé flambement, intervient lorsque les couches sont parallèles au versant (Figure 3-E) ;
- Mécanismes de rupture en pied (Figure 3-F et Figure 4-C) ;
- Basculement (basculement d'un bloc monolithique ou fauchage) (Figure 3-G et Figure 4-D).

Ces deux derniers mécanismes se produisent généralement lorsque des discontinuités subverticales découpent le massif et individualisent ainsi des colonnes.

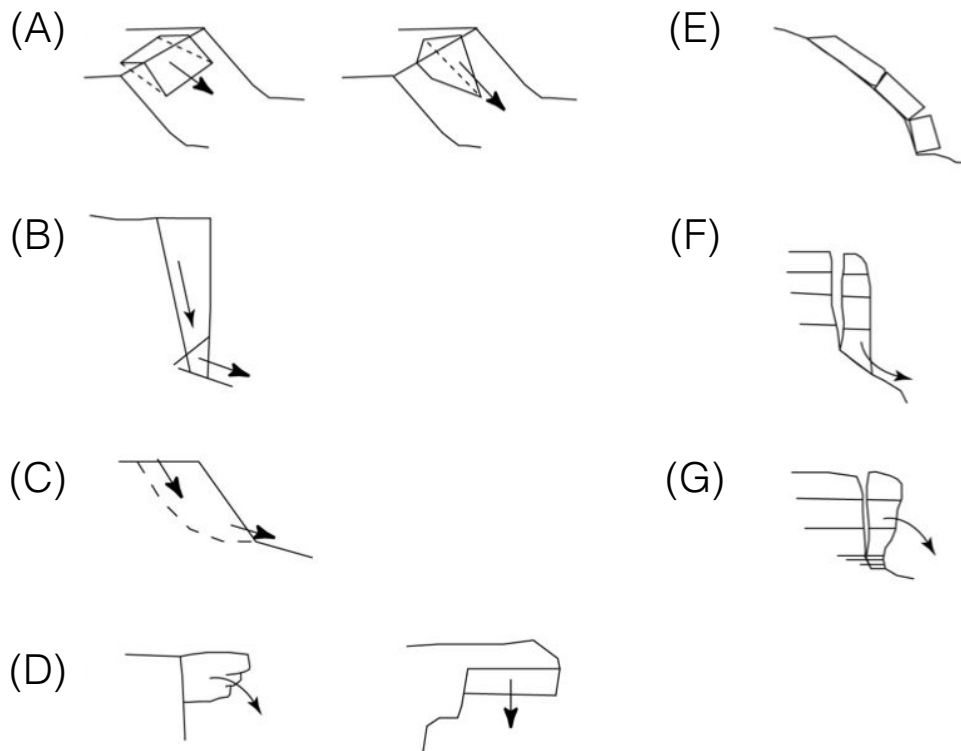


Figure 3. Mécanismes de rupture d'éboulements rocheux (d'après le « groupe falaise », 2001). (A) glissements plan et dièdre ; (B) glissements composés ; (C) glissements rotationnels ; (D) rupture de surplomb ou de dalle en toit ; (E) rupture de banc ; (F) rupture de colonne en pied et (G) basculement de colonne.

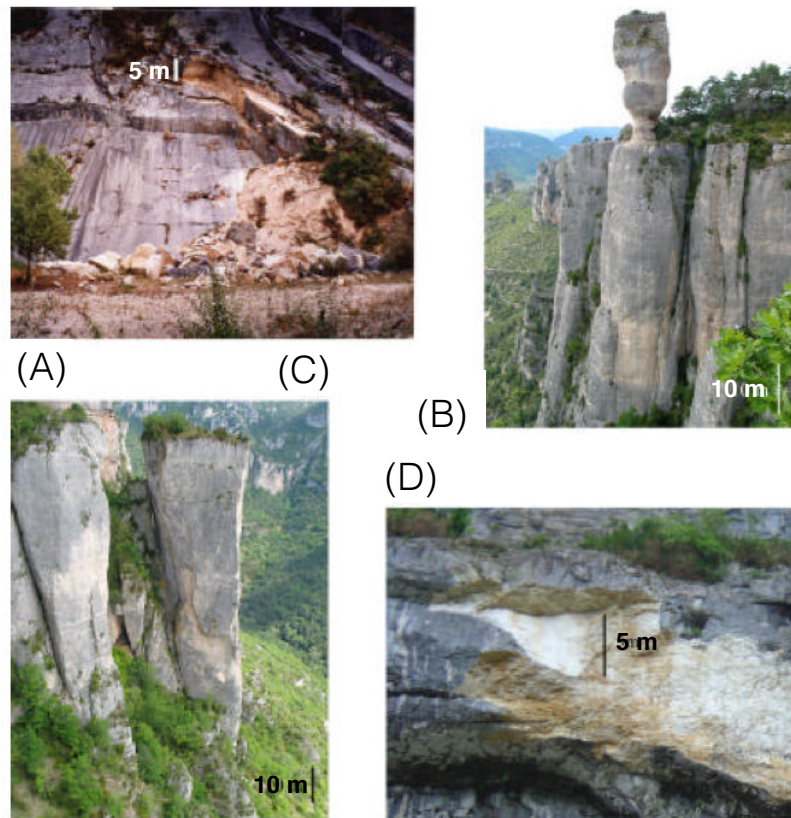


Figure 4. Exemple d'éboulements survenus ou potentiels : (A) glissement plan (Lignet, Isère) ; (B) basculement de colonne potentielle (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; (C) rupture de colonne en pied potentielle (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; Rupture de surplomb (Charmate, Isère) – d'après Frayssines (2005).

L'évaluation du volume peut être qualitative, par seule observation du site d'étude (Effendiantz et al., 2004), ou peut être réalisée à l'aide d'outils spécifiques : le scanner laser terrestre et la photogrammétrie terrestre sont deux méthodes d'acquisition couramment utilisées (Assali et al., 2012 ; Buckley et al., 2008 ; Sturzenegger et Stead, 2009 ; Villemin, 2009).

2.2.2. Stabilité actuelle et processus d'évolution de la stabilité

La stabilité actuelle peut être évaluée par l'étude des forces (ou des moments, dans le cas du basculement par exemple) qui tendent à engendrer le mouvement (ex : le poids) et des forces qui s'opposent au déplacement (ex : le frottement). C'est ainsi que, pour le glissement plan, on peut calculer un « facteur de sécurité (F) » (cf. Equation 1). Pour des mécanismes géométriques plus complexes, il est possible de définir d'autres types de coefficients de sécurité.

$$F = \frac{\text{Forces résistantes mobilisables (i. e. qui s'opposent au déplacement du bloc)}}{\text{Forces motrices (i. e. qui tendent à déplacer le bloc)}} \quad (1)$$

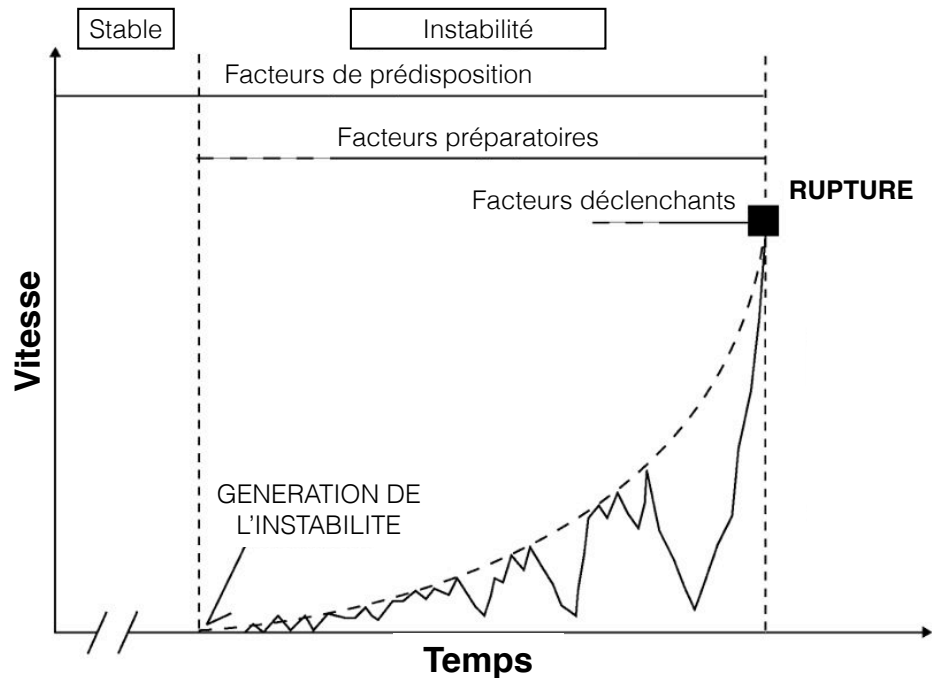
Si $F > 1$, le bloc est en état de stabilité. Si $F < 1$, la rupture s'est produite.

D'autres méthodes existent pour estimer la stabilité actuelle. Elles se basent sur l'étude des phénomènes provoquant l'évolution de la stabilité dans le temps. Ils sont groupés en :

- Phénomènes lents, nécessitant une longue période de temps (de 1 année à 1 000 000 années) pour affecter le versant (altération, tectonique,...). Ce sont les **facteurs préparatoires** (ou « de préparation »). Leur action fait passer un volume de roche donné à un état de stabilité précaire, qui se définit comme une situation intermédiaire entre la stabilité et la rupture du bloc rocheux. Ils induisent une évolution des sollicitations ou de la résistance et amènent à diminuer la cohésion de la roche le long des discontinuités préexistantes, ou affectent la structure même du massif. On peut donner en exemple le cas de l'altération géochimique des matériaux, de leur fatigue sous l'effort répété, ou encore le changement de géométrie du versant du fait de l'érosion.
- Phénomènes rapides, avec des temps d'action très courts (typiquement à une échelle inférieure à l'année et pouvant aller jusqu'à quelques secondes) prenant part à la rupture (séismes, fortes pluies, surcharges,...). Ce sont les **facteurs déclenchants** (ou « facteurs déclencheurs »). Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique suffisante au déclenchement de l'éboulement rocheux. Au sein des facteurs déclenchants, on peut identifier :
 - Les secousses sismiques ;
 - Le rôle de l'eau (avec des précipitations intenses, le phénomène de gel-dégel, la fonte des neiges, les tempêtes,...) ;
 - Les surcharges (stockage naturel de matériau au niveau de la zone instable avec des dépôts torrentiels, ou glaciaires par exemple, ou des stockage anthropique avec des constructions, la mise en eau de barrage...) ;
 - Les éruptions volcaniques.

A ces facteurs externes inhérents au climat, à la zone géographique, etc... s'ajoutent des facteurs internes, propres au massif rocheux et aux caractéristiques le prédisposant au mouvement ; ce sont les **facteurs de prédisposition** (ou intrinsèques).

En d'autres termes, sous l'action des facteurs préparatoires, la masse rocheuse passe progressivement de l'état stable à l'état d'instabilité. Le mouvement final s'initialise sous l'effet des facteurs déclencheurs. Les facteurs de prédisposition conditionnent quant à eux le mouvement tout au long de son évolution. Comme le montre la Figure 5, les facteurs de prédisposition existent depuis la mise en place tectonique du massif, jusqu'à la déstabilisation de celui-ci. La phase d'action des facteurs préparatoires est plus courte, et conduit le massif à une stabilité précaire. Enfin les facteurs déclencheurs amèneront la déstabilisation de la masse étudiée. Leur action est ponctuelle dans le temps comparativement aux deux autres types de facteurs.



Le Tableau 2 présente une classification des facteurs de prédisposition, préparatoires et déclenchants tirée de la thèse de Y. Gunzburger (2004).

Tableau 2. Classification des facteurs de prédisposition, préparatoires et déclencheurs des instabilités de pente (d'après (Gunzburger, 2004).

	Facteurs de prédisposition	Facteurs préparatoires	Facteurs déclenchants
Facteurs mécaniques	• Nature des matériaux • Géométrie du versant • Etat de contraintes • Famille de discontinuités	• Vieillessement, fatigue • Gel de l'eau dans les fractures • Répétition de micro-séismes • Tectonique active	• Séisme de forte magnitude
Facteurs hydrogéologiques	• Pluviométrie abondante et/ou irrégulière	• Altération géochimique • Répétition de mises en charges hydrauliques	• Forte mise en charge hydraulique
Facteurs thermiques	• Forts contrastes thermiques	• Variations de températures	

2.3. L'aléa de propagation

L'aléa de propagation est conditionné par l'aléa de départ puisqu'on considère que la rupture s'est déjà produite avant qu'il y ait propagation.

L'objectif des études de propagation (ou études trajectographiques) est de délimiter la zone susceptible d'être atteinte par une masse rocheuse supposée instable, et de déterminer certaines caractéristiques du mouvement nécessaires à la détermination de l'intensité probable du phénomène.

La propagation dépend des données suivantes (Effendiantz et al., 2004) :

- Les conditions de départ ; la hauteur de l'éventuelle chute libre, la dynamique initiale, la cinématique de la rupture, la qualité du terrain au premier impact (rocher sain, altéré, éboulis compacts, meubles...), vont influencer de manière très directe sur le premier rebond et la suite du phénomène de propagation ;
- Les pentes inférieures ; une fois passée la phase d'initialisation, la propagation des blocs va être conditionnée par la nature physique et la morphologie du versant (pente générale du versant, régularité du profil, déviations latérales par rapport à la ligne de plus grande pente, nature du substratum, nature et épaisseur des formations superficielles, existence d'aménagement anthropique) ;
- Les obstacles, qu'ils soient naturels ou artificiels, rencontrés au cours de la propagation, sont à prendre en compte et à pondérer en fonction des énergies (volume du bloc instable et vitesse) mises en jeu (couvert végétal, forêt, contre-pentes naturelles, ouvrages de stabilisation des versants, présence d'éboulis à gros blocs).

L'estimation de la trajectoire est réalisée à l'aide de ces observations, et en connaissant le volume instable mis en jeu.

Des analyses trajectographiques numériques sont également souvent utilisées pour préciser cette première approche empirique, et qualitative. Il existe une grande diversité des outils de trajectographie actuellement disponibles sur le marché et effectivement utilisés pour réaliser ces analyses.

Dans la suite du manuscrit nous traiterons uniquement de l'aléa de départ des éboulements rocheux, et non pas de l'aléa de propagation. Les incertitudes lors de l'évaluation de l'aléa de propagation sont déjà beaucoup étudiées (Berger et Dorren, 2006), ce qui n'est pas le cas pour l'aléa de départ.

3. Evaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux

L'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux peut se faire suivant différentes méthodes, divisées en trois groupes : les méthodes d'évaluation de l'aléa (i) par expertise et (ii) basée sur l'utilisation de bases de données. L'utilisation de modèles numériques permet de préciser les évaluations réalisées. Le choix de la méthode dépendra des enjeux de l'étude réalisée. En effet l'approche ne sera pas identique si la zone d'étude et donc l'enjeu est ponctuel (par exemple une habitation) ou s'il est étendu (par exemple une route, une voie ferrée ou une commune entière). En fonction du type d'enjeu, le rendu de l'évaluation de l'aléa sera également différent : de type cartographique pour un enjeu étendu ou sous la forme d'une analyse plus précise d'une masse rocheuse identifiée pour un enjeu localisé.

3.1. Evaluation de l'aléa de départ par expertise

Jusqu'à présent, l'aléa de départ des éboulements rocheux est principalement évalué qualitativement par expertise, à partir d'une estimation de différents facteurs pouvant conduire à la rupture. Que se soit dans le cas d'une zone d'étude étendue ou localisée, la démarche est similaire et décomposée en plusieurs étapes :

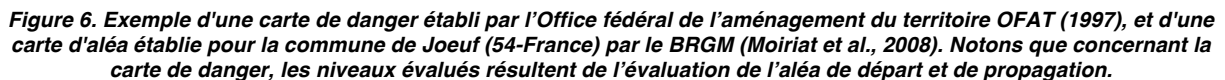
1. Recherche documentaire : elle permet d'éviter de refaire des études ou investigations déjà réalisées ;
2. Recherche historique : elle a pour but de faire un premier zonage du niveau d'aléa en prenant en compte les événements passés ;
3. Analyse géomorphologique du site : il s'agit de déterminer le niveau d'aléa de rupture, en se servant des indices géomorphologiques propres au site. C'est lors de cette dernière étape que l'expert en charge de l'étude proposera une évaluation du niveau d'aléa sur le site d'étude. Il se basera sur (Groupe Falaise - Interreg II, 2001):
 - Les données géomécaniques : orientation des discontinuités, extension, espacement, intensité de fracturation, rugosité des joints, état d'altération des joints, remplissage, ouverture des joints, présence de faille, lithologie, résistance de la roche, cavités karstiques, nombre de mécanismes potentiels. Ces données correspondent à des facteurs de prédisposition ;
 - Les données sur l'activité : fissures ouvertes par un mouvement récent, blocs basculés ;
 - Les données hydrologiques : présence d'eau, présence d'écoulement dans les joints, précipitations maximales, fréquence ou distribution des pluies, intensité maximales de la fonte des neiges, bassin versant alimentant les joints. Ces données correspondent à des facteurs de prédisposition, préparatoires et déclenchants ;
 - Les données sismologiques, en se basant sur les cartes d'aléa préexistantes. Ces données correspondent à des facteurs préparatoires et déclenchants ;
 - Les données climatiques (autres que hydrologiques) : nombre de cycles de gel-dégel, évolution du permafrost, orientation du versant, vent (action sur les arbres, érosion éolienne), végétation. Ces données correspondent à des facteurs préparatoires ;
 - Les données morphologiques : hauteur de la paroi, pente de la paroi, érosion, accumulation. Ces données correspondent à des facteurs de prédisposition ou préparatoires, voire déclenchant en ce qui concerne l'érosion et l'accumulation.

Chaque facteur ne sera pas forcément utilisé pour toutes les méthodes et un ajustement en fonction du terrain sera également réalisé (on ne s'intéressera pas aux cycles de gel-dégel dans une région de l'outre-mer par exemple).

3.1.1. Zone d'étude étendue

L'évaluation d'un aléa s'effectue toujours dans un cadre précis : répondre à une demande d'un gestionnaire d'une infrastructure ou d'un décisionnaire, afin qu'il puisse réaliser un zonage réglementaire et éventuellement prioriser les travaux sur la zone dont il est en charge. Ainsi dans le cadre d'une zone d'étude étendue, une cartographie du niveau d'aléa sera proposée. Ces niveaux d'aléa seront qualitatifs (par exemple aléa nul, aléa faible, aléa modéré et aléa élevé) et peuvent se baser sur une analyse géomorphologique qualitative ou quantitative du site.

Un exemple de cartographie obtenu par les méthodes suisse et française est donné Figure 6.



19

discontinuités, à savoir leur orientations et caractéristiques géométriques et géomécaniques. Le territoire est subdivisé en aires structurales au sein desquelles les caractéristiques des familles de discontinuités sont homogènes (agencement structural). La confrontation de l'agencement structural avec la topographie, numérisée sur la base d'un MNT, permet de déceler les zones potentiellement instables. La visite des sites sensibles permet de définir des instabilités et de leur assigner un indice de dangerosité. La méthode Matterock qualifie l'aléa de départ à l'aide d'un indice dont l'échelle est relative. Un exemple de la pondération des paramètres utilisés dans cette méthode est donné dans le Tableau 3.

Les paramètres de chaque critère sont sommés pour évaluer l'instabilité (l'aléa de départ). L'échelle proposée pour l'exemple donné ici est la suivante :

- 0 à 3 : le site étudié est stable ;
- 4 à 8 : instabilité avec une probabilité de rupture faible ;
- 9 à 49 : instabilité avec une probabilité de rupture moyenne ;
- ≥ 49 : instabilité avec une probabilité de rupture élevée.

Tableau 3. Pondération des divers facteurs pris en compte pour qualifier la probabilité de rupture dans la méthode Matterok (Baillifard et al., 2001).

Critère	Facteurs et processus	Echelle de pondération
Continuité	• Agencement structural • Probabilité de recoupement • Activité (reflète la continuité)	0 à 5 (5 = plan continu)
Degré d'activité	• Chutes de blocs • Etat de fragmentation, dislocation • Déplacement • Autres	0 à 5 : latente 5 à 50 : modérée > 50 : forte
Eau	Présence ou absence	0 à 5
Degré de sensibilité aux facteurs dégradants	• Altération • Météo et climat • Séismicité de base • Facteurs géologiques : dissolution, tassement, glissement • Facteurs anthropogènes	0 à 10
Degré de sensibilité aux situations déclenchantes	Facteurs dégradants fortement amplifiés	0 à > 50
Degrés de sensibilité aux facteurs stabilisants	• Effet de butée • Perte de masse • Permafrost • Facteurs anthropogènes	0 à > -50 (attention : signe négatif)
Facteur de sécurité ou appréciation subjective	• Structural • Géomécanique • Facteurs déclenchants/stabilisants - Autres	-20 à 20

D'autres méthodes existent, basées sur cette approche de quantification des paramètres et de cartographie de l'aléa. On peut citer de manière non exhaustive les méthodes RES (Hudson 1993; Mazzoccola et Hudson 1996; Rozos et al. 2008) et RHAP (Ferrero et al., 2011; Lombardia, 2000), qui sont présentées en détails et comparées aux méthodes Matterock et du LCPC dans le livre du « groupe falaise » (Groupe Falaise - Interreg II, 2001). La méthode RES est basée essentiellement sur la description géomécanique du massif et la démarche de quantification du niveau d'aléa demande à être validée. La méthode RHAP est quant à elle basée sur l'observation de l'activité de la zone d'étude, et est adaptée aux éboulements de petit volume.

3.1.2. Zone d'étude localisée

De la même manière que pour l'évaluation d'un aléa pouvant impacter une zone étendue, différentes approches existent pour évaluer un aléa ponctuel (qui met en danger un enjeu localisé). Ici encore, la principale approche consiste en une évaluation qualitative par expertise. En France, le guide technique LPC « Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux » (Effendiantz et al., 2004) formalise la méthodologie. Elle est basée sur l'évaluation d'un couple « probabilité/délai » pour chaque masse instable identifiée. Cette méthode sera présentée en détail dans le Chapitre 4, §1 de ce manuscrit. Des approches de type plus quantitative (quantification des paramètres) peuvent être utilisées sur la base des méthodes Matterock, RES ou RHAP. On peut citer la méthode SMR modifiée (El-Shayeb, 1999) qui se base sur l'évaluation de paramètres caractérisant l'état du talus rocheux, ainsi que des paramètres géomécaniques (évaluation du Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski, 1972), et du Slope Mass Rating (SMR, Romana, 1991). Cette méthode sera développée dans le Chapitre 4, §1 de ce manuscrit.

3.1.3. Avantages et limites

Actuellement, la majorité des évaluations de l'aléa éboulement rocheux sont basées sur l'expertise. En effet, ces méthodes ciblent les paramètres essentiels à étudier mais permettent à l'ingénieur en charge de l'étude d'apporter sa propre expertise. C'est une approche qui peut être déployée autant sur des zones étendues que sur des masses rocheuses identifiées, et l'évaluation réalisée est rapide.

Cependant, ces évaluations sont de fait sujettes à la subjectivité de l'expert (Hantz, 2012). Pourtant l'évaluation doit être reproductible et similaire quelque soit l'ingénieur qui réalise l'étude, ce qui semble ne pas être le cas actuellement. De plus, cette approche reste qualitative et l'évaluation du délai ne peut être que probabiliste. De nouvelles approches se développent ainsi pour tenter de quantifier l'évaluation de l'aléa.

3.2. Evaluation de l'aléa de départ par utilisation de base de données

3.2.1. Zone d'étude étendue

Ces dernières années, une approche quantitative et probabiliste développée initialement en Amérique du Nord, commence à être utilisée en Europe. Elle est basée sur la connaissance de la fréquence des chutes, déduite d'observations de terrain ou d'inventaires d'éboulements, c'est-à-dire sur l'étude de bases de données recensant les chutes de blocs (Corominas et Mavrouli,

2011; Jaboyedoff et al., 2005). La modélisation statistique de la relation fréquence-volume (Picarelli et al., 2005) permet de mieux contraindre les fréquences.

Le relevé historique détaillé des événements survenus sur l'itinéraire de l'ancienne RN 212 dans les gorges de l'Arly (Savoie) a mis en évidence qu'une loi puissance reliant la fréquence des éboulements et leur volume était assez bien vérifiée (Dussauge-Peisser et al., 2002). Cette loi puissance est alors utilisée dans des méthodes d'évaluation quantitatives de l'aléa de départ des éboulements rocheux.

Nous présentons l'exemple de la méthode HGP (Historique, Géomécanique et Probabiliste) qui est une méthode probabiliste permettant d'estimer, à partir d'une base de données d'éboulements, la probabilité de départ d'une falaise et d'atteinte d'une cible. La base de donnée permet d'identifier une fréquence moyenne d'événements sur une période donnée, ainsi que les volumes mis en jeu (Hantz et al., 2003). A une échelle de temps géologique, les éboulements sont des phénomènes répétitifs, qui constituent un des principaux processus d'érosion des reliefs. A l'échelle d'un site particulier et à une échelle de temps humaine, seuls les plus petits d'entre eux sont suffisamment nombreux pour que leur fréquence puisse être déterminée directement par comptage des événements. Plusieurs études ont montré que la diminution de la fréquence avec l'augmentation du volume éboulé peut être décrite par une loi puissance (Dussauge-Peisser et al., 2002). Plus précisément, la fréquence spatio-temporelle F_{st} des éboulements de volume supérieur à V (fréquence cumulée) est donnée par la relation (2) :

$$F_{st} = \alpha V^{-b} \quad (2)$$

Le paramètre α représente le nombre d'éboulements, par unité de temps, de volume supérieur à 1 m^3 . Il dépend des conditions géologiques et géomorphologiques. En revanche, le paramètre b pourrait être indépendant de ces conditions, comme le montrent les différentes analyses d'inventaire réalisées jusqu'à présent, qui couvrent une plage de volume allant de 10^{-4} à 10^7 m^3 (Dussauge-Peisser et al., 2002). A partir de la fréquence d'éboulement, on peut alors calculer la vitesse d'érosion de la falaise.

3.2.2. Zone d'étude localisée

Connaissant la fréquence de chute, il est maintenant possible de contraindre les évaluations effectuées à dire d'expert. Pour une falaise (ou un itinéraire) dans laquelle des aléas localisés ont été détectés et évalués, l'espérance du nombre d'éboulements prévus (en termes de probabilité d'occurrence) doit être compatible avec la fréquence de chutes observée (par base de données, scanner laser ou photogrammétrie) pour la même falaise, ou avec une fréquence estimée compte tenu du contexte géologique (Hantz et al., 2003).

3.2.3. Avantages et limites

Les méthodes d'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux basées sur l'étude de base de données sont un outil probabiliste puissant d'aide à la décision.

Cependant, pour être pleinement fiables, ces méthodes demandent des bases de données quantitatives complètes, ce qui n'est pas fréquemment le cas à ce jour. Ces méthodes se développent, et des projets actuels (ClimChAlp, Interreg, OMIV) visent à constituer des bases de

données les plus exhaustives possibles, ce qui permettra à l'avenir une généralisation de l'utilisation de ce type de méthode.

3.3. Apport de l'utilisation de modèles numériques

3.3.1. Zone d'étude localisée

Pour évaluer l'aléa de départ des éboulements rocheux, des méthodes basées sur l'analyse mécanique (modélisation numérique) permettent théoriquement d'évaluer la stabilité d'une masse rocheuse. Les plus connues sont celles basées sur l'équilibre limite (Frayssines, 2005), les éléments finis (Cazzani et al. 2002; Hongxiang et Longtan 2004) et éléments distincts (Baroudi et al. 1992; Cook et Jensen 2002; Merrien-Soukatchoff et al. 2011). La méthode à l'équilibre limite consiste à faire le bilan des forces agissant sur la masse rocheuse considérée. L'analyse en retour permet de calculer analytiquement la valeur d'un paramètre mécanique nécessaire pour expliquer la situation d'équilibre limite au moment de la rupture. La méthode des éléments finis est adaptée pour l'étude des massifs rocheux pas ou peu fracturés, ou à l'inverse très fracturé en considérant des propriétés mécaniques équivalentes. Elle considère que le milieu est continu. Enfin la méthode des éléments distincts nécessite de déterminer par une étude paramétrique la valeur en dessous de laquelle l'équilibre n'est plus réalisé. Elle est particulièrement bien adaptée à l'étude des massifs rocheux fracturés.

Ces méthodes sont uniquement adaptées lorsque l'on étudie une masse rocheuse identifiée. La modélisation numérique n'est pas appropriée pour étudier l'aléa sur une zone étendue.

3.3.2. Avantages et limites

La modélisation numérique présente l'avantage d'être une méthode précise et complète dès lors que l'on a suffisamment d'informations sur l'objet modélisé, ce qui est malheureusement rarement le cas.

Cependant une grande incertitude pèse sur les paramètres mécaniques et les modèles géométriques nécessaires à leur mise en œuvre. Frayssines et Hantz (2009) ont ainsi analysé des ruptures survenues dans les falaises calcaires du Vercors, et ont montré que les résistances déterminées en laboratoire devaient être divisées par un facteur 2 à 3 pour expliquer les ruptures observées. Quant aux modèles géométriques, si la surface rocheuse peut être connue avec précision, les discontinuités ne sont visibles qu'en surface, et l'extrapolation en profondeur est incertaine, notamment en ce qui concerne leur extension et la présence de ponts rocheux. De plus, les modèles actuels permettent d'évaluer la stabilité actuelle mais pas son évolution.

4. Conclusion

Dans cette thèse, nous avons fait le choix de travailler sur l'aléa de départ uniquement (croisement entre l'intensité du phénomène et sa probabilité de rupture).

Que ce soit pour l'étude d'un aléa de départ diffus ou localisé, différentes méthodes d'évaluation de l'aléa de départ existent, mais sont majoritairement qualitatives, basées sur l'expertise. L'expert semble ainsi jouer un rôle prépondérant dans l'évaluation de l'aléa, rôle qui reste encore mal appréhendé.

Des méthodes plus quantitatives se développent, mais là encore des incertitudes subsistent au cours de leur utilisation. En particulier, la difficulté principale provient de l'évaluation de la probabilité d'occurrence du phénomène à différentes échéances. Dans le cas d'un aléa de départ diffus, ces méthodes probabilistes sont basées sur l'études de chroniques recensant les éboulements rocheux. Dans tous les cas, l'étude des facteurs de prédisposition, préparatoires et des facteurs déclenchants a alors une place essentielle dans l'évaluation finale de l'aléa. C'est à ce niveau que de nouvelles incertitudes interviennent, au travers de différents questionnements :

- Quels sont les processus qui mènent à la rupture ? Comment l'état de stabilité du site se détériore-t-il jusqu'à arriver à un état critique ?
- Quel est le rôle des facteurs de prédisposition (état de fracturation du massif, pente, etc.) et préparatoires qui conduisent à l'état de stabilité limite ?
- Quels sont les facteurs déclenchants (en particulier météorologiques) prépondérants ? Ces facteurs sont-ils identiques sur des sites différents ?

Frayssines et Hantz (2006) ont mis en évidence l'importance de la prise en compte des ponts rocheux dans l'évaluation de la stabilité d'un bloc, mais, de la même manière, leur rôle est encore mal appréhendé, et leur détection difficile.

Dans cette thèse, nous proposons une approche basée sur l'étude des incertitudes pour aborder ces interrogations. Le chapitre suivant propose une définition de l'incertitude, et en décrit plusieurs classifications. La classification retenue, celle de Baecher et Christian (2005), nous permet, dans le chapitre 3 de nous placer dans un cadre d'étude défini pour répondre aux questionnements toujours existants lors d'une évaluation de l'aléa éboulement rocheux.

CHAPITRE 2. TYPOLOGIE DES INCERTITUDES DANS LES ANALYSES DE RISQUES

1. Définition de l'incertitude

1.1. Un peu d'histoire

Les notions d'incertitude, de risque et de hasard sont fortement liées. On a longtemps cru que le risque échappait à toute logique. Au XVII^{ème} siècle encore, le monde fonctionnait sur la base de la foi, ne laissant pas de place au hasard et la chance n'avait sa place que dans les jeux de hasard. C'est à cette époque que certains savants, inspirés par ces jeux, découvrirent que le hasard a ses lois. Ainsi, le monde serait déterministe, c'est-à-dire entièrement déterminé par les lois de la nature, et « une intelligence qui, pour un instant donné, connaîtrait toutes les forces dont la nature est animée et la situation respective des êtres qui la composent, si d'ailleurs elle était assez vaste pour soumettre ces données à l'analyse, embrasserait dans la même formule les mouvements des plus grands corps de l'univers, et ceux du plus léger atome : rien ne serait incertain pour elle, et l'avenir, comme le passé, serait présent à ses yeux » (Marquis de Laplace, 1825). En d'autres termes, si nous étions capable de tout connaître d'un phénomène, dans sa plus petite complexité, nous pourrions prédire son comportement en tout temps. A l'inverse, il existerait pour d'autres une once de hasard dans le monde, si infime soit elle, qui le rendrait imprévisible. A un certain niveau, l'état futur du monde serait alors irréductiblement dû à la chance (Peirce, 1998). Cette position fut particulièrement défendue au XX^{ème} siècle, par les biologistes (Monod, 1973) et les physiciens (Poincaré, 1947). Aujourd'hui, la littérature scientifique spécialisée fait peu usage de cette notion de hasard, jugée trop philosophique, et lui préfère celles **d'incertitude** et de risque seules.

Knight (1921) distingue le risque et l'incertitude en utilisant les notions de probabilité. Une situation risquée est définie comme une situation aux résultats aléatoires de laquelle on peut attribuer une distribution de probabilités mathématiques. Une situation incertaine est quant à elle une situation aux résultats de laquelle on ne peut associer de distribution de probabilités. En résumé, **l'incertitude** caractérise un contexte dans lequel la prévision n'est pas possible.

Tout phénomène nouveau se produit dans un contexte d'incertitude. Cela signifie qu'il n'y a pas de données historiques sur lesquelles extrapoler pour prédire l'avenir. Galesne (1996) définit une situation risquée comme une situation pour laquelle une distribution de probabilités, qu'elle qu'en soit la nature pouvait être associée à ses états possibles, et une situation incertaine comme étant, inversement, une situation pour laquelle aucune distribution de probabilités ne peut être élaborée. Callon et al. (2014) vont plus loin en proposant une définition simplifiée de l'incertitude : « on sait qu'on ne sait pas, mais c'est à peu près tout ce que l'on sait : il n'y a pas de meilleures définitions de l'incertitude ». Par opposition, une situation risquée sera celle dont on connaît quelque chose, probabilisable ou non, pourvu que cette connaissance puisse permettre de prendre une décision ou d'orienter un choix.

Dans le contexte des études de risque (et par restriction, des études d'aléa), on pourra dire que le risque désigne un danger bien identifié dont la probabilité d'occurrence peut éventuellement être déterminée tandis que **l'incertitude** désigne l'état d'une situation dans laquelle la

description des résultats possibles n'est même pas possible. La notion de risque est alors associée à celle de décision rationnelle s'appuyant sur une connaissance accessible, éventuellement limitée, des états du monde tandis que celle d'incertitude renvoie à une difficulté à décrire, à décider, à évaluer les conséquences des décisions possibles. En cela, le risque est davantage l'objet de l'ingénieur ou du gestionnaire tandis que l'incertitude serait davantage celui du chercheur (Verdel, 2007).

1.2. La place de l'incertitude dans les analyses de risque

Cauvin (2007) propose de décomposer une analyse de risque (dont l'évaluation de l'aléa fait partie) en plusieurs étapes. Ces étapes sont définies comme suit :

- Etape 0 : l'expert en charge de l'analyse doit répondre à un problème concret. Il travaille dans un certain contexte politique, économique, événementiel qui peut être défini ou non. Pour parvenir à répondre à son problème, il doit alors mobiliser des ressources scientifiques, techniques et humaines ;
- Etape 1 : d'après son expérience, il conceptualise le problème, c'est-à-dire qu'il met au point une stratégie permettant de répondre à la question qui lui est posée ;
- Etape 2 : il utilise ensuite des techniques (modèles) permettant de mettre en place sa stratégie et d'en évaluer les paramètres importants ;
- Etape 3 : sa méthodologie définie et sachant comment la mettre en place, il l'adapte au cas étudié en sélectionnant puis en caractérisant les données de son terrain ;
- Etape 4 : il utilise les données au sein des modèles ;
- Etape 5 : il analyse le résultat en fonction de son expérience et estime ainsi le risque ou l'aléa. L'expert peut ensuite communiquer ses conclusions et résultats aux autres acteurs impliqués dans la gestion du risque ;
- Etape 6 : lorsque l'interprétation du résultat est délicate, l'expert peut être amené à re-parcourir ces étapes, en cherchant par exemple à ajouter de nouvelles informations à son étude (collecte de nouvelles données, programmes de recherche, etc...) ou en re-conceptualisant le problème.

D'après ces différentes étapes, le résultat d'une analyse de risque peut être décrit comme l'aboutissement d'un processus logique, structuré, dans lequel sont intervenus plusieurs paramètres, de nature parfois très différentes :

- l'« individu expert » en charge de la réalisation de l'étude ;
- les ressources dont il dispose pour y parvenir ;
- les modèles qu'il va utiliser ;
- les données (valeur des paramètres physiques) qu'il va intégrer ;
- le contexte.

Il existe plusieurs incertitudes pour chacun de ces paramètres. On rappelle que la notion d'incertitude renvoie à une difficulté à décrire, à décider, à évaluer les conséquences des décisions possibles. La Figure 7 présente la réalisation d'une analyse de risque, en y identifiant plusieurs sources d'incertitude qui peuvent induire une indétermination du résultat de l'analyse (Cauvin, 2007).

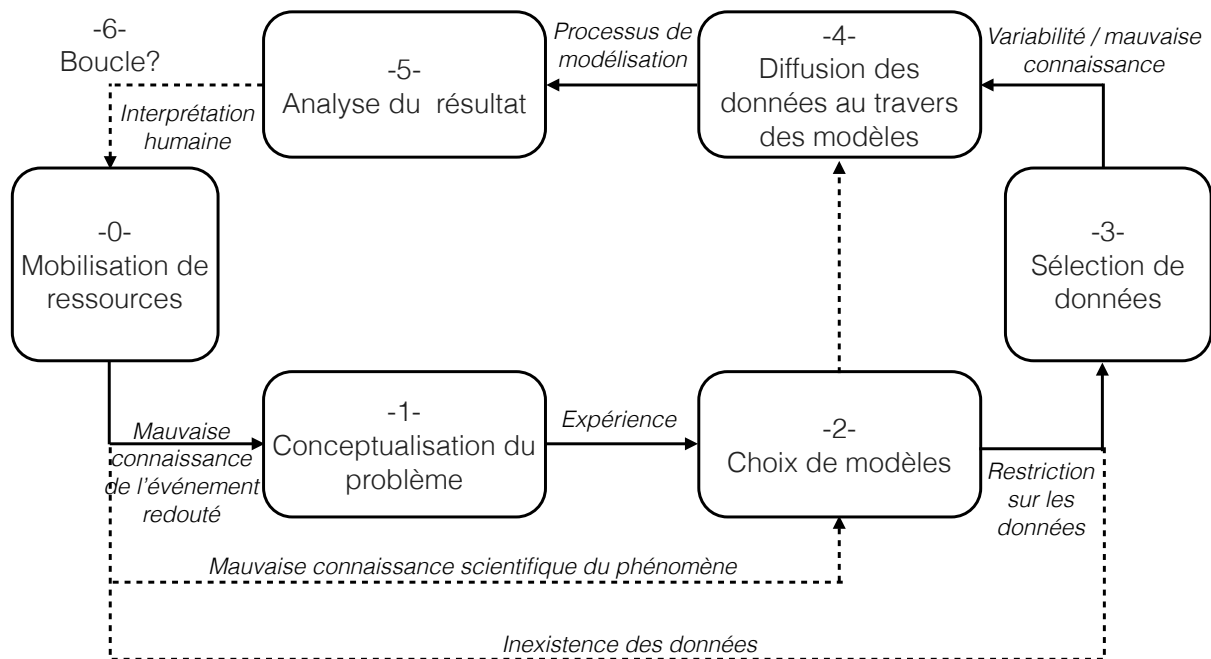


Figure 7. Illustration des liens existant entre les paramètres de l'analyse et présentation de plusieurs sources d'incertitudes apparaissant dans le processus d'analyse de risque (Cauvin, 2007).

2. Classifications de l'incertitude

Dans le domaine de l'analyse de risque, de nombreux auteurs (Paté-Cornell, 1996; Benjamin & Cornell, 1970; Ang & Tang, 1984; Veneziano, 1994; Hofer, 1996, cités par Verdel, 2007) distingue deux types d'incertitudes : **l'incertitude aléatoire** et **l'incertitude épistémique**. **L'incertitude aléatoire** ou variabilité naturelle est définie comme étant inhérente à la nature et ne pouvant pas être réduite. Elle désigne principalement les incertitudes sur les données résultant de leur caractère aléatoire, dans l'espace et dans le temps, mais peut aussi provenir de leur nombre insuffisant, de leur inconsistance, de leur mauvaise manipulation, des erreurs de transcription ou de la faible représentativité des échantillons (Baecher et Christian 2005). **L'incertitude épistémique** est, quant à elle, souvent qualifiée d'incertitude de modèle ou de paramètre traduisant ainsi un manque de connaissance (Baecher et Christian 2005; Gilbert et al. 1995; Fineberg et al. 1996). Certains la dénomment incertitude ambiguë (Paté-Cornell, 1996). Il existe d'autres classifications des incertitudes et de leurs sources. Nous en présentons quelques-unes ci-après.

2.1. Classification de Rogers (2003)

Rogers (2003) définit l'évaluation du risque comme le croisement entre un danger et un dommage pour une situation donnée, les deux étant liés par une relation entre l'intensité (ou le degré d'exposition) du danger et la probabilité de réalisation du dommage (par exemple la relation entre l'exposition au soleil et la probabilité résultante de cancer de la peau pour une population donnée). Il distingue trois types d'incertitudes :

- L'incertitude sur **l'effet**, qui résulte de la variabilité de la réponse d'un système à l'exposition à un danger. L'exposition au danger peut, ou peut ne pas provoquer de

dommage : par exemple fumer peut provoquer un cancer ou ne pas en provoquer (cf. Figure 8-a);

- L'incertitude sur **la cause**, qui est relative au fait qu'il peut exister plusieurs causes possibles à un même dommage : on sait qu'il existe un lien entre le tabac et le cancer mais il est impossible de dire avec certitude si le cancer d'une personne définie, a été causé par le tabac ou par autre chose (cf. Figure 8-b) ;
- L'incertitude sur **la relation liant la cause à l'effet**, qui concerne la qualité et la quantité de connaissance scientifique dont on dispose lorsque l'on construit cette relation de cause à effet, entre le tabac et le cancer dans l'exemple précédent (cf. Figure 9).

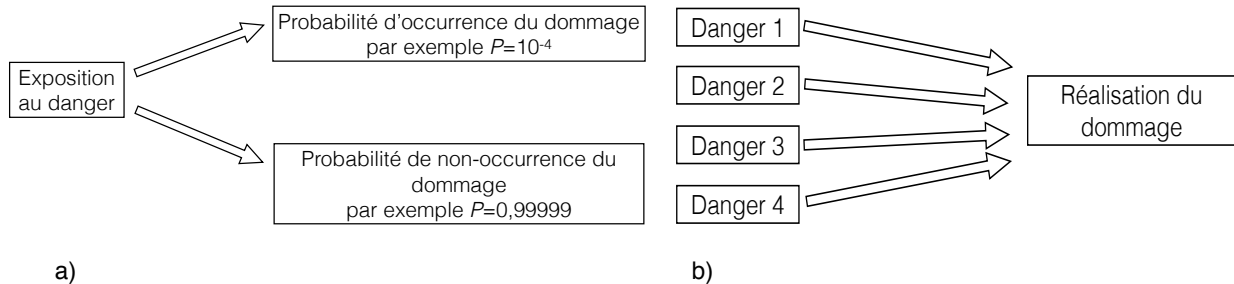


Figure 8. a) incertitude sur l'effet et b) incertitude sur la cause, d'après Rogers (2003).

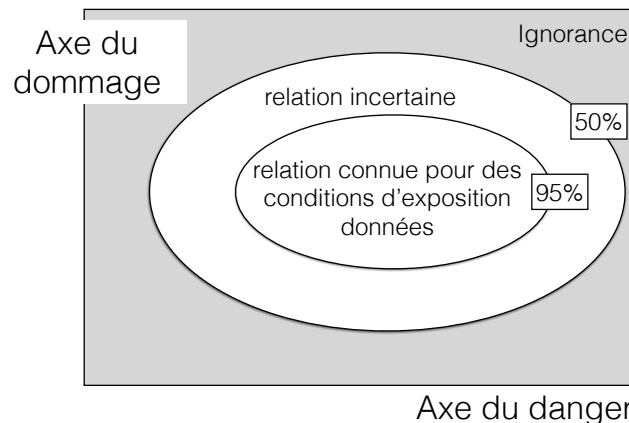


Figure 9. Incertitude sur la relation liant la cause à l'effet, d'après Rogers (2003)

2.2. Classification de l'UK Climate Impacts Programme (Willows et al., 2003)

Le rapport élaboré dans le cadre de l'UK Climate Impacts Programme (UKCIP) traitant des risques climatiques (Willows et al., 2003) identifie quatre types d'incertitudes :

- L'incertitude concernant **l'environnement du monde réel**, c'est-à-dire l'incertitude inhérente à la variabilité naturelle. Elle décrit les éléments qui, malgré notre connaissance parfaite, peuvent être uniquement décrits sous une forme probabiliste ;
- L'incertitude **de données**, due à la précision limitée avec laquelle on mesure les propriétés physiques, ainsi qu'à la quantité de données disponibles ;
- L'incertitude **de connaissance**, due au manque de connaissance, théorique ou empirique, auquel nous faisons face pour prendre des décisions. Plus spécifiquement,

ces manques de connaissance concernent la nature des processus, les interactions et les dépendances entre différentes parties d'un système, ou les probabilités des sorties possibles ;

- L'incertitude **de modèles**, qu'ils soient utilisés pour décrire les données, les processus connus, pour évaluer le risque et les impacts ou encore pour examiner l'influence des décisions sur le futur. Les sources d'incertitude de modèle sont : le choix des modèles et des structures, les valeurs des données d'entrée des modèles, et les variables de sortie.

2.3. Classification de Baecher et Christian (2005)

Baecher et Christian définissent une typologie de l'incertitude dans un ouvrage consacré à la fiabilité et à la statistique dans le domaine de la géotechnique (Baecher et Christian 2005). Ils se basent sur la différence classique faite entre **incertitude aléatoire** et **incertitude épistémique**, et proposent une troisième catégorie d'incertitude qualifiée d'**incertitude de décision** :

- **La variabilité naturelle** (ou incertitude aléatoire) d'un phénomène est considérée comme irréductible. Elle est associée à la nature aléatoire inhérente à un processus naturel, et se manifeste par une variabilité dans le temps d'un phénomène pour un lieu donné (variabilité temporelle), par une variabilité dans l'espace pour un instant donné (variabilité spatiale), ou par une variabilité dans le temps et l'espace. Ces incertitudes sont approchées par des simplifications mathématiques et des modèles, mais même dans le meilleur des cas, ils ne sont que des approximations.
- **L'incertitude de connaissance** (ou incertitude épistémique, subjective ou interne) est attribuée aux manques de données, d'informations sur les événements et les processus, de connaissance sur les lois physiques, qui limitent notre capacité à modéliser le monde qui nous entoure. Elle se divise en trois catégories :
 - l'incertitude concernant le site d'étude, qui représente les difficultés rencontrées pour interpréter la géologie d'un site avec des seules données de surface. Elle résulte des incertitudes de données et d'exploration, et inclus (i) les erreurs de mesures, (ii) l'irrégularité ou le manque de données, (iii) le traitement des données et les erreurs de transcription, et (iv) la non représentativité des données, due à un échantillon trop petit en terme de temps et d'espace ;
 - L'incertitude de modèle, qui identifie les différences entre le modèle mathématique choisi et la réalité. Elle reflète les limites du modèle à représenter précisément le comportement physique réel de l'objet étudié, ou notre incapacité à définir le meilleur modèle. Pour améliorer les modèles, il est nécessaire d'observer le fonctionnement des processus que l'on étudie, en mesurant les principales caractéristiques, et en estimant statistiquement les paramètres du modèle ;
 - l'incertitude de paramètres, qui décrit la précision avec laquelle les paramètres du modèle peuvent être estimés. Cette incertitude résulte de notre incapacité à évaluer la valeur des paramètres par des observations, et par des imprécisions.
- **L'incertitude de décision** est relative à notre incapacité à décider, à définir les objectifs d'une décision, à identifier des alternatives ou à les évaluer, ou encore à définir nos valeurs ou nos préférences.

La Figure 10 représente les trois catégories d'incertitude rencontrées dans les analyses de risques.

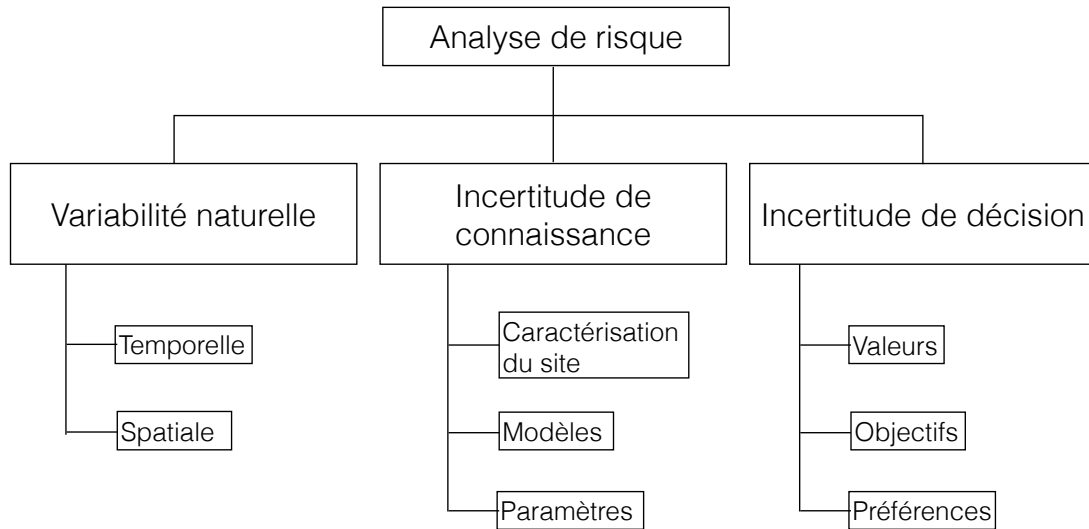


Figure 10. Classification des incertitudes, d'après Baecher et Christian (2005).

2.4. Classification de Cauvin (2007)

Cauvin (2005; 2007) propose une typologie des incertitudes qui couvre l'ensemble des incertitudes auxquelles un géomécanicien peut être confronté. Il distingue quatre types d'incertitudes, imbriquées les unes dans les autres (Figure 11) :

- L'incertitude **de ressources**, qui est le degré le plus général de la typologie. Le mot « ressources » couvre l'ensemble des moyens, outils et informations permettant de réaliser l'analyse de risque sur un site d'étude spécifique. Les incertitudes sont liées : à la disponibilité du savoir scientifique, à l'existence, la nature et la fiabilité des informations, l'absence d'informations, la fiabilité des informations disponibles, le manque de connaissances générales sur les mécanismes physiques étudiés ;
- L'incertitude **d'expertise**, qui est le degré suivant dans la classification. Elle correspond à tous les choix, décisions ou actions que l'« individu expert » aura à faire ou à prendre tout au long de son processus d'analyse. La notion d'expérience est prépondérante. Ce type d'incertitude concerne : l'identification et la compréhension des phénomènes étudiés par un individu, le choix de la méthode d'analyse et l'interprétation du résultat. Ces incertitudes résultent de la subjectivité propre à l'individu expert, la difficulté à définir des scénarii, la difficulté à choisir des modèles, l'interprétation des résultats ;
- L'incertitude **de modèle**, qui découle de la phase d'expertise. On appelle ici « modèle » tout outil (formule mathématique permettant une modélisation physique, mécanique ou statistique d'un phénomène, une règle de calcul ou de classement, etc...). L'incertitude de modèle concerne leur représentativité, c'est à dire le problème de la simplification de la réalité, et leur fiabilité, et résulte du modèle lui même ;
- L'incertitude **de données**. Elle concerne la valeur (numérique, discrète, qualitative, quantitative, etc.) et peut être expliquée par : la variabilité naturelle, spatiale et temporelle des données, le manque de connaissance vis-à-vis de leur valeur, la difficulté à exprimer clairement une valeur.

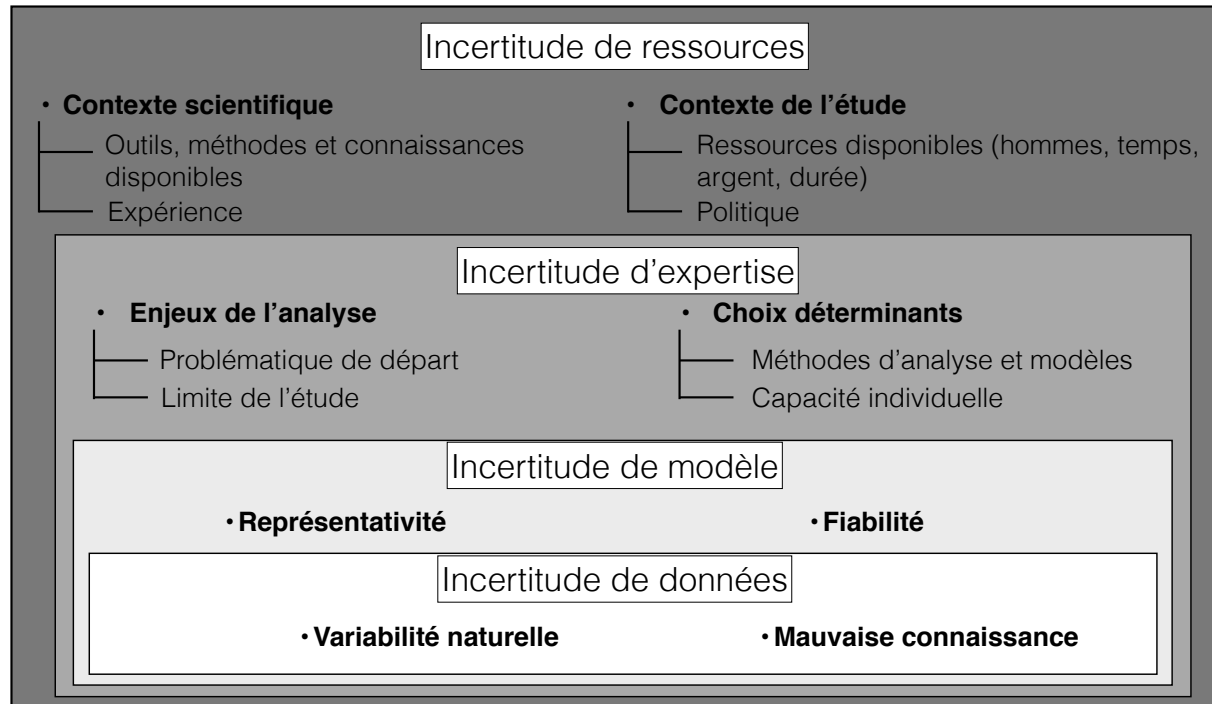


Figure 11. Classification des incertitudes d'après Cauvin (2003).

2.5. Classification de Blockley (2013)

Pour Blockley (2013), la séparation entre les incertitudes aléatoires et épistémiques n'est pas assez riche pour une prise de décision dans le cadre d'une analyse de risque. Il a ainsi proposé une nouvelle classification des incertitudes, basée sur trois niveaux :

- Le **niveau flou** concerne les imprécisions ou le caractère vague d'une définition utilisée pour prendre une décision. Par exemple : « les contraintes dans ce pilier de mines sont considérables ». Il décrit le besoin d'approches précises, rigoureuses, formalisées mathématiquement mis en parallèle avec un cadre méthodologique qui tolère de l'imprécision et des vérités partielles ;
- Le **niveau d'incomplétude** se réfère aux incertitudes de ce que « nous ne savons pas ». Il est nécessaire de dissocier lors des mesures ou des modèles réalisés, les résultats certains, des résultats incertains ou des non résultats ;
- Le **niveau aléatoire** réfère à l'absence de données, ou une mal-connaissance des objectifs de l'étude.

La Figure 12 présente ces trois niveaux avec des termes propres à chaque incertitude dans une espace à 3 dimensions. Le sens de chaque terme dépend de la dimension dans laquelle il se trouve.

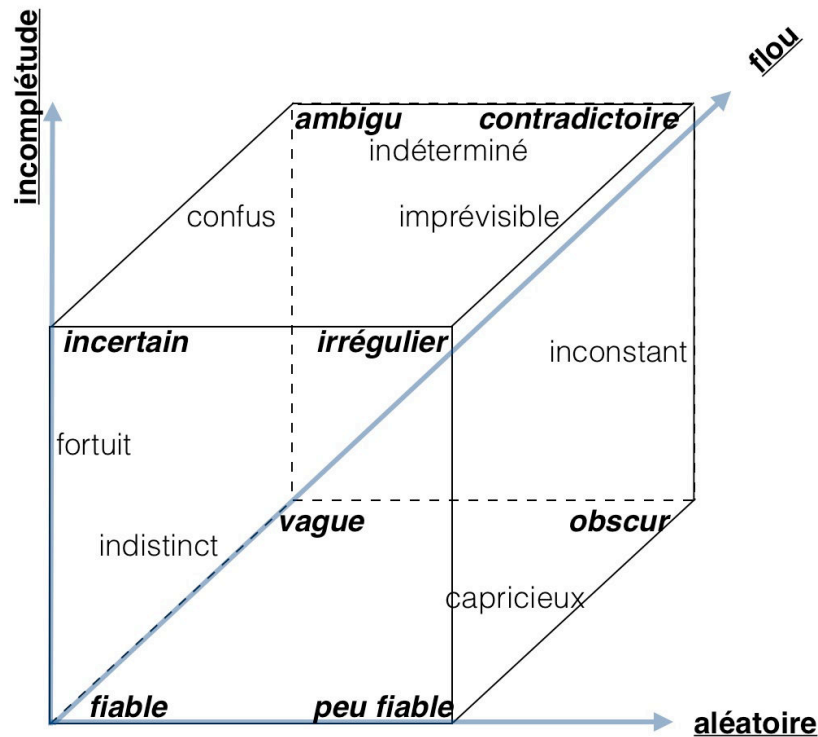


Figure 12. Représentation des trois dimensions des incertitudes selon Bockley (2013).

3. Discussion

Les classifications présentées ci-avant correspondent à des domaines d'application différents les uns des autres.

La classification de Rogers (2003) concerne le domaine d'application du Principe de Précaution. Cette notion préconise l'adoption de mesures de protection avant qu'il y ait des preuves scientifiques complètes démontrant l'existence d'un risque. Cette classification n'est pas adaptée au traitement des incertitudes dans l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux, mais correspond mieux à la gestion de risques industriels, de part la définition des termes proposés.

L'autre domaine d'application est celui de l'analyse de risque. La classification de Blockley (2013) considère que la séparation entre incertitudes aléatoires et épistémiques n'est pas suffisante. Une troisième catégorie est donc ajoutée : le niveau flou. Cette dernière peut s'apparenter à l'incertitude de décision présentée dans d'autres méthodes.

Les classifications de l'UK Climate Impacts Programme (2003), Baecher et Christian (2005) et Cauvin (2007) sont basées sur la différence entre incertitudes aléatoires et épistémiques. Les incertitudes de connaissance (épistémiques) peuvent être découpées en sous catégories. Cette différenciation est particulièrement adaptée lorsque l'on étudie les incertitudes dans l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. En effet, dans la démarche d'évaluation des éboulements, il s'agit de comprendre si ce phénomène est naturellement imprévisible, ou si c'est le manque de données et de connaissances qui ne permet pas à ce jour de proposer une prévision de l'aléa.

Une troisième catégorie de l'incertitude manque : l'incertitude de décision, qui joue un rôle prépondérant dans l'évaluation de l'aléa. Cette catégorie est intégrée aux classifications de Baecher et Christian (2005) et Cauvin (2007). Nous avons choisi de travailler avec celle de Baecher et Christian, qui est particulièrement simple d'utilisation, et considère toutes les incertitudes sur le même niveau d'importance.

CHAPITRE 3. PROBLEMATIQUE ET DEMARCHE

La présente thèse s'intéresse aux incertitudes qui existent dans le processus d'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. Pour rappel, nous travaillons uniquement sur l'aléa de départ des éboulements rocheux, qui est défini comme le croisement entre l'intensité du phénomène et sa probabilité d'occurrence (délai). Pour intégrer cette notion d'incertitude dans l'évaluation de l'aléa de départ, nous avons choisi d'utiliser la classification de Baecher et Christian (2005) qui propose trois niveaux d'incertitudes : la **variabilité naturelle** (ou incertitude aléatoire), **l'incertitude de connaissance** et **l'incertitude de décision**.

Actuellement, la majorité des évaluations de cet aléa se font par expertise : le (ou les) expert(s) en charge de l'étude se rend(ent) sur site et par l'observation des données géomécaniques, hydrologiques et climatiques, proposent une évaluation du niveau d'aléa pour les volumes identifiés comme potentiellement instables. Ainsi, le premier type d'incertitude rencontré lors du processus d'évaluation de l'aléa correspond à **l'incertitude de décision**. Le rôle que joue l'expert (au sens de l'expertise qu'il apporte) lors de cette évaluation est méconnu : y a-t-il une influence du niveau d'expertise sur l'évaluation du niveau d'aléa de départ des éboulements rocheux ? Qu'elle est-t-elle ? La méthode choisie par l'expert (plutôt qualitative ou plutôt quantitative) a-t-elle une influence déterminante sur le niveau d'aléa ? Pour répondre à ces questions, nous avons mis au point une expérimentation sur un site test, sur lequel nous avons fait évaluer le niveau d'aléa par trois populations au niveau d'expertise différent. Chaque population utilisera trois méthodes à sa disposition (méthodes qualitative et quantitative) afin d'étudier également l'influence du type de méthode. Les résultats seront ensuite traités statistiquement par comparaison des moyennes, test d'indépendance et analyse de la variance (ANOVA). Ce thème fera l'objet de la Partie 2 de cette thèse (Chapitre 4);

Les incertitudes plus classiques que sont la variabilité naturelle et l'incertitude de connaissance apparaissent également lors de l'évaluation de l'aléa. La **variabilité naturelle** s'intéresse à la variabilité temporelle et/ou spatiale du phénomène. Nous nous focalisons sur l'étude de la variabilité temporelle, en étudiant l'influence des facteurs météorologiques sur le déclenchement des chutes de blocs. En particulier, nous cherchons à mettre en évidence le ou les facteur(s) météorologique(s) prépondérant, et ce sur différents sites. Nous définissons des probabilités conditionnelles de chute en fonction de ces facteurs météorologiques. Nous relierons également ces différents facteurs aux processus physiques mis en jeu (lessivage de la falaise, endommagement et rupture des ponts rocheux, ouverture des fractures par gel-dégel,...) (Chapitre 5). De plus, l'existence d'une variabilité naturelle (incertitude aléatoire) postule que même si l'on connaît absolument tous les éléments jouant un rôle dans le déclenchement d'une chute de bloc, il reste une part aléatoire d'événements qui se déclenchent, sans que l'on puisse les relier avec une cause précise (pour l'instant). Il faut alors déterminer si tous les événements résultent de la variabilité naturelle ou si une part (ou tous) les éboulements peuvent être reliés à un paramètre ou un ensemble de paramètres. Nous travaillerons sur des bases de données afin de mettre en évidence la part (ou non) d'incertitude aléatoire, c'est-à-dire des événements qui, à l'heure actuelle, ne semblent corrélés avec aucun facteur défini. Ce questionnement fera l'objet du § 8 du Chapitre 5.

Entrent alors en jeu les **incertitudes de connaissance**. A l'heure actuelle, l'évaluation de l'intensité du phénomène, c'est-à-dire son volume, peut se faire de manière assez précise (scanner laser terrestre et photogrammétrie terrestre par exemple). Aussi, les incertitudes de

connaissance sont principalement dues aux manques de données sur la profondeur de la surface de glissement. Concernant l'évaluation de la probabilité d'occurrence, ou le délai pour lequel la chute va se produire, les incertitudes sont bien plus importantes. En effet, nous faisons actuellement face à un manque d'information sur les processus physiques menant à la chute : des études récentes (Frayssines et Hantz 2009) montrent le rôle primordial des ponts rocheux dans les études de stabilité, mais nous sommes seulement à leurs prémices. On ne comprend pas encore comment l'état de stabilité d'un site se détériore jusqu'à une position critique. De même, quels sont les facteurs qui vont être responsables de la chute ? Est-ce aléatoire ou peut-on relier les chutes à un ou des facteurs précis ?

De plus pour pouvoir proposer une évaluation la plus juste de l'aléa d'éboulement rocheux, il faudrait pouvoir connaître précisément l'état de fracturation du massif et les propriétés mécaniques des joints rocheux maintenant le bloc en place. Ce qui n'est actuellement pas le cas.

Enfin, la modélisation numérique est présentée comme un outil puissant. Mais des incertitudes sur les paramètres existent concernant le modèle de comportement et les paramètres utilisés dans le modèle. Sont-ils précis ? Quelle est l'influence de leur imprécision sur le résultat final proposé ?

Nous avons choisi d'étudier les incertitudes de connaissance au travers de l'étude des processus qui mènent à la rupture. En particulier, nous cherchons à étudier comment l'état de stabilité du site se détériore jusqu'à arriver à une position critique (rôle des facteurs préparatoires). Nous étudions le cas d'un bloc dont l'équilibre dépend de la présence et de la proportion des ponts rocheux le long de la surface entre le bloc à la falaise, et ce pour différentes pentes. Nous analysons également l'influence de leur position sur la stabilité du bloc (Chapitre 6).

PARTIE 2

LES INCERTITUDES DE DECISION DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

PARTIE 2. LES INCERTITUDES DE DECISION DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....39

CHAPITRE 4. L'INFLUENCE DE L'EXPERTISE DANS LE PROCESSUS D'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART : UNE APPROCHE EXPERIMENTALE POUR IDENTIFIER ET REDUIRE LES INCERTITUDES DE DECISION	41
1. <i>Protocole expérimental</i>	41
1.1. Choix du site d'étude	41
1.2. Populations testées	43
1.3. Méthodes utilisées pour l'évaluation de l'aléa de départ	43
1.3.1. Evaluation de l'aléa a priori	44
1.3.2. La méthode du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC)	44
1.3.3. La méthode Slope Mass Rating (SMR) modifiée	47
1.4. Données complémentaires	51
1.5. Les outils statistiques utilisés pour le traitement des résultats	51
2. <i>Résultats</i>	51
2.1. Analyse descriptive préliminaire	52
2.2. Influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa	54
2.2.1. Analyse des populations	54
2.2.2. Test d'indépendance du khi deux (χ^2)	55
2.2.3. Analyse de la Variance (ANOVA)	56
2.3. Sensibilité des paramètres des méthodes LPC et SMR	59
3. <i>Discussion</i>	63
4. <i>Conclusion</i>	64
4.1. Conclusion sur les incertitudes	64
4.2. Conclusion opérationnelle	64

PARTIE 2. LES INCERTITUDES DE DECISION DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

Baecher & Christian (2005) définissent l'incertitude de décision comme provenant de notre incapacité à décider, à définir nos valeurs et nos préférences lors du processus de décision, ou encore à comprendre les objectifs réels d'une décision.

Lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux, deux critères sont évalués et croisés entre eux pour définir le niveau d'aléa de départ final : (1) l'intensité du phénomène, c'est à dire le volume mis en jeu lors de la chute, et (2) sa probabilité d'occurrence, c'est à dire la probabilité que la masse entre en rupture pour un délai défini. C'est lors de l'évaluation de ces deux paramètres qu'apparaissent les incertitudes de décision, au travers de différents questionnements :

- L'évaluation de l'intensité est-elle toujours la même quelque soit la personne réalisant l'étude ?
- Quelle est l'influence du niveau d'expertise sur l'évaluation de la probabilité d'occurrence ?
- Ces questions se résumant en : quelle est l'influence du niveau d'expertise sur l'évaluation de l'aléa de départ ?
- Quelle est l'influence de la méthode utilisée sur la détermination du niveau d'aléa ?

Dans ce chapitre, nous proposons d'apporter des réponses à ces interrogations. Nous nous intéressons à l'influence du niveau d'expertise dans le processus d'évaluation de l'aléa. En particulier, nous cherchons à déterminer si un jeune « expert » (ex : étudiant en fin d'étude, pouvant être amené à réaliser une étude de risque dans le cadre d'un stage) évalue l'aléa de manière semblable à un expert. Nous étudions également deux méthodes d'évaluation de l'aléa : une qualitative et une quantitative afin d'identifier le type de méthode permettant de réduire et/ou limiter les incertitudes de décision.

CHAPITRE 4. L'INFLUENCE DE L'EXPERTISE DANS LE PROCESSUS D'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART : UNE APPROCHE EXPERIMENTALE POUR IDENTIFIER ET REDUIRE LES INCERTITUDES DE DECISION

Les chutes de blocs constituent un aléa majeur pour les populations, les activités humaines et les infrastructures. Il est ainsi nécessaire d'évaluer le niveau d'aléa sur les secteurs identifiés comme potentiellement dangereux, et de proposer une cartographie des zones d'aléa afin de gérer les risques qui en dépendent. Cette cartographie amène à définir des zones inconstructibles, ou des zones sur lesquelles un aménagement de parades face à l'aléa est requis (en particulier le long d'un linéaire routier ou ferroviaire, ou pour des zones habitées) (Fell et al., 2008). Il est donc indispensable de produire une évaluation et une cartographie de l'aléa la plus précise possible, et reproductible quelque soit l'expert en charge de l'étude.

Cette évaluation de l'aléa passe par l'évaluation de l'aléa de départ ainsi que de l'aléa de propagation. Dans cette thèse, seul l'aléa de départ est étudié. Comme présenté dans l'état de l'art, différentes méthodes existent pour l'évaluer et la majorité d'entre elles sont basées sur le jugement de l'expert qui produit l'étude (Hantz et al., 2003 ; Jaboyedoff et al., 2001 ; Laboratoire des ponts et chaussées, 2004). Plus spécifiquement, ces études analysent qualitativement les facteurs de prédisposition, préparatoires et déclenchants. Ces paramètres aident l'expert en charge de l'étude à définir le volume instable et sa probabilité d'occurrence. La notion d'expertise est donc prépondérante dans l'évaluation classique de l'aléa. Nous nous proposons d'étudier l'influence du niveau d'expertise et de la méthode utilisée au travers d'une expérimentation originale, présentée dans ce chapitre. Ces résultats ont également été présentés au congrès EUROCK ayant eu lieu en Pologne, en Septembre 2013 (Delonca et al., 2013) ; l'article en anglais est donné en ANNEXE 1.

1. Protocole expérimental

Nous avons mis en place une expérimentation visant à évaluer l'influence du niveau d'expertise et de la méthode utilisée dans l'évaluation de l'aléa. Pour ce faire, nous avons proposé à trois populations ayant des niveaux d'expertise différents, d'évaluer le niveau d'aléa de départ à l'aide de deux méthodes différentes, ainsi que de fournir une évaluation de l'aléa *a priori*, sur un site test. Sur ce site test, trois secteurs sont identifiés et les évaluations se font sur chacun d'entre eux, afin de multiplier les résultats et de s'assurer une représentativité statistique des résultats. Nous avons ensuite comparé statistiquement les niveaux d'aléa de départ évalué par chaque population. Le protocole expérimental est présenté dans la partie suivante.

1.1. Choix du site d'étude

Le site d'étude choisi pour réaliser l'expérience se situe sur la commune de Liverdun, dans l'Est de la France, à 20 km de Nancy (54). Il s'agit de falaises de calcaire du Bajocien, fortement fracturées et instables, sur une hauteur d'environ 50 m. Le site est un ancien site d'escalade, où des chutes courantes ont conduit la mairie de Liverdun à fermer son accès. Une étude globale, réalisée sur la commune, par le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM), a proposé de cartographier ce site en aléa fort (Moiriat et al., 2008) (cf. Figure 13).

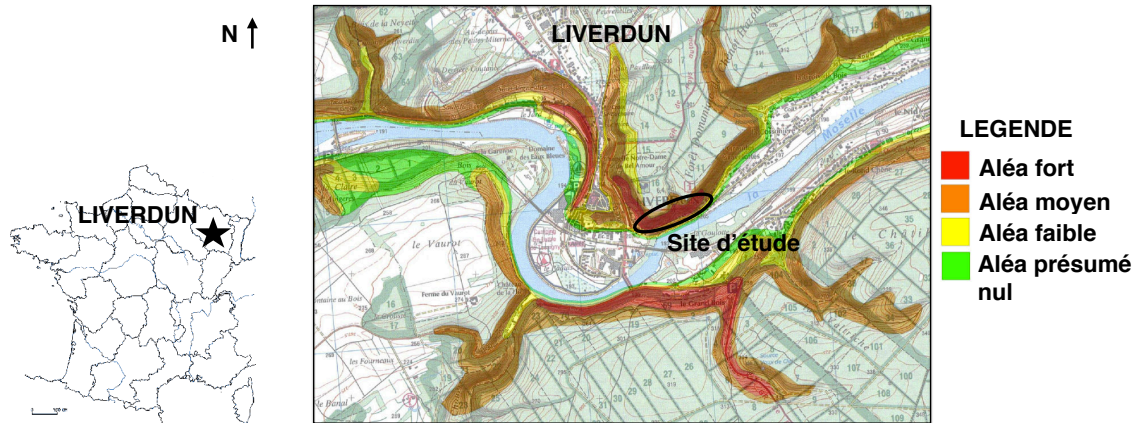


Figure 13. Localisation du site de Liverdun et évaluation du niveau d'aléa (d'après Moiriat et al., 2008).

Sur le site choisi, trois secteurs ont été identifiés :

- 1) Le secteur 1 présente un mur rocheux massif stratifié et stable. Une fracture pluri-décamétrique isole une masse de quelques centaines de m^3 . Au sommet du mur, des petits blocs instables sont visibles (cf. Figure 14-a);
- 2) Sur le secteur 2, deux fractures isolent une masse de quelques dizaines de m^3 . Nous retrouvons en son sommet des petits blocs instables (cf. Figure 14-b);

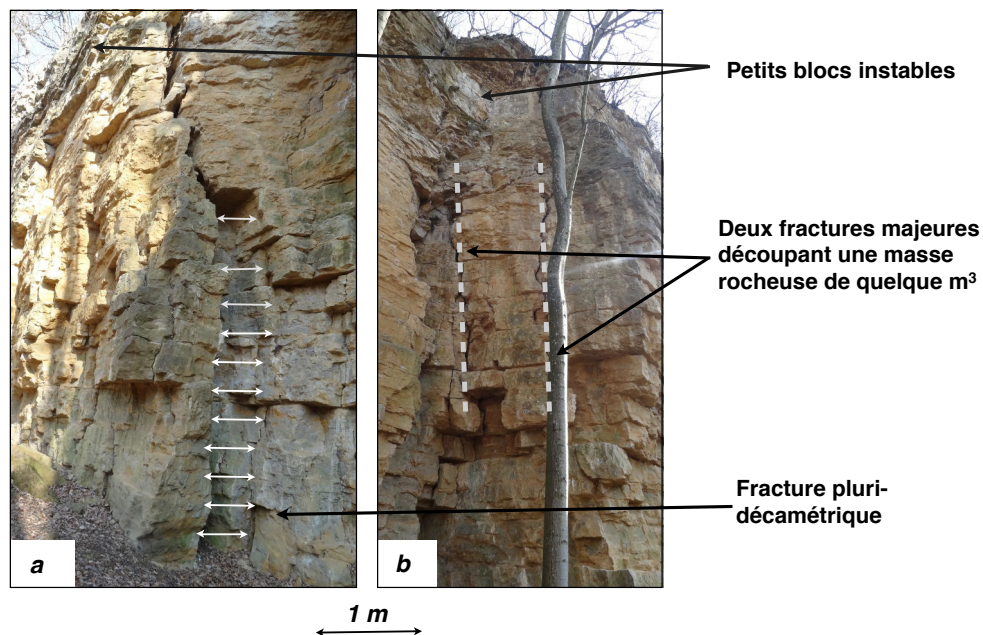


Figure 14. Secteur 1 (a) et secteur 2 (b) et leurs principales caractéristiques.

- 3) Sur le secteur 3, de nombreux bancs calcaires en surplombs sont identifiés. Ces bancs semblent particulièrement instables. Ici encore, des petits blocs instables sont identifiés au sommet du secteur (cf. Figure 15).

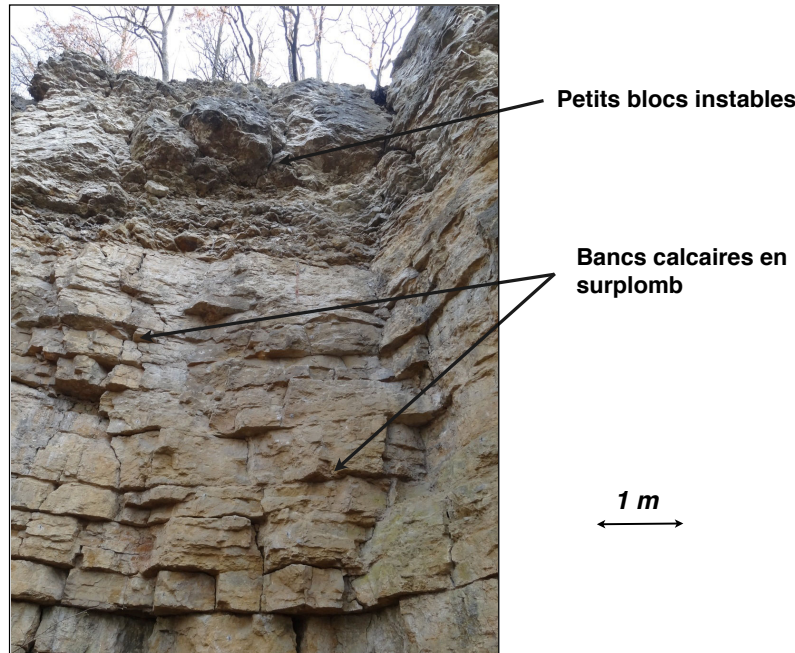


Figure 15. Secteur 3 et ses principales caractéristiques.

1.2. Populations testées

Pour l'expérience, trois types de population se sont prêtés au jeu de l'évaluation. L'expérience a été réalisée sur deux années consécutives (Mai et Juin 2012 et Mai 2013). Au total, nous avons mobilisé :

- 1) 38 étudiants en 2ème année d'école d'ingénieur de l'école des Mines de Nancy (niveau bac +4), faisant leurs études dans le domaine des géosciences. C'était ainsi la première fois qu'ils étaient confrontés à ce type de travail. L'intérêt pédagogique était double : (i) ils ont pu aller sur site et améliorer leur connaissance en géologie de terrain (réaliser des relevés stratigraphiques, réaliser des schémas synthétiques des secteurs étudiés,...) et (ii) ils ont pu réaliser un travail auquel il pourront être confrontés dans le cadre d'un stage par exemple ;
- 2) 10 chercheurs en géosciences travaillant dans le domaine de l'évaluation du risque, mais non habitués à évaluer le niveau d'aléa des éboulements rocheux ;
- 3) 8 experts confirmés qui bénéficient d'une longue expérience dans l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux, et dans les analyses de risque.

Nous faisons remarquer à ce stade de la présentation du protocole expérimental que les évaluations proposées par les experts ne sont pas considérées comme étant les « bonnes ». Nous réalisons des comparaisons entre les niveaux d'aléa évalués par chaque individu dans les populations, et par chaque groupe de population pour mettre en évidence l'influence du niveau d'expertise dans le processus d'évaluation de l'aléa.

1.3. Méthodes utilisées pour l'évaluation de l'aléa de départ

Pour réaliser l'évaluation de l'aléa sur chacun des trois secteurs, nous avons dans un premier temps demandé aux individus des trois populations de donner une évaluation *a priori* du niveau

d'aléa de départ. Puis ils ont utilisé la méthode qualitative LPC, et la méthode quantitative SMR, présentées ci-après.

1.3.1. Evaluation de l'aléa a priori

Une première évaluation du niveau d'aléa a été demandée aux différents individus ayant réalisé l'expérience. 4 choix leur ont été présentés pour définir le niveau d'aléa : (i) aléa nul, (ii) aléa faible, (iii) aléa moyen et (iv) aléa élevé. L'objectif de cette évaluation est de pouvoir la comparer à celles obtenues à l'aide de méthodes guidant le travail d'évaluation, et de pouvoir estimer la différence entre ces deux approches (guidées ou purement *a priori*).

1.3.2. La méthode du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC)

La méthode LPC est détaillée dans le guide du Laboratoire des ponts et chaussées (2004). C'est une méthode de type qualitative, fréquemment utilisée sur le territoire français. Elle propose deux grandes étapes : (1) collecter des données préliminaires et (2) les utiliser pour localiser et caractériser les instabilités potentielles.

La collecte des données préliminaires se réalise au travers de différentes approches :

- Approche documentaire. Il s'agit d'exploiter les archives afin, notamment, d'éviter de refaire des études ou des investigations déjà réalisées ;
- Approche historique. Il s'agit de faire le point sur les informations historiques à notre disposition afin de connaître le passif du site ;
- Approche géologique. Cette approche consiste à analyser les données lithologiques, stratigraphiques et celles concernant l'histoire géologique régionale en vue d'établir le contexte géologique du site. Elle ne peut se concevoir sans compléments sur le terrain ;
- Approche structurale. Il s'agit d'identifier les traits caractéristiques de la structure à différentes échelles. L'objectif principal est d'établir un modèle structural d'ensemble et des modèles locaux, et d'identifier les différents systèmes de discontinuités, leur hiérarchie et leur organisation ;
- Approche morphologique. C'est l'analyse des traits dominants de la morphologie du site. Il s'agit de reconstituer l'histoire de l'évolution dynamique des versants ayant abouti au modelé topographique actuel ;
- Approche hydrogéologique, hydrologique et climatique. Il s'agit de caractériser les apports hydriques, leur nature, leur régime et leur importance. Il faut également déterminer quels sont les écoulements à l'intérieur du massif, ou encore définir les configurations climatiques agressives (gel, dégel, contraste thermique...) ;
- Données relatives au couvert végétal. Il s'agit d'identifier et caractériser le couvert végétal des versants, afin d'aider à identifier des zones instables ;
- Mécanismes d'évolution des versants rocheux. Il s'agit d'identifier les mécanismes d'instabilité associés aux zones d'étude ;
- Sectorisation. Il s'agit d'identifier les zones homogènes du point de vue de la caractérisation de l'aléa. Cette étape est réalisée lors de l'étude d'une grande zone (type linéaire). Nous considérerons toujours l'aléa le plus défavorable sur un même secteur.

Dans le cas de notre expérimentation, nous avons proposé une grille permettant de quantifier les paramètres énumérés dans cette première étape. Cette grille permettra d'aider les étudiants dans leur démarche sans modifier le déroulement de la méthode. Elle a été validée par des experts utilisant la méthode LPC pour leurs analyses de risque et est présentée Figure 16.

Facteurs	Favorable à la stabilité	Défavorable à la stabilité
EXEMPLE		
Sismicité	Tout le département est en zone de sismicité très faible. 1 (stable)	Déstabilisation en cas de séismes. 4 (instable)
DONNEES GEOMECHANIQUES		
Pente du talus	Faible	Verticale à déversante
Discontinuités	Absentes	Présentes
Surfaces des discontinuités	Rugueuses	Lisses
Ouverture des discontinuités	Fermées	Ouvertes
Remplissage des discontinuités	Colmatées	Non colmatées
Orientation des discontinuités critiques	Favorable à la stabilisation du massif Schéma du site :	"Favorable" à la déstabilisation du massif
DONNEES HYDROLOGIQUES ET CLIMATIQUES		
Eau interstitielle	Exposition nulle	Exposition fréquente
Pluviométrie / fonte des neiges	Jamais exposé	Exposition plusieurs dizaines de jours par an
Fortes variations de température / cycle gel-dégel	Jamais exposé	Exposition plusieurs dizaines de jours par an
Présence de végétation	Stabilisante	Déstabilisante

Figure 16. Grille de quantification des paramètres de la méthode LPC.

Dans un deuxième temps, 3 sous étapes sont définies pour localiser et caractériser les instabilités potentielles :

1. Localisation et identification des instabilités potentielles. L'objectif est de faire l'inventaire des éléments ou facteurs déterminants permettant de caractériser les compartiments rocheux potentiellement instables pour déboucher sur la phase de qualification de l'aléa :
 - Nature du compartiment ;
 - Paramètres géométriques ;
 - Paramètres géomécaniques.

Cette étape s'appuie sur la collecte des données préliminaires réalisée précédemment, et permet de définir le volume mis en jeu (l'intensité).

2. Qualification de l'aléa de rupture. Il s'agit ici de déterminer un couple probabilité/délai associé à chaque masse rocheuse instable identifiée. Cette notion repose sur deux composantes indissociables :
 - La probabilité d'occurrence de chute dans la période considérée, évaluée en fonction des facteurs déterminants (basés sur la collecte des données préliminaire et la Figure 16) ; l'échelle qualitative considérée va de « très faible » à « très élevée » (cf. Tableau 4) ;

- Le délai significatif à l'intérieur duquel le praticien estime que le phénomène peut se produire ; les périodes vont de « imminent » à « long terme » (cf. Tableau 5).

Tableau 4. Echelle qualitative de la probabilité d'occurrence (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).

Très élevée (te)	L'occurrence du phénomène est normale. Sa non-occurrence serait exceptionnelle
Elevée (e)	L'occurrence du phénomène est plus envisageable que sa non-occurrence
Modérée (m)	L'occurrence du phénomène est équivalente à sa non-occurrence
Faible (f)	La non-occurrence du phénomène est plus envisageable que son occurrence
Très faible (tf)	La non-occurrence du phénomène est normale. Son occurrence serait exceptionnelle

Tableau 5. Echelle temporelle proposée (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).

Imminent (i)	Prise en compte immédiate (le délai se compte en heures, jours, semaines, mois)
Très court terme (tct)	2 ans environ
Court terme (ct)	10 ans environ
Moyen terme (mt)	De l'ordre de 30-50 ans
Long terme (lt)	De l'ordre de 100-150 ans

Le croisement de ces deux informations permet de remplir une matrice « probabilité/délai » (cf. Tableau 6) pour chaque masse rocheuse identifiée, potentiellement instable. Ainsi, d'après le guide du Laboratoire des Ponts et Chaussées (2004), pour chacune de ces masses, un niveau « probabilité/délai » sera proposé. Cette déclinaison correspondant à des délais différents est généralement exploitée pour apporter la meilleure réponse face au risque : action rapide pour les délais les plus courts et les enjeux les plus forts, et programmations d'actions préventives pour les délais les plus longs.

Tableau 6. Matrice d'évaluation « probabilité/délai » (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).

Délai Probabilité	Imminent (i)	Très court terme (tct)	Court terme (ct)	Moyen terme (mt)	Long terme (lt)
Très élevée (te)					
Elevée (e)					
Modérée (m)					
Faible (f)					
Très faible (tf)					

3. Qualification de l'aléa de propagation. Avec la méthode LPC, il est proposé de réaliser dans un premier temps une analyse qualitative de la trajectographie avant d'envisager d'effectuer une étude de la propagation à l'aide d'une simulation numérique. Nous ne détaillons pas cette dernière étape, car elle n'est pas considérée dans notre expérimentation.

Cette matrice n'étant pas facilement utilisable par des non initiés, nous avons défini une matrice basée sur la méthode LPC afin d'obtenir le niveau d'aléa de départ. Elle croise l'intensité du phénomène (le volume mis en jeu) (cf. Tableau 9) avec un niveau de prédisposition à l'instabilité

du site (cf. Tableau 8), qui correspond au couple « probabilité/délai ». On pourrait également la nommer « susceptibilité de départ », pour ne pas faire d'amalgame avec les facteurs de prédispositions. Cette matrice nous donnera le niveau d'aléa de départ correspondant (cf. Tableau 9). Elle a été validée par des experts utilisant la méthode au quotidien, et est utilisée tel quelle par certains d'entre eux.

Tableau 7. Intensité du phénomène pour la méthode LPC (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).

Volume mobilisable	Qualification de l'intensité
< 0,001 m ³	Très faible
0,001 à 0,01 m ³	Faible
0,01 à 1 m ³	Moyenne
1 à 100 m ³	Elevée
> 100 m ³	Très élevée

Tableau 8. Echelle qualitative de la prédisposition à l'instabilité.

Très élevée (te)	La rupture du ou des bloc(s) va avoir lieu, et ce de manière imminente.
Elevée (e)	La rupture du ou des bloc(s) est plus envisageable que sa stabilité; le délai probable avant chute est de 2 ans environ.
Modérée (m)	La probabilité de rupture du ou des bloc(s) est équivalente à celle de sa stabilité; le délai probable avant chute est de 10 ans environ.
Faible (f)	La stabilité du ou des bloc(s) est plus envisageable que sa rupture; le délai probable avant chute est de l'ordre de 30-50 ans.
Très faible (tf)	La stabilité du ou des bloc(s) est normale. Une rupture serait exceptionnelle ; le délai probable avant chute est de l'ordre de 100-150 ans.

Dans cette définition de la prédisposition à l'instabilité, nous considérons qu'une prédisposition très élevée signifie que la chute va avoir lieu dans un délai court, et inversement, pour une prédisposition très faible, cette chute pourrait avoir lieu mais à long ou très long terme.

Tableau 9. Matrice « intensité/prédisposition », permettant d'obtenir le niveau d'aléa de départ.

Intensité (m³)					
Prédisposition	< 0,001 (Très faible)	0,001 à 0,01 (Faible)	0,01 à 1 (Moyenne)	1 à 100 (Elevée)	> 100 (Très élevée)
Très faible	F	F	F	M	M
Faible	F	F	M	M	E
Moyenne	F	M	M	E	E
Elevée	M	M	E	E	E
Très élevée	M	E	E	E	E

avec F : aléa faible, M : aléa modéré et E : aléa Elevé

1.3.3. La méthode Slope Mass Rating (SMR) modifiée

La méthode Slope Mass Rating (SMR), proposée par Romana (1985) est une méthode quantitative. Elle a été développée pour l'étude de la stabilité de versants excavés, et elle est

basée sur le calcul du Rock Mass Rating (RMR), auquel est ajouté un produit de facteurs d'ajustement.

La valeur du SMR est ainsi calculée suivant l'équation (3) :

$$SMR = RMR + (F1.F2.F3) + F4 \quad (3)$$

La valeur du RMR est la valeur de l'indice du Rock Mass Rating défini par Bieniawski (1972), sans aucune corrections. Il est calculé par la somme de 5 paramètres. Chaque paramètre peut prendre différentes valeurs. C'est la somme de ces indices qui donne la valeur finale du RMR. Les paramètres sont les suivants :

- La résistance à la compression simple ;
- Le R.Q.D (Rock Quality Designation). Il donne une estimation quantitative de la fracturation de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le R.Q.D est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage ;
- L'espacement moyen des discontinuités ;
- La qualité des discontinuités : sont évaluées la rugosité des discontinuités, l'altération des épontes et l'ouverture des discontinuités ;
- Le débit d'eau souterraine.

Pour l'expérimentation, nous avons préparé des fiches sur lesquelles les indices pour chacun des paramètres étaient définis. Pour l'évaluation de la résistance en compression simple, nous avons réalisé différents essais au scléromètre sur site (nous n'avons pas réalisé d'essais en laboratoire). L'espacement moyen des discontinuités et le RQD ont également été mis en relation. En effet, plus l'espacement entre les discontinuités est grand, moins la roche est fracturée. La qualité du massif rocheux est donc meilleure. La corrélation entre les deux valeurs, ainsi que la présentation des indices de chacun des paramètres, sont données Figure 17.

Les facteurs d'ajustements F1, F2, F3 et F4 sont définis comme suit :

- F1 dépend du parallélisme entre la direction des discontinuités critiques et celle du talus (différence d'azimut entre la pente et les discontinuités critiques). Ce facteur peut varier de 1 (quand les deux sont presque parallèles) à 0,15 (quand l'angle entre les deux est plus grand que 30° et que la probabilité de rupture est très faible). Il a été établi empiriquement et est calculé selon l'équation (4) :

$$F1 = (1 - \sin(A))^2 \quad (4)$$

où A est l'angle entre les directions des discontinuités et du talus ;

- F2 dépend du pendage des discontinuités pour le mode de rupture plan. Les valeurs varient de 1 (pour les discontinuités de plus de 45° de pendage) à 0,15 (pour les discontinuités de moins de 20° de pendage). Il a également été établi empiriquement selon l'équation (5):

$$F2 = \text{tg}^2(\beta_j) \quad (5)$$

où β_j est le pendage des discontinuités critiques ;

- F3 est lié à la relation entre la pente du talus et le pendage des discontinuités et mesure la différence d'angle entre le pendage des discontinuités et celui de la pente ;
- F4 prend en compte la méthode d'excavation. Il est fixé empiriquement sur les bases suivantes :
 - les talus naturels sont plus stables à cause de l'érosion à long terme et des protections naturelles ;
 - la roche prédécoupée augmente également la stabilité ;
 - l'abattage à l'explosif augmente, ne change pas ou diminue la stabilité du talus selon qu'il est léger, normal ou déficient (trop d'explosifs par exemple) ;
 - l'excavation mécanique par arrachage dans les roches très fracturées n'augmente, ni ne diminue la stabilité du talus.

La Figure 17 présente les facteurs utilisés dans le calcul du SMR et leurs indices associés.

Valeur du rebondissement au scléromètre	Résistance à la compression simple	Indice
-	> 250 Mpa	15
-	100-250 Mpa	12
> 51	50-100 Mpa	7
34-51	25-50 Mpa	4
20-34	5-25 Mpa	2
-	1-5 Mpa	1
-	< 1 Mpa	0
Espacement moyen des discontinuités	RQD (qualité de la roche)	
> 2 m	90% - 100% (excellente)	40
0,6 - 2 m		35
200 - 600 mm	75% - 90% (bonne)	27
105 mm - 200 mm		25
60 mm - 105 mm	50% - 75% (moyenne)	21
30 mm - 60 mm	25% - 50% (faible)	13
< 30 mm	< 25% (très faible)	8
Condition des joints (qualité des discontinuités)		
Surfaces très rugueuses, discontinues. Epontes non altérées.		30
Surfaces légèrement rugueuses, ouverture < 1 mm. Epontes légèrement altérées.		25
Surfaces légèrement rugueuses, ouverture < 1 mm. Epontes fortement altérées.		20
Surfaces ondulées, ouvertures 1-5 mm.		10
Ouvertures > 5 mm.		0
Eaux souterraines		
Complètement sec		15
Humide		10
Mouillé		7
Venues par gouttes		4
Venues à flots		0
RMR		

F1 : Mesure la différence d'azimut entre le talus et les discontinuités critiques (VALEUR ABSOLUE) (αj - αs)	Indice
> 30°	0,15
30°-20°	0,4
20°-10°	0,7
10°-5°	0,85
< 5°	1
F2 : Pendage des discontinuités critiques (βj)	
< 20°	0,15
20°-30°	0,4
30°-35°	0,7
35°-45°	0,85
> 45°	1

F3 : Mesure la différence d'angle entre le pendage des discontinuités et celui de la pente (βj - βs)	Indice
> 10°	0
[0°, 10°]	-6
0°	-25
[-10°, 0°]	-50
< -10°	-60
F4 : Type de talus	
Naturel	+15
Prédécoupé	+10
Dynamitage doux	+8
Dynamitage ou pelle mécanique	0
Artificiel (dynamitage déficient)	-8

Figure 17. Facteurs utilisés dans le calcul du SMR : calcul du RMR et facteurs d'ajustement F1, F2, F3 et F4.

La valeur du SMR donne la sensibilité du site à la stabilité, qui caractérise l'instabilité potentielle du site d'un point de vue géomécanique. Le Tableau 10 présente les valeurs de SMR et leur équivalent en terme de qualification de la sensibilité à l'instabilité. Pour obtenir la probabilité

d'occurrence du phénomène, Tritsch & Didier (1996), ainsi que El-Shayeb (1999) ont proposé de coupler cette qualification du massif à la qualification de l'activité du massif, définie Tableau 11.

Tableau 10. Qualification de la sensibilité au travers de la valeur du SMR.

Valeur du SMR	Qualification de la sensibilité
0-20	Très défavorable à la stabilité du site
21-40	Défavorable à la stabilité du site
41-60	Moyennement favorable à la stabilité du site
61-80	Favorable à la stabilité du site
81-100	Très favorable à la stabilité du site

Tableau 11. Qualification de l'activité du massif (d'après Tritsch & Didier, 1996).

Qualification du massif	Principaux indices d'activité
Dormant	Traces morphologiques estompées, Pas d'altération du massif, Pas de fractures mécaniques.
Inactif ou peu actif	Traces morphologiques évoluées, Altération superficielle, Fractures mécaniques anciennes.
Frais	Traces morphologiques fraîches, Altération profonde, Fractures mécaniques développées.
Actif	Traces morphologiques présentes, Altération active, Fractures mécaniques ouvertes et évolutives.

Le Tableau 12 présente la matrice permettant d'obtenir le niveau de probabilité d'occurrence avec la méthode SMR. Enfin, cette probabilité couplée à l'intensité (cf. Tableau 13) donnera le niveau d'aléa, suivant une matrice similaire à celle proposée pour la méthode LPC (cf. Tableau 14).

Tableau 12. Matrice permettant d'obtenir la probabilité d'occurrence (d'après El-Shayeb, 1999).

sensibilité (SMR) Activité du massif	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Dormant	Négligeable	F	F	M	M
Inactif ou peu actif	F	F	M	M	E
Frais	F	M	M	E	E
Actif	M	M	E	E	E

avec F : probabilité d'occurrence faible, M : probabilité d'occurrence modérée et E : probabilité d'occurrence Elevée

Tableau 13. Intensité du phénomène pour la méthode SMR (d'après El-Shayeb, 1999).

Volume mobilisable	Qualification de l'intensité
< 0,001 m ³	Chutes de pierres
0,001 à 1 m ³	Chutes de blocs
1 à 10 m ³	Eboulements
> 10 m ³	Eboulements majeurs

Tableau 14. Matrice « intensité/probabilité d'occurrence » permettant d'obtenir le niveau d'aléa de départ (d'après El-Shayeb, 1999).

Intensité (m ³) Probabilité d'occurrence	< 0.001 (Chutes de pierres)	0.001 à 1 (Chutes de blocs)	1 à 10 (Eboulements)	> 10 (Eboulements majeurs)
Très faible	Négligeable	F	F	M
Faible	F	F	M	M
Moyenne	F	M	M	E
Elevée	M	M	E	E

avec F : aléa faible, M : aléa modéré et E : aléa Elevé

L'ANNEXE 2 présente la fiche distribuée à chaque individu au cours de l'expérience sur site.

1.4. Données complémentaires

Avant de réaliser l'expérimentation sur site et pour aider les débutants dans leur démarche, une présentation en salle des différentes méthodes utilisées, ainsi que des facteurs d'observations a été réalisée. Un document présentant le site a également été distribué afin d'apporter des informations complémentaires concernant l'historique du site. L'observation sur site s'est déroulée depuis le pied de la falaise. Chaque individu avait en sa possession une boussole, un scléromètre et un marteau de géologue.

1.5. Les outils statistiques utilisés pour le traitement des résultats

Chaque individu (de chacune des 3 populations) a évalué le niveau d'aléa de départ sur les 3 secteurs, en utilisant les 3 méthodes (évaluation a priori du niveau d'aléa, la méthode LPC et la méthode SMR). Afin d'étudier l'influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa de départ, nous avons analysé de manière qualitative la répartition des résultats, puis nous avons étudié la moyenne et les écart-types des niveaux d'aléa évalués par chacun des groupes de populations, et ce pour chaque méthode et sur chaque secteur. Enfin, nous avons effectuée une analyse de la variance (ANOVA) pour évaluer l'influence du niveau d'expertise et de la méthode sur le niveau d'aléa final.

2. Résultats

Pour traiter statistiquement les résultats obtenus, nous avons choisi de coder les niveaux d'aléa de départ selon l'échelle suivante :

- Aléa faible : code égal à 1 ;
- Aléa modéré : code égal à 2 ;
- Aléa élevé : code égal à 3.

Ce codage nous permet de quantifier les différents niveaux d'aléa, et reflète l'augmentation du niveau d'aléa de manière classique.

2.1. Analyse descriptive préliminaire

La Figure 18 illustre l'analyse qualitative réalisée sur les 3 secteurs.

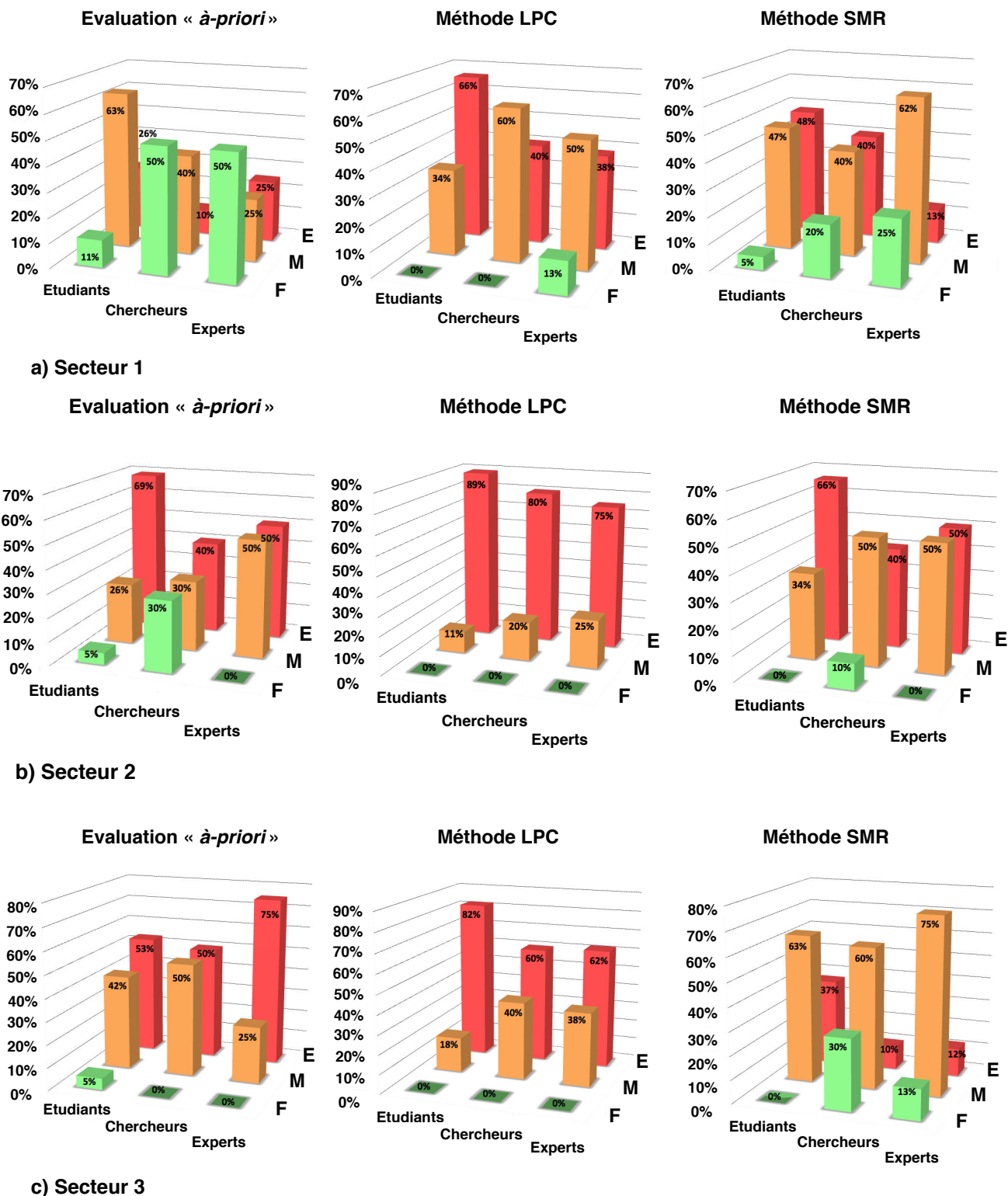
Cette analyse met en évidence :

- une dispersion dans les résultats pour l'évaluation *a priori* du niveau d'aléa de départ. Cette dispersion est observée pour les 3 secteurs mais principalement pour le secteur 1, et plus spécifiquement entre les étudiants et les chercheurs ;
- des résultats similaires entre eux dans les évaluations réalisées avec la méthode LPC quelque soit la population testée. Les experts donnent globalement un niveau d'aléa plus faible (proportion plus faible de niveau d'aléa élevé) que les enseignants et les étudiants. Pour comparaison, si nous utilisons un tirage aléatoire des niveaux d'aléa de départ proposés par la méthode LPC à l'aide de la matrice « prédisposition-intensité », nous avons les probabilités suivantes (nombre de cas favorables sur nombre de cas possibles) :
 - $6/25=24\%$ de niveau d'aléa faible ;
 - $9/25=36\%$ de niveau d'aléa modéré ;
 - $10/25=40\%$ de niveau d'aléa élevé.

Or, les résultats obtenus lors de notre étude sont significativement différents de ces valeurs purement aléatoires indiquant que les résultats sont issus d'un raisonnement construit de la part de chaque individu.

- une dispersion dans les résultats pour l'évaluation avec la méthode SMR. Cette dispersion est observée pour les 3 secteurs. Les niveaux d'aléa obtenus sont globalement plus faibles que ceux obtenus avec la méthode LPC. Pour comparaison, un tirage aléatoire des niveaux d'aléa donnerait, à l'aide de la matrice « probabilité d'occurrence-intensité », les niveaux suivants :
 - $6/16=37,5\%$ de niveau d'aléa faible ;
 - $7/16=43,75\%$ de niveau d'aléa modéré ;
 - $3/16=18,75\%$ de niveau d'aléa élevé.

Ici encore, les résultats expérimentaux montrent qu'ils sont bien distincts d'une évaluation purement aléatoire.



avec F : aléa faible, M : aléa modéré et E : aléa élevé

Figure 18. Niveaux d'aléa de départ pour le secteur 1 (a), le secteur 2 (b) et le secteur 3 (c), par chaque groupe de population, et avec les 3 méthodes.

Cette première analyse permet difficilement d'évaluer l'influence de la méthode choisie sur le niveau d'aléa final. C'est pourquoi, nous avons réalisé :

- des tests d'indépendance, pour analyser la dépendance des critères deux à deux (dépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa, et dépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa) pour chacun des 3 secteurs ;
- une analyse de la variance (ANOVA), pour étudier l'influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa, mais également étudier l'influence de l'interaction entre ces deux paramètres pour chacun des 3 secteurs.

2.2. Influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa

2.2.1. Analyse des populations

Pour permettre l'inférence statistique, il est nécessaire de poser un certain nombre d'hypothèses. Nous testons l'indépendance entre le niveau d'aléa et le niveau d'expertise à l'aide du test d'indépendance. Pour ce test, il faut s'assurer lorsque l'on construit le tableau des valeurs théoriques que pour chaque niveau d'aléa il y a au moins 5 personnes avec le même niveau d'expertise qui ont proposé ce niveau d'aléa (cf. §2.2.2). C'est le cas pour 21/27 croisements niveau d'aléa-niveau d'expertise, aussi nous analyserons les résultats avec prudence, et chercherons à les valider avec d'autres tests statistiques.

Pour l'analyse de la variance (ANOVA), les hypothèses requises sont :

- la normalité dans chaque modalité de la distribution de chaque population (on suppose que les échantillons sont issus d'une même population et suivent une loi normale);
- l'homoscédasticité des variances de chaque population (mêmes variances dans chaque modalité);
- l'indépendance des échantillons. Dans la pratique, c'est la problématique qui permet de supposer que les échantillons sont indépendants. Un exemple fréquent d'échantillons dépendants est le cas des mesures avec répétitions (chaque échantillon est analysé plusieurs fois).

Dans notre cas, les niveaux d'aléa sont des données discrètes, ce qui rend la condition de normalité de la distribution difficile à accepter. Cependant, certains auteurs (Legendre & Borcard, 2008; Underwood, 1996) stipulent que dans des plans d'expérience équilibrés, l'ANOVA n'a des problèmes avec l'hétérogénéité des variances que lorsqu'une des variances se démarque fortement des autres, mais que l'ANOVA est peu affectée par la non-normalité. Nous considérons ainsi que cette condition n'est pas discriminante pour réaliser nos ANOVA.

Pour tester l'homogénéité des variances, on dispose de plusieurs tests, dont celui de Levene, peu sensible à la normalité des données (Legendre & Borcard, 2008). Si le test de Levene est statistiquement significatif, l'hypothèse d'homogénéité des variances doit être rejetée. Nous avons utilisé le logiciel *R* pour réaliser ce test. Pour les trois secteurs, il a montré que nous pouvons considérer les variances comme homogènes.

Ces premières vérifications nous permettent de valider l'utilisation du test d'indépendance et de l'analyse de la variance pour étudier les influences éventuelles du niveau d'expertise, de la méthode choisie et de leurs interactions sur le niveau d'aléa de départ.

2.2.2. Test d'indépendance du khi deux (χ^2)

Le test d'indépendance du khi deux permet de déterminer si deux variables qualitatives sont indépendantes l'une de l'autre, c'est à dire si les réponses de l'une conditionnent les réponses de l'autre.

Soit $x_1, \dots, x_i, \dots, x_p$ et soit $y_1, \dots, y_j, \dots, y_q$ les modalités de deux variables qualitatives X et Y . Un échantillon de n individus sur lesquels ont été repérées les valeurs prises simultanément par les deux variables a donné les résultats suivants : n_{ij} est le nombre d'individus ayant présenté à la fois la valeur x_i de X et la valeur y_j de Y . $n_{i.}$ et $n_{.j}$ représentent respectivement le total de la ligne x_i et celui de la colonne y_j . On peut alors construire le tableau de contingence suivant (Tableau 15), correspondant aux effectifs observés.

Tableau 15. Tableau de contingence des fréquences observées pour les variables qualitatives X et Y .

	y_1	...	y_j	...	y_q	Total
x_1	n_{11}	...	n_{1j}	...	n_{1q}	$n_{1.}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
x_i	n_{i1}	...	n_{ij}	...	n_{iq}	$n_{i.}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
x_p	n_{p1}	...	n_{pj}	...	n_{pq}	$n_{p.}$
Total	$n_{.1}$	...	$n_{.j}$	...	$n_{.p}$	n

La deuxième étape consiste à construire le tableau de contingence des effectifs théoriques. Sous l'hypothèse d'indépendance, l'effectif théorique correspondant à l'effectif observé n_{ij} est égal à $\frac{n_{i.} \cdot n_{.j}}{n}$. On peut alors calculer la quantité suivante :

$$\sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^q \frac{(n_{ij} - \frac{n_{i.} \cdot n_{.j}}{n})^2}{\frac{n_{i.} \cdot n_{.j}}{n}} \quad (6)$$

qui obéit à une loi du χ^2 à $(p-1)(q-1)$ degrés de liberté.

On compare la valeur obtenue à partir de l'équation (6) à une valeur de la table de la loi du χ^2 , qui dépend du degré de liberté de l'expérience $((p-1)(q-1))$ et du risque choisi pour le test (classiquement égal à 5%). Si la valeur calculée (équation (6)) est supérieure à la valeur de la table, on peut rejeter l'hypothèse d'indépendance et conclure à la dépendance des deux variables testées.

Nous avons réalisé ce test d'indépendance du khi deux pour tester les dépendances entre (1) le niveau d'expertise et le niveau d'aléa et (2) la méthode choisie et le niveau d'aléa. Deux tests d'indépendance ont donc été réalisés pour chacun des 3 secteurs. Les différentes étapes sont présentées en ANNEXE 3-1. Nous avons mis en évidence :

- une dépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa, pour les 3 secteurs ;
- une dépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa (toute méthode confondue) pour le secteur 1 ;
- une indépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa (toute méthode confondue) pour les secteurs 2 et 3.

2.2.3. Analyse de la Variance (ANOVA)

Les hypothèses de départ nécessaires avant de réaliser une analyse de la variance ont été vérifiées §2.2.1.

L'analyse de la variance (ANOVA) permet de tester l'influence d'une ou plusieurs variables qualitatives sur une variable quantitative ainsi que leur éventuelle interaction. Elle peut être vue comme une comparaison multiple de moyennes. Soit, d'une façon générale, A et B les deux facteurs dont on se propose d'étudier l'influence sur une variable quantitative Y . Nous appellerons $A_1, \dots, A_j, \dots, A_p$ les p modalités du facteur A , et $B_1, \dots, B_j, \dots, B_q$ les q modalités du facteur B . La mise en oeuvre de l'analyse de la variance à deux facteurs nécessite de disposer d'au moins une mesure de Y pour toute combinaison (A_i, B_j) des modalités des facteurs.

Nous admettrons que l'expérimentation a permis de réaliser r répétitions, c'est-à-dire r mesures pour chacune des $p \times q$ combinaisons des modalités des facteurs. Les essais sont donc menés de façon à obtenir le tableau de mesures ci-dessous, une des difficultés de l'expérimentation étant d'éviter les mesures manquantes. Le plan d'expérience ainsi réalisé est appelé plan factoriel (cf. Tableau 16). La présentation qui suit est issue du support de cours de Verdel (2014).

Tableau 16. Présentation du plan factoriel.

	A_1	...	A_i	...	A_p
B_1	y_{111} $\vdots$ y_{11r}	...	y_{i11} $\vdots$ y_{i1r}	...	y_{p11} $\vdots$ y_{p1r}
$\vdots$	$\vdots$		$\vdots$		$\vdots$
B_j	y_{1j1} $\vdots$ y_{1jr}	...	y_{ij1} $\vdots$ y_{ijk} $\vdots$ y_{ijr}	...	y_{pj1} $\vdots$ y_{pjr}
B_q	y_{1q1} $\vdots$ y_{1qr}	...	y_{iq1} $\vdots$ y_{iqr}	...	y_{pq1} $\vdots$ y_{pqr}

Appelons $\bar{y}_i$ la moyenne d'une colonne du tableau des mesures (7) :

$$\bar{y}_i = \frac{1}{qr} \sum_{jk} y_{ijk} \quad (7)$$

Appelons $\bar{y}_j$ la moyenne d'une ligne du tableau (8) :

$$\bar{y}_j = \frac{1}{pr} \sum_{ik} y_{ijk} \quad (8)$$

Appelons $\overline{y_{ij}}$ la moyenne d'une case du tableau (9) :

$$\overline{y_{ij}} = \frac{1}{r} \sum_k y_{ijk} \quad (9)$$

Appelons enfin $\bar{y}$ la moyenne générale des mesures (10) :

$$\bar{y} = \frac{1}{pqr} \sum_{ijk} y_{ijk} \quad (10)$$

Effectuons alors la décomposition (11) :

$$(y_{ijk} - \bar{y}) = (\bar{y}_i - \bar{y}) + (\bar{y}_j - \bar{y}) + [(\overline{y_{ij}} - \bar{y}) - (\bar{y}_i - \bar{y}) - (\bar{y}_j - \bar{y})] + (y_{ijk} - \overline{y_{ij}}) \quad (11)$$

En élevant au carré et en sommant, les doubles produits s'annulent par définition des différentes moyennes, à la condition stricte que le tableau soit complet, c'est-à-dire qu'il n'y ait aucune mesure manquante. On obtient par conséquent (12) :

$$\sum_{ijk} (y_{ijk} - \bar{y})^2 = qr \sum_i (\bar{y}_i - \bar{y})^2 + pr \sum_j (\bar{y}_j - \bar{y})^2 + r \sum_{ij} [(\overline{y_{ij}} - \bar{y}) - (\bar{y}_i - \bar{y}) - (\bar{y}_j - \bar{y})]^2 + \sum_{ijk} (y_{ijk} - \overline{y_{ij}})^2 \quad (12)$$

que nous noterons symboliquement : SCT = SCA + SCB + SCAB + SCR

C'est la relation d'analyse de la variance. Elle permet de décomposer la somme des carrés totale en quatre sommes. Les deux premières correspondent respectivement aux *actions* de *A* et de *B*. La troisième correspond à l'*interaction* de *A* et *B*. La dernière est la somme des carrés *résiduelle*. La somme des carrés SCA (resp. SCB) mesure la variabilité intercolonnes (resp. interlignes), c'est à dire l'influence de la variation des facteurs *A* et *B* sur la variable *Y*. La somme des carrés SCR mesure la variabilité résiduelle à l'intersection des lignes et des colonnes.

Pour utiliser la méthode d'analyse de la variance, on fait l'hypothèse nulle H_0 qu'il n'y a pas d'effet des facteurs *A* et *B* ou de leur interaction sur la variable *Y*.

La contre hypothèse H_1 propose que le facteur *A* et/ou le facteur *B*, et/ou leur interaction exercent un effet en moyenne sur la variable *Y*.

On calcule alors f_A suivant l'équation (13) :

$$f_A = \frac{\frac{SCA}{(p-1)}}{\frac{SCR}{pq(r-1)}} \quad (13)$$

f_B suivant l'équation (14) :

$$f_B = \frac{\frac{SCB}{(q-1)}}{\frac{SCR}{pq(r-1)}} \quad (14)$$

Et f_{AB} suivant l'équation (15) :

$$f_{AB} = \frac{\frac{SCAB}{(p-1)(q-1)}}{\frac{SCR}{pq(r-1)}} \quad (15)$$

Si la valeur de f calculée est inférieure au seuil f_{α} lu dans la table de Fisher-Snédecor pour un risque d'erreur α et ((p-1) et pq(r-1)) degrés de liberté, on conclura à l'influence du facteur A ou B, ou de leur interaction.

Le tableau de variation (Tableau 17) donne un résumé des calculs effectués pour l'analyse de la variance. Pour déterminer l'influence des facteurs A et/ou B et/ou de leur interaction sur la variable Y, il suffira de lire le tableau de variation.

Tableau 17. Tableau de variation de l'analyse de la variance.

Variation	Degrés de liberté	Somme des carrés des écarts	f calculé (test de Fisher Snédécór)	Prob(X>F) (risque d'erreur à 5%)
<i>Facteur A</i>	p - 1	SCA	$f_A = \frac{SCA/p-1}{SCR/pq (r-1)}$	F_A
<i>Facteur B</i>	q - 1	SCB	$f_B = \frac{SCB/q-1}{SCR/pq (r-1)}$	F_B
<i>Interaction entre le facteur A et le facteur B</i>	(p - 1)(q-1)	SCAB	$f_{AB} = \frac{SCAB/(p-1)(q-1)}{SCR/pq (r-1)}$	F_{AB}
<i>Résiduelle</i>	p q (r - 1)	SCR		
<i>TOTALE</i>	p q r - 1	SCT		

Le Tableau 18 présente les résultats de l'analyse de la variance réalisée pour étudier l'influence de la méthode choisie et du niveau d'expertise sur le niveau d'aléa de départ, et ce pour les trois secteurs.

Il met en évidence :

- une influence significative de la méthode utilisée pour les secteurs 1, 2 et 3 ;
- une influence significative du niveau d'expertise pour le secteur 1 ;
- une influence non significative du niveau d'expertise pour les secteurs 2 et 3 ;
- aucune influence de l'interaction des deux facteurs méthode utilisée-niveau d'expertise.

Tableau 18. Résultats des analyses de la variance (tableaux de variation de l'ANOVA) : influence de la méthode, du niveau d'expertise, et de l'interaction entre ces deux facteurs sur le niveau d'aléa de départ final. Les valeurs en gris identifient les influences significatives des facteurs sur l'évaluation du niveau d'aléa de départ.

		Degrés de liberté	Somme des carrés des écarts	Carré moyen	Test de Fisher-Snédecor	Prob(X>F) (risque d'erreur à 5%)
Secteur 1	Méthode	2	8.73	4.36	11.79	1.68E-05
	Expertise	2	6.21	3.11	8.4	3.40E-04
	Méthode - Expertise	4	1.35	0.34	0.91	0.46
	Résidus	159	58.83	0.37		
	TOTAL	167	75.12	8.18		
Secteur 2	Méthode	2	7.17	3.59	13.03	5.56E-06
	Expertise	2	2.31	1.15	4.2	0.017
	Méthode - Expertise	4	1.79	0.45	1.63	0.17
	Résidus	165	45.40	0.28		
	TOTAL	173	56.77	5.47		
Secteur 3	Méthode	2	8.43	4.22	16	4.64E-07
	Expertise	2	1.71	0.86	3.24	0.042
	Méthode - Expertise	4	1.82	0.46	1.73	0.15
	Résidus	162	42.75	0.26		
	TOTAL	170	54.71	5.8		

2.3. Sensibilité des paramètres des méthodes LPC et SMR

Pour mieux appréhender l'influence des paramètres de chacune des deux méthodes utilisées (LPC et SMR), nous avons étudié les moyennes et écarts types :

- des niveaux de prédisposition, codés de 1 (prédisposition à l'instabilité très faible) à 5 (prédisposition à l'instabilité très élevée), utilisés dans la méthode LPC ;
- des niveaux d'intensité, codés de 1 (intensité très faible) à 5 (intensité très élevée), utilisés dans la méthode LPC ;
- des niveaux de sensibilité, codés selon les valeurs de SMR calculées, utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux de qualification du massif, codés de 1 (dormant) à 4 (actif), utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux de probabilité d'occurrence, codés de 1 (probabilité d'occurrence très faible) à 4 (probabilité d'occurrence élevée), utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux d'intensité, codés de 1 (chutes de pierres) à 4 (éboulements majeurs), utilisés dans la méthode SMR.

Pour chacun de ces paramètres, nous avons comparé deux à deux leurs moyennes pour les différentes populations (étudiants-chercheurs / étudiants-experts / chercheurs-experts). Nous mettons ainsi en évidence l'influence du niveau d'expertise dans l'évaluation des paramètres utilisés dans la méthode LPC et SMR.

La première étape consiste en la comparaison des variances de chaque couple de population. Si les variances sont égales, il est alors possible de comparer les moyennes entre elles. Soient n_1 et s_1^2 la taille et la variance de l'échantillon extrait de la première population, et soient n_2 et s_2^2

la taille et la variance de l'échantillon extrait de la deuxième population. Les estimations des variances σ_1^2 et σ_2^2 des deux populations s'écrivent :

$$\sigma_1^2 = \frac{n_1 s_1^2}{n_1 - 1} \quad (16)$$

$$\sigma_2^2 = \frac{n_2 s_2^2}{n_2 - 1} \quad (17)$$

Dans l'hypothèse d'égalité des variances des deux populations : $\sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \sigma^2$, ces deux estimations ne diffèrent qu'en raison des aléas d'échantillonnage. Il en est de même de leur quotient $f = \sigma_1^2 / \sigma_2^2$ qui ne diffère de 1 qu'à cause des aléas d'échantillonnage. Si l'on désigne par S_1^2 et S_2^2 les variables, dont les variances des échantillons qui en sont extraits au hasard, sont des réalisations, $\frac{n_1 S_1^2}{\sigma^2}$ et $\frac{n_2 S_2^2}{\sigma^2}$ sont indépendantes et suivent des lois du χ^2 à (n_1-1) et (n_2-1) degrés de liberté. Il en résulte, par définition de cette variable, que le quotient F (cf. équation (18)) suit une loi de Snedecor à (n_1-1) et (n_2-1) degrés de liberté.

$$F = \frac{n_1 S_1^2 / (n_1 - 1)}{n_2 S_2^2 / (n_2 - 1)} \quad (18)$$

Pour valider l'hypothèse d'égalité des variances il suffit alors de vérifier que le quotient F calculé avec nos données est bien une réalisation d'une loi de Snedecor.

Cette première étape réalisée, nous pouvons ensuite comparer les moyennes deux à deux : m_1 et m_2 sont les moyennes respectives de la première et de la deuxième population. Pour ce faire, nous calculons le quotient t (cf. équation (19)) qui est une réalisation d'une loi de Student à $(n_1 + n_2 - 2)$ degrés de liberté, que nous plaçons par rapport à l'intervalle $[-t_{\alpha/2}, t_{\alpha/2}]$ correspondant au risque α choisi. Si t n'appartient pas à l'intervalle, on dira que la différence entre les moyennes observées est significative au risque α (les moyennes ne sont donc pas semblables) et, sinon, qu'elle n'est pas significative.

$$t = \frac{m_1 - m_2}{\sigma^2 \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \quad (19)$$

Le Tableau 19 présente les résultats. L'objectif est d'étudier les différences entre les moyennes en fonction des différents niveaux d'expertise. Les cellules grisées correspondent aux situations dans lesquelles on ne peut pas conclure à une différence des moyennes au risque 5%. Le test est présenté ANNEXE 3-2. Cette analyse met en évidence que :

- l'intensité est évaluée de manière similaire pour le secteur 2 et le secteur 3 quelque soit le niveau d'expertise, et ce avec les deux méthodes ;
- l'intensité est évaluée différemment par les enseignants et étudiants, que par les experts, pour le secteur 1 : les experts évaluent l'aléa de départ pour des blocs plus petits, et ce avec les deux méthodes ;
- le niveau de prédisposition (méthode LPC) est globalement évalué de la même manière par toutes les populations, quelque soit le niveau d'expertise ;

- la valeur du SMR est globalement la même pour les secteurs 2 et 3, mais est différente pour le secteur 1 ;
- le niveau de qualification de l'activité du massif, et donc le niveau de probabilité d'occurrence (méthode SMR), sont évalués différemment selon la population testée pour les 3 secteurs.

Tableau 19. Moyennes et écarts-types des paramètres utilisés dans la méthode LPC et la méthode SMR. Les valeurs grisées correspondent aux moyennes et écart-types qu'on ne peut pas différencier statistiquement.

			Secteur 1		Secteur 2		Secteur 3	
			Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
Méthode LPC	Prédisposition (de 1 à 5)	Etudiants	3,24	1,09	3,36	0,63	3,96	0,78
		Chercheurs	2,88	0,92	3,5	0,52	3,88	0,33
		Experts	3,5	1,22	3,83	0,75	3,71	0,48
	Intensité (de 1 à 5)	Etudiants	3,72	0,68	3,48	0,59	3,56	0,71
		Chercheurs	3,55	0,88	3,7	0,48	3,11	0,6
		Experts	2,5	1,04	3,33	0,82	3	1,1
Méthode SMR	Sensibilité (valeur de SMR)	Etudiants	59,69	16,45	44,428	20,54	47,09	16,35
		Chercheurs	49,07	16,86	38,08	18,59	50,47	21,47
		Experts	36,88	18,75	40,02	18,79	46,64	12,22
	Qualification de l'activité du massif (de 1 à 4)	Etudiants	3	0,71	3,2	0,57	3,2	0,57
		Chercheurs	1,88	0,78	1,8	0,63	2,22	0,67
		Experts	2,5	0,55	3,17	0,75	2,71	0,49
	Probabilité d'occurrence (de 1 à 4)	Etudiants	3,08	0,49	3,44	0,50	3,44	0,51
		Chercheurs	2,77	0,67	2,9	0,56	2,66	0,70
		Experts	3,33	0,52	3,66	0,51	3,29	0,49
	Intensité (de 1 à 4)	Etudiants	3,04	0,73	2,64	0,81	2,72	0,25
		Chercheurs	3,02	1,22	3,2	0,78	2,55	0,88
		Experts	2,17	0,75	2,5	0,54	2,29	0,76

3. Discussion

Durant l'expérimentation mise en place, trois méthodes ont été testées pour évaluer le niveau d'aléa de départ des éboulements rocheux : (i) l'évaluation *a priori*, (ii) la méthode LPC et (iii) la méthode SMR. L'utilisation de ces méthodes dans cet ordre a permis à chaque participant d'apprécier le niveau d'aléa de départ en se servant de sa propre expérience dans un premier temps, puis de l'évaluer en utilisant une méthode « qualitative » et enfin une méthode plus « quantitative ».

Nous avons choisi d'utiliser la méthode LPC pour sa reconnaissance au niveau national (France). Cette méthodologie a pour but de formaliser les pratiques progressivement mises au point à travers les nombreuses études produites depuis plus de 20 ans tant pour les services opérationnels de l'Etat français que pour les collectivités locales (Ilc, 2001). Ainsi, de nombreux experts ont été mobilisés pour la rédaction de ce guide. Certains d'entre eux ont également participé à notre expérimentation.

La méthode SMR est quant à elle une méthode quantitative classiquement utilisée dans les études des glissements rocheux le long de linéaires (Budetta, 2004; Corominas Dulcet & Mavrouli, 2009; Irigaray et al., 2003; Tomas et al., 2012). C'est une méthode dérivée de l'évaluation du RMR (Rock Mass Rating) afin d'étudier la stabilité des talus excavés.

Les résultats statistiques dépendent du codage que nous avons choisi pour les différents niveaux d'aléa (1 pour l'aléa faible, 2 pour l'aléa modéré et 3 pour l'aléa élevé). Pour vérifier que ce codage n'a pas d'influence sur les résultats, nous avons réalisé de nouvelles analyses de la variance (ANOVA) avec des codages différents. Les cas suivants ont été utilisés :

- aléa faible : code égal à 0, aléa modéré : code égal à 5, aléa élevé : code égal à 10 ;
- aléa faible : code égal à 1, aléa modéré : code égal à 2, aléa élevé : code égal à 5 ;
- aléa faible : code égal à 1, aléa modéré : code égal à 4, aléa élevé : code égal à 5 ;
- aléa faible : code égal à 3, aléa modéré : code égal à 2, aléa élevé : code égal à 1.

Pour les 4 nouveaux cas testés, nous mettons en évidence une influence de la méthode choisie pour les 3 secteurs. L'influence du niveau d'expertise n'est pas significative pour les secteurs 2 et 3, mais est significative pour le secteur 1. Les résultats sont donc identiques à ceux obtenus précédemment. Ce qui consolide les résultats obtenus.

4. Conclusion

4.1. Conclusion sur les incertitudes

L'expérimentation mise en place a permis d'étudier de manière statistique les différents niveaux de l'aléa de départ évalués par des étudiants, des chercheurs et des experts, suivant trois méthodes différentes et sur trois secteurs d'un même site. L'étude qualitative des résultats, l'analyse des moyennes et écarts-types ou encore le traitement des données par analyse de la variance (ANOVA) montrent :

- une influence statistiquement significative de la méthode d'évaluation choisie sur le niveau d'aléa, et ce pour les trois secteurs ;
- une influence statistiquement non significative du niveau d'expertise sur le niveau d'aléa, pour le secteur 2 et le secteur 3 ;
- une influence statistiquement significative du niveau d'expertise sur le niveau d'aléa pour le secteur 1.

L'influence du niveau d'expertise sur l'évaluation du niveau d'aléa pour le secteur 1 s'explique par la spécificité de ce secteur. Une fracture ouverte de plusieurs décimètres découpe la falaise en formant une écaille d'un volume important. Après discussion avec les trois groupes de population, il est apparu que cette configuration inquiète particulièrement les étudiants. Pour les chercheurs et les experts, la stabilité du site n'est pas mise en cause dans l'état actuel des choses, le niveau d'aléa est donc plus faible. Nous mettons ici en évidence la difficulté d'évaluer le délai de rupture d'un bloc identifié.

4.2. Conclusion opérationnelle

L'utilisation de la méthode LPC, qui est une méthode de type qualitative, semble guider la pensée pour amener l'ensemble des populations à évaluer le niveau de prédisposition à l'instabilité, ainsi que le niveau d'aléa de départ, de manière similaire.

Concernant la méthode SMR, malgré son caractère « quantitatif », elle donne des résultats assez différents selon le niveau d'expertise. Il semble que l'évaluation de la qualification de l'activité du massif, basée sur les observations sur site de traces d'anciennes chutes, soit plus difficile à évaluer de manière similaire.

Un biais a probablement été induit par le fait que des fiches d'évaluation étaient proposées pour estimer l'aléa de départ selon les méthodes LPC et SMR, fiches de surcroît validées au préalable par les experts. Si tel n'avait pas été le cas, il n'aurait pas été surprenant d'avoir une plus grande influence du niveau d'expertise sur l'estimation du niveau d'aléa. Réciproquement, il est probable que les fiches d'évaluation aient bien guidé l'appréciation des divers individus, ce qui est un résultat très intéressant d'un point de vue opérationnel.

Un projet national, C2R2OP, se propose de reprendre cette méthodologie, et de l'appliquer sur des sites à enjeux plus forts, et en faisant participer des bureaux d'études, comme Berger & Dorren (2006) l'avaient auparavant fait pour comparer différentes méthodes d'évaluation de l'aléa de propagation.

PARTIE 3

LES INCERTITUDES ALEATOIRES DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

PARTIE 2. LES INCERTITUDES DE DECISION DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....39

CHAPITRE 4. L'INFLUENCE DE L'EXPERTISE DANS LE PROCESSUS D'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART : UNE APPROCHE EXPERIMENTALE POUR IDENTIFIER ET REDUIRE LES INCERTITUDES DE DECISION 41

1. <i>Protocole expérimental</i>	41
1.1. Choix du site d'étude	41
1.2. Populations testées.....	43
1.3. Méthodes utilisées pour l'évaluation de l'aléa de départ.....	43
1.3.1. Evaluation de l'aléa a priori.....	44
1.3.2. La méthode du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC)	44
1.3.3. La méthode Slope Mass Rating (SMR) modifiée.....	47
1.4. Données complémentaires	51
1.5. Les outils statistiques utilisés pour le traitement des résultats	51
2. <i>Résultats</i>	51
2.1. Analyse descriptive préliminaire	52
2.2. Influence du niveau d'expertise et de la méthode choisie sur le niveau d'aléa	54
2.2.1. Analyse des populations	54
2.2.2. Test d'indépendance du khi deux (χ^2)	55
2.2.3. Analyse de la Variance (ANOVA).....	56
2.3. Sensibilité des paramètres des méthodes LPC et SMR.....	59
3. <i>Discussion</i>	63
4. <i>Conclusion</i>	64
4.1. Conclusion sur les incertitudes	64
4.2. Conclusion opérationnelle.....	64

PARTIE 3. LES INCERTITUDES ALEATOIRES DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

D'après Baecher & Christian (2005), l'incertitude aléatoire est associée à la nature aléatoire inhérente à un processus naturel, et se manifeste par une variabilité dans le temps d'un phénomène pour un espace donné (variabilité temporelle), par une variabilité dans l'espace pour un instant donné (variabilité spatiale), ou par une variabilité dans le temps et l'espace.

Lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux, une des difficultés principales provient de l'évaluation de la probabilité d'occurrence du phénomène à différentes échéances. C'est à ce niveau que les incertitudes aléatoires interviennent, au travers de différents questionnements :

- Peut-on mettre en évidence une relation entre l'occurrence des chutes et des facteurs identifiés (afin d'améliorer la connaissance de la variabilité temporelle des éboulements) ?
- Quels sont les facteurs déclenchants (en particulier météorologiques) prépondérants ? Ces facteurs sont-ils les mêmes sur des sites différents ?
- Existe-t-il une partie des chutes dont l'occurrence est imprévisible ?

Dans cette partie, nous proposons des pistes de réflexion pour répondre à ces interrogations. Nous étudions l'influence des facteurs météorologiques sur le déclenchement des chutes de blocs. En particulier, nous cherchons à mettre en évidence le ou les facteur(s) météorologique(s) prépondérant(s), et ce sur différents sites ayant des caractéristiques géologiques et climatiques différentes. Nous définissons ainsi des probabilités conditionnelles de chute en fonction de ces facteurs météorologiques. Nous relierons également ces différents facteurs aux processus physiques mis en jeu (lessivage de la falaise par de fortes pluies, endommagement et rupture des ponts rocheux, ouverture des fractures par effet de gel-dégel...). Enfin, nous étudions le processus de Poisson sur nos bases de données pour mettre en évidence le caractère imprévisible (ou non) des chutes.

CHAPITRE 5. ETUDE DES CORRELATIONS ENTRE FACTEURS METEOROLOGIQUES ET CHUTES DE BLOCS : IDENTIFICATION ET REDUCTION DES INCERTITUDES ALEATOIRES

Afin de soutenir une masse rocheuse, une cohésion substantielle est nécessaire entre la masse instable et la paroi rocheuse (cf. Chapitre 4). La réduction de cette cohésion par altération de la roche peut induire la rupture (Cruden, 1985) ou en résulter. La phase finale de perte de cohésion, que l'on peut associer à la rupture des ponts rocheux, a lieu sous l'action de facteurs déclenchants. Ce sont eux qui initialisent le mouvement, avec un temps d'action court.

Dans la présentation de l'état de l'art, nous avons montré le rôle important de l'eau (pluie et gel-dégel) comme facteur déclenchant (André, 1997; Berti et al., 2012; Ilinca, 2008; Rapp, 1960). Ce rôle reste cependant difficile à mettre en évidence, d'autant plus que l'eau peut également intervenir en tant que facteur préparatoire. La compréhension de l'influence de ce paramètre devrait permettre de mieux contraindre la date de rupture d'une masse rocheuse, ou du moins la période la plus critique. Nous allons nous intéresser dans ce chapitre à la mise en évidence de corrélations statistiques entre facteurs météorologiques (pluie, gel, température) et chutes de blocs à partir d'informations issues de plusieurs bases de données disponibles. L'objectif est d'identifier les situations météorologiques les plus défavorables conduisant à la rupture d'un bloc (nombre de jours durant lesquels le facteur météorologique se produit, ainsi que le délai après lequel la chute est déclenchée) et ce, sur différents secteurs.

L'étude réalisée ici a donné lieu à un article, publié dans la revue *Natural Hazards and Earth System Sciences* (Delonca et al., 2014) donné en ANNEXE 4.

1. Protocole d'étude

Pour réaliser notre analyse statistique des corrélations entre les chutes de blocs et certains facteurs météorologiques, nous disposons d'informations sur 3 secteurs d'études : la route nationale RN1 sur l'île de la Réunion, les voies ferrées de Bourgogne-Franche Comté et celles d'Auvergne. Ces trois secteurs présentent des différences tant au niveau des formations géologiques rencontrées que des conditions climatiques. La fréquence des événements (chutes de blocs) dans les bases de données diffère également en fonction des régions : on compte 13 % de jours avec événements dans la base de données de la Réunion (529 jours avec événements sur une durée totale de 4008 jours, le long de 10 km de route) contre 3% pour les bases de données de Bourgogne-Franche Comté (100 km de voies ferrées) et d'Auvergne (40 km de voies ferrées). La base de données de la Réunion est riche, et particulièrement exceptionnelle. Dans la majorité des cas, la fréquence des événements est proche des 3% observés dans les deux autres secteurs (Hungry et al., 1999; Jeannin, 2001; RTM Isère, 1996; Wieczorek et al., 1992). Aussi, nous porterons une attention particulière à vérifier que nos analyses statistiques sont pertinentes dans les 3 secteurs d'études, malgré une fréquence d'événements faible.

La Figure 19 présente la localisation des 3 secteurs.



1 : La Réunion - 2 : Bourgogne - 3: Auvergne

Figure 19. Localisation des 3 secteurs d'étude. (1) La Réunion, (2) Bourgogne-Franche Comté, (3) Auvergne.

1.1. La Route Nationale RN1 sur l'île de la Réunion

La Route Nationale RN1 (deux fois deux voies) se situe sur l'île de la Réunion, dans l'Océan Indien (latitude : 21°10 S, longitude : 55°30 E - cf. Figure 19). Elle longe, sur une dizaine de kilomètres, le pied d'une falaise constituée de coulées de basalte en alternance avec des scories très érodables. De l'autre côté de la route se trouve l'Océan Indien. La hauteur moyenne de la paroi est de 100 à 200 m. La région est soumise à un climat tropical. Les pluies sont intenses et peuvent atteindre 372 mm en un seul jour. Les températures varient entre 16°C et 35°C au cours de l'année, avec une amplitude maximale de température journalière de 9,2°C.

La Direction Départementale de l'Équipement (DDE) a instauré une patrouille permanente pour le relevé de chutes de blocs. Des données quotidiennes sont donc disponibles. La base de données contient 949 événements, enregistrés sur 11 années (entre 1998 et 2009). Sur une grande partie de l'itinéraire, des filets et des gabions de protection ont été mis en place à différentes époques entre la paroi et la chaussée. Il en résulte que les données des dernières années sont perturbées par ces protections (nous ne tiendrons pas compte de ce biais dans la suite). Seules celles ayant atteint la route sont comptabilisées. Les volumes des éboulements sont compris entre $2 \cdot 10^{-3}$ et $27 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ avec une moyenne de 10 m^3 . La Figure 20 présente le plus gros éboulement ayant eu lieu sur la chaussée ($27\,000 \text{ m}^3$ de roches éboulées sur la chaussée le 24 mars 2006) durant la période considérée.



Figure 20. Eboulement le 24 mars 2006 - RN1 - île de la Réunion – photo de J.L Durville (2014).

1.2. La région Bourgogne-Franche Comté

La zone d'étude se situe dans la région Bourgogne-Franche Comté, dans l'Est de la France (cf. Figure 19). La géologie du site correspond à un ensemble sédimentaire, avec des alternances marno-calcaires (cf. Figure 21). L'altitude de la région est comprise entre 300 et 400 m. Le climat y est océanique à semi-continental. L'influence océanique est responsable de fréquentes pluies en toutes saisons, avec des maxima en automne (pouvant atteindre 89 mm en un jour). L'influence semi-continentale se traduit par une amplitude thermique quotidienne parmi les plus élevées de France (jusqu'à 24°C en un jour), des hivers froids (avec des températures minimales de -20°C) et des étés chauds (avec des températures maximales de 36°C).

La base de données recense les événements éboulés sur les voies ferrées de Bourgogne-Franche Comté. 100 kilomètres de voies sont concernés, pour une hauteur moyenne de paroi de 20 m dans les zones taillées, et supérieure à 20 m dans les zones de versants naturels (événements non différenciés dans l'analyse suivante). Les techniciens de la Société Nationale des Chemins de Fer Français (SNCF) assurent pour le compte de RFF une surveillance régulière des voies pour garantir la sécurité aux usagers (tournées périodiques plusieurs fois par an, en cas d'intempéries, expertises spécifiques aux Ouvrages en Terre tous les 3 ans, vigilance des agents sur le terrain, contrôle quotidien des voies). Dans le cas des chutes de blocs, certains secteurs sont de plus équipés de dispositifs de détection, permettant d'arrêter immédiatement les circulations en cas de déclenchement.

Les chutes de blocs ainsi détectées, signalées lors des tournées ou en cas d'incident, sont centralisées ensuite dans la base de données. Ainsi, 135 chutes de blocs sont enregistrées sur une période de 13 ans (1999-2012). Les volumes des éboulements sont compris entre 8.10^{-3} et 80 m^3 avec une moyenne de $1,5 \text{ m}^3$.



Figure 21. Voies ferrées de Bourgogne-Franche Comté – photo de F. Belut, SNCF (2014)..

1.3. La région Auvergne

Ce site se trouve dans la région Auvergne, dans le centre de la France (cf. Figure 19). Le secteur est constitué de roches magmatiques plutoniques (granite) et volcaniques (basalte) (cf. Figure 22). L'altitude de la zone d'étude est comprise entre 700 et 900 m. De même qu'en

Bourgogne-Franche Comté, le climat est océanique à semi-continental. Les pluies peuvent atteindre 125 mm en un jour. Les températures sont comprises entre -18°C et 36°C au cours de l'année, avec une amplitude maximale journalière de 23°C.

La base de données recense les événements éboulés sur les voies ferrées d'Auvergne, surveillées de la même façon que celles de la Franche-Comté. Elle est également enrichie par les agents de maintenance de la SNCF. 142 événements sont enregistrés le long de 40 kilomètres de voies. La hauteur moyenne de paroi est de 15 m dans les zones taillées, et supérieure à 15 m dans les zones en versant naturel (événements non différenciés dans l'analyse suivante). La période d'étude s'étale sur 11 années (2001-2012). Les volumes des blocs sont compris entre 2.10^{-3} et 6 m^3 avec une moyenne de $0,5 \text{ m}^3$.



Figure 22. Voie ferrée en Auvergne – photo de F. Belut, SNCF (2014)..

La Tableau 20 présente les principales caractéristiques des 3 bases de données.

Tableau 20. Les principales caractéristiques des 3 bases de données.

	RN1 sur l'île de la Réunion	Région Bourgogne-Franche Comté	Région Auvergne
Nombre de chutes de blocs	949	135	142
Nombre de jours avec chutes de blocs	529	126	122
Nombre moyen de chutes de blocs pour les jours avec événements	3,51	1,07	1,16
Nombre de jours dans la base de données	4008	4739	4008
Proportion de jours avec chutes de blocs	0,13	0,02	0,029

2. Analyse statistique préliminaire

Nous avons réalisé une analyse statistique préliminaire sur les 3 bases de données afin d'évaluer les corrélations entre les événements et les facteurs météorologiques choisis (pluies,

températures et durées de gel). Nous mettons en relation le(s) événement(s) ayant lieu un jour donné, avec les facteurs météorologiques de ce même jour. Puis nous étendons notre période d'étude aux 10 jours qui précèdent la chute pour évaluer l'influence des facteurs avec un temps de délai.

2.1. Facteurs déclenchants considérés

Les facteurs déclenchants considérés dans notre étude sont les suivants :

- P_{JN} , la quantité de pluie du jour considéré (en mm), avec N qui varie de 1 à 10 (P_{J3} correspond donc à la quantité de pluie tombée 3 jours avant la chute) ;
- P_{CN} , la quantité cumulée de pluie sur N jours (en mm - avec un maximum de 10 jours) :
 $P_{CN} = P_{J1} + P_{J2} + P_{J3} + \dots + P_{JN}$;
- T_{JN} , la température du jour considéré (en °C), avec N qui varie de 1 à 10. Trois paramètres sont considérés : la température minimale du jour ($T_{\min}$), sa température maximale ($T_{\max}$) et son amplitude thermique ($T_{\text{amp}} = T_{\max} - T_{\min}$) ;
- La durée de gel par jour (en min). Ce facteur est considéré uniquement pour les bases de données de Bourgogne-Franche Comté et de l'Auvergne, sachant que sur l'île de la Réunion, les températures ne sont jamais négatives.

Ces données météorologiques sont fournies par Météo France, avec un pas de temps journalier. Les stations retenues sont à une distance maximale de 30 km de chaque événement. 2 stations ont été utilisées pour la Réunion et sont localisées à 100 m d'altitude. Pour Bourgogne-Franche Comté, 4 stations ont été utilisées et sont situées à 310 m d'altitude. Enfin, 2 stations ont été utilisées pour l'Auvergne et se situent à 700 m d'altitude. Les événements étant localisés par leurs coordonnées en longitude et en altitude, nous nous sommes assurés d'attribuer les données de la station la plus proche pour chacun d'entre eux.

2.2. Analyse qualitative

Une première analyse des trois bases de données a été réalisée. La Figure 23 met en relation le nombre d'événements et les facteurs météorologiques, sur une période de trois ans.

Les graphes obtenus correspondent à la moyenne mobile sur 30 jours de chaque facteur. Ils mettent en évidence :

- une corrélation visible entre les précipitations et le nombre d'événements pour la route du Littoral sur l'île de la Réunion ;
- une corrélation visible entre les températures minimales et le nombre d'événements pour la route du Littoral sur l'île de la Réunion ;
- aucune corrélation visible entre le nombre d'événements en Bourgogne-Franche Comté et les facteurs météorologiques ;
- aucune corrélation visible entre le nombre d'événements en Auvergne et les facteurs météorologiques.

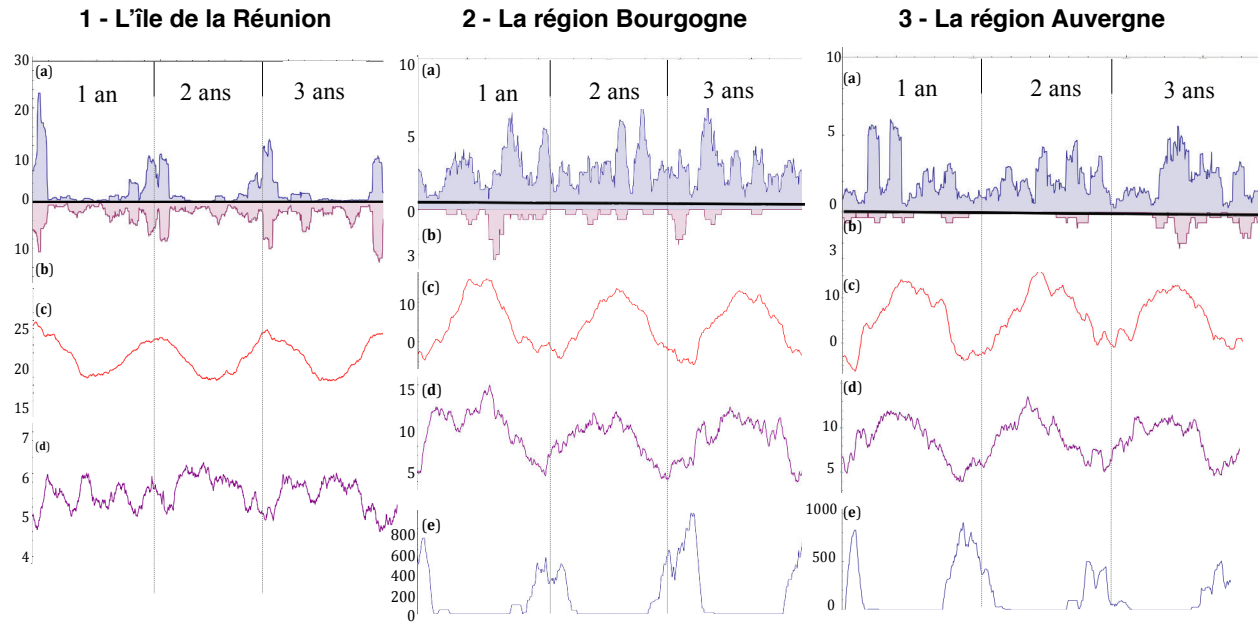


Figure 23. Corrélation entre précipitations, températures et durées de gel sur une période de trois ans, pour chacun des sites d'étude (moyenne mobile sur 30 jours). (a) Précipitations (en mm par jour). (b) Nombre d'éboulements observés. (c) Température minimale par jour (en degrés Celsius). (d) Amplitude des températures quotidiennes (en degrés Celsius). (e) Durée de gel par jour (en minutes).

2.3. Répartition du nombre d'événements

Face à ce manque de résultats pour les deux bases de données des chemins de fer, nous avons choisi d'adopter d'autres approches statistiques. Nous avons ainsi étudié la répartition du nombre d'événements en fonction du facteur pluie (différents intervalles de pluie ou classes de pluie journalière P_{JN}). L'idée étant que, puisque sur le secteur de la Réunion on montre une relation entre pluie et événements, nous devrions retrouver un maximum de chutes pour les fortes pluies. La Figure 24 montre au contraire que le nombre d'événements est maximal pour des faibles pluies, et ce pour les trois secteurs.

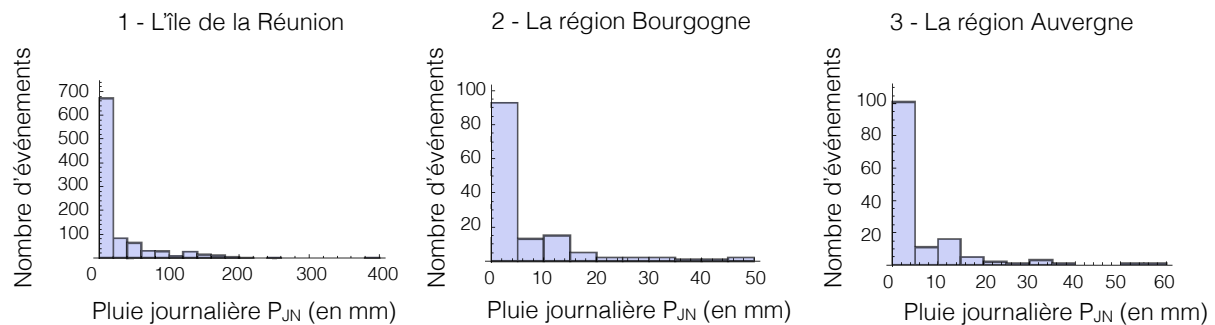


Figure 24. Nombre d'événements en fonction des classes de pluie pour les 3 secteurs d'étude.

Cependant, ces observations sont à mettre en parallèle avec les histogrammes des pluies, qui montrent que, pour les trois secteurs, les pluies faibles sont bien plus fréquentes que les pluies fortes (Figure 25). Présentés sous cette forme, ces résultats ne permettent donc pas de conclure

et il faut certainement prendre en compte la fréquence relative des classes de pluie. Une autre approche possible est celle des séries temporelles¹, développée dans le prochain paragraphe.

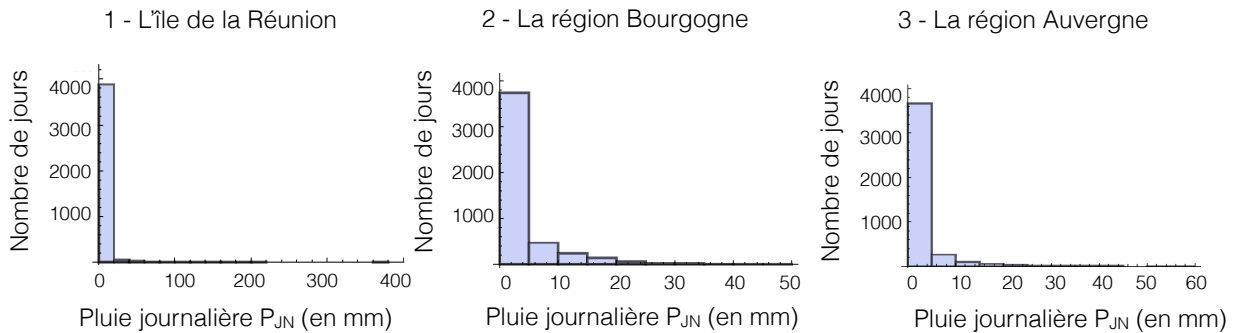


Figure 25. Histogrammes des pluies pour les trois secteurs.

2.4. Analyse des séries temporelles : la corrélation croisée

L'approche des séries temporelles permet de mettre en évidence l'influence des séries d'entrée sur la série de sortie. L'analyse par corrélation croisée que nous utilisons ici est décomposée en deux étapes :

1. l'étude de la série d'entrée. Il s'agit ici de trouver un modèle ARIMA (AutoRegressive Integrated Moving Average - Box & Jenkins, 1976) qui permet de prévoir le futur de la série à partir de son passé uniquement. On cherche à identifier l'évolution au cours du temps de la tendance de la série, de sa saisonnalité ou de ses cycles. Cette étape est classiquement appelée « pré-blanchissement » de la série ;
2. la mise en relation de deux séries chronologiques : le passé de la série d'entrée est utilisé pour expliquer le futur de la série de sortie. C'est ce que fait la corrélation croisée. Box & Jenkins (1976) et Hipel & McLeod (2005) proposent de calculer un coefficient de corrélation suivant l'équation (29) suivante, où X_t correspond à la variable explicative et Y_t correspond à la série temporelle de sortie (variable à expliquer). Ce coefficient traduit dans quelle mesure les variations de la série X sont synchronisées avec celles de la série Y. La somme se fait sur l'ensemble de la base de donnée.

$$C_k(X, Y) = \frac{\sum (X_t - \bar{X})(Y_{t-k} - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (X_t - \bar{X})^2} \sqrt{\sum (Y_t - \bar{Y})^2}} \quad (20)$$

avec

- t la date pour laquelle on cherche à évaluer la corrélation ;
- X_t la valeur de la série d'entrée à la date t ;
- $\bar{X}$ la moyenne des valeurs de la série d'entrée ;
- Y_t la valeur de la série de sortie à la date t ;
- $\bar{Y}$ la moyenne des valeurs de la série de sortie ;
- k le décalage temporel entre les deux séries.

Les valeurs de corrélation croisée définies pour différents décalages temporels permettent de construire un corrélogramme croisé, sur lequel sont lisibles deux informations :

¹ Les séries temporelles définissent un échantillon de données structurées par le temps.

1. le décalage temporel entre les deux séries, défini par la première valeur significative de corrélation croisée ;
2. la durée durant laquelle la ou les séries d'entrée influence la série de sortie, définie par le nombre de valeurs significatives consécutives de corrélation croisée.

Pour un intervalle de confiance de 95%, le seuil de significativité est défini comme étant égal à $1.96/\sqrt{n}$, avec n le nombre de paires de (X_t, Y_t) disponibles. Si la valeur de corrélation croisée est supérieure à cette valeur, alors elle est significative (Hipel & McLeod, 2005).

Dans notre cas d'étude, les séries d'entrée correspondent aux différentes bases de données météorologiques. Les modèles ARIMA correspondant aux séries d'entrée montraient seulement une tendance, aussi nous n'avons donc pas eu besoin de transformer les données. Les séries de sortie correspondent aux bases de données recensant les événements sur les 3 secteurs d'étude.

La Figure 26 présente les corrélogrammes croisés pour le secteur de l'île de la Réunion et pour la région Bourgogne-Franche Comté, pour différents décalages temporels. Les décalages temporels négatifs correspondent aux pluies qui suivent le jour où l'événement a eu lieu, et leur interprétation n'a donc pas de sens physique. Pour le cas de l'île de la Réunion, on observe (i) un effet immédiat de la pluie sur le déclenchement des événements (première valeur significative de corrélation croisée pour un décalage temporel nul), (ii) une valeur maximale de corrélation croisée de 0,563 qui est très significative (seuil égal à 0,031) pour un décalage temporel de 1 jour, qui montre un effet maximal de la pluie sur le déclenchement des événements pour ce décalage temporel et (iii) une durée de l'effet de la pluie durant 4 jours. En ce qui concerne la région Bourgogne-Franche Comté, il semble qu'aucune corrélation ne soit détectée, avec des valeurs de corrélation croisée toutes inférieures ou presque au seuil de significativité (cf. Figure 26). Nous avons appliqué cette méthode sur les trois bases de données, pour tous les facteurs météorologiques, et nous ne détectons aucune autre corrélation que celle de la Réunion entre la pluviométrie et les chutes.

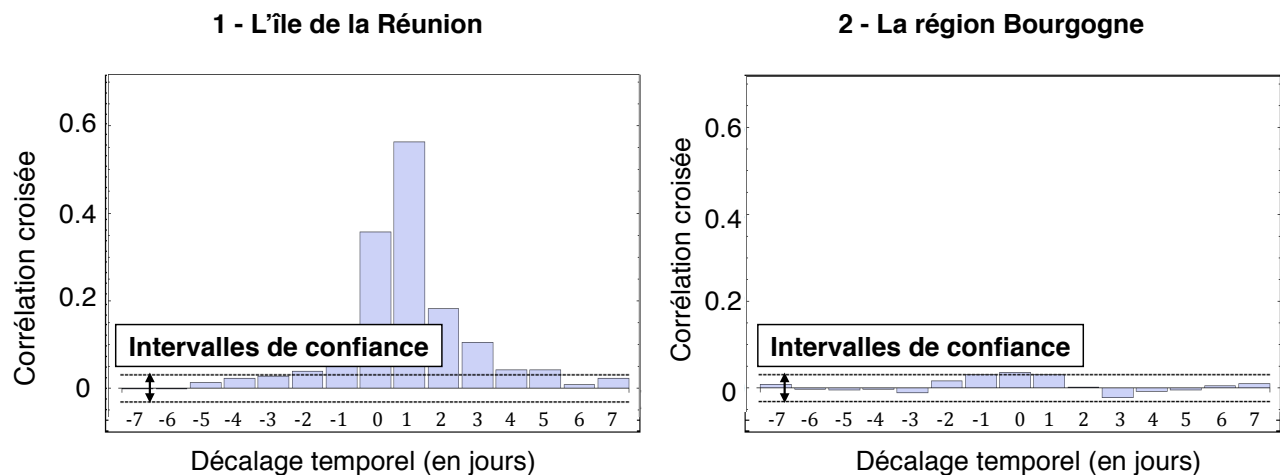


Figure 26. Corrélations croisées entre la pluie quotidienne et les événements pour les secteurs de l'île de la Réunion et de la région Bourgogne-Franche Comté.

2.5. Limite de ces approches

L'analyse statistique préliminaire réalisée permet de mettre en évidence uniquement une corrélation entre la pluviométrie et les chutes de blocs pour le secteur de la Réunion. Cette relation a déjà été mise en évidence par les travaux de Durville (2004), avec une corrélation maximum entre la pluie quotidienne précédant l'événement et la chute elle-même, ce que nous retrouvons. Aucune corrélation n'a pu être identifiée pour les deux autres bases de données (Bourgogne-Franche Comté et Auvergne). Cependant, les échanges que nous avons pu avoir avec les ingénieurs de la SNCF chargés des risques naturels (retours d'expérience, observations) nous amènent à penser que les facteurs qui déclenchent les événements sur Bourgogne-Franche Comté et sur Auvergne sont bien reliés à des conditions météorologiques, tout au moins en partie.

Nous interprétons l'absence de résultat comme étant une conséquence de la faible proportion d'événements dans ces bases de données (3% seulement de jours avec chutes pour les bases de données de Bourgogne-Franche Comté et Auvergne contre 13% pour celle de la Réunion). Le nombre d'événements déclenchés par jour est également un paramètre important. En moyenne seul 1 événement par jour est recensé pour Bourgogne-Franche Comté et Auvergne alors que ce nombre passe à 4 sur le secteur de la Réunion. Ces hétérogénéités entre les bases de données mettent en défaut la méthode de la corrélation croisée, qui n'est pas la mieux adaptée pour l'étude de série chronologique d'événements rares (ce qui semble correspondre aux bases de données de Bourgogne-Franche Comté et Auvergne).

De manière à être moins sensible à la proportion d'événements dans la base de données nous avons donc choisi de développer une nouvelle approche, basée sur l'étude de la répartition du nombre d'événements, mais prenant en compte la probabilité d'occurrence des classes des paramètres météorologiques.

3. Approche par la fréquence temporelle de chute par intervalle de pluie

Basée sur l'étude de la répartition des événements en fonction des classes de pluies (cf. Figure 24), la méthode développée propose de pondérer le nombre de chutes recensées dans chaque classe de pluie par sa probabilité d'occurrence. La démarche est identique pour tous les facteurs météorologiques utilisés dans notre étude.

Trois étapes sont définies dans la méthode. Nous les présentons ici pour la pluviométrie :

- 1) La première consiste à définir les plus petits intervalles de pluie $[P_i, P_{i+1}]$, où P désigne les pluies quotidiennes ou cumulées. Chaque intervalle est défini tel que (1) le nombre de jours dans l'intervalle est égal ou supérieur à cinq (afin d'éviter des intervalles non significatifs d'un point de vue statistique) et (2) on y compte au moins un événement ;
- 2) La deuxième étape consiste à calculer pour chaque intervalle le ratio F_i donné par l'équation (21) suivante :

$$F_i = \frac{Ne_i}{Nj_i} \quad (21)$$

où :

- Ne_i est le nombre d'événements observés dans l'intervalle de pluie considéré ;
- Nj_i est le nombre de jours où le niveau de pluie appartient à l'intervalle considéré.

Le ratio F_i revient à pondérer les événements de la base de données par la fréquence des classes de pluie (ou intervalle de pluie). Il donne une estimation de l'espérance conditionnelle du nombre quotidien de chute sachant la classe de pluie ;

- 3) La troisième étape consiste à étudier la relation entre les chutes de blocs pondérées par la probabilité d'occurrence des pluies (F_i) et l'intensité de la pluie (niveau des intervalles $[P_i, P_{i+1}]$). Nous réalisons une analyse par régression linéaire des points obtenus pour chaque intervalle (couples F_i-P_i), et nous testons la validité statistique de cette régression. Différents cas seront traités, qui correspondent à différents délais. Nous pourrons ainsi comparer les résultats pour ces différentes situations.

La p-valeur (ou p-value) de la droite de régression permet de valider ou invalider l'existence d'une relation significative entre les deux facteurs. Elle est définie comme étant une probabilité critique qui permet d'accepter ou de rejeter une hypothèse nulle H_0 . Si la p-value est inférieure au seuil statistique défini, H_0 est rejetée avec une probabilité de la rejeter à tort inférieure ou égale à p. Dans le cas contraire, H_0 est acceptée. Dans le cas d'une régression linéaire, l'hypothèse nulle H_0 annonce qu'il n'y pas de relation linéaire entre les données (les variations de l'espérance des valeurs de y ne peuvent pas être expliquées par les variations des valeurs de x, autrement dit que la pente (α) de la droite de régression $E(y)=\alpha x+\beta$ est nulle. Si on rejette l'hypothèse H_0 , on peut donc conclure qu'il existe une relation linéaire entre x et l'espérance de y, avec une probabilité de se tromper inférieure ou égale à p. Dans notre cas, si la p-value est inférieure au seuil de 0,05 choisi classiquement, nous pouvons conclure à l'existence d'une relation linéaire entre la pluie et le déclenchement des événements. A l'inverse, si la p-value est supérieure à 0,05, nous ne validons pas la relation linéaire entre les deux facteurs.

Un second paramètre important est la valeur du coefficient de corrélation R^2 , qui donne quant à elle l'intensité de la liaison qui existe entre les deux variables (ici F_i et P_i). Plus le R^2 est important, meilleure est la corrélation. La valeur du R^2 varie entre 0 et 1. Elle permettra de déterminer les cas pour lesquels la corrélation est la plus significative.

La Figure 27 présente le type de résultats attendus.

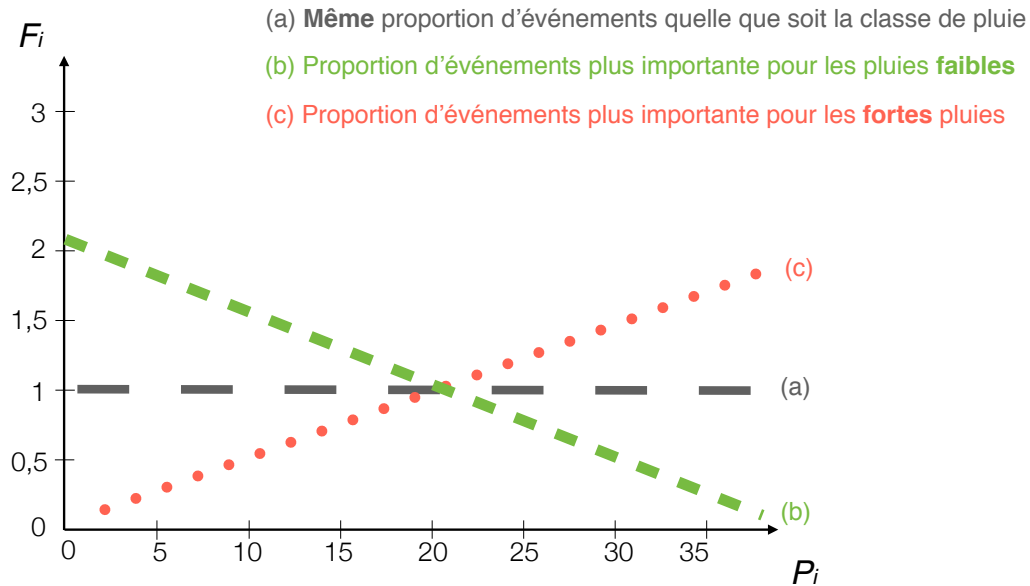


Figure 27. Résultats attendus avec la méthode développée. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i . La droite (a) présente la forme attendue pour une proportion identique de chutes quelque soit la classe de pluie. La droite (b) la présente pour une proportion d'événements plus importante dans le cas de faibles pluies (les faibles pluies déclenchent plus de chutes). Enfin la droite (c) présente la forme attendue quand les fortes pluies déclenchent le plus d'événements.

Les 3 étapes de la méthode ont été programmées avec le logiciel Mathematica (V9, Wolfram Research, Champaign, Illinois, USA) et sont complètement automatisées. Le programme est donné en ANNEXE 5.

Afin de tester la pertinence de la méthode, nous avons tout d'abord créé des bases de données virtuelles. L'objectif est d'étudier les résultats donnés par la méthode dans le cas où les bases de données contiennent une faible proportion d'événements et dans le cas d'une base de donnée plus fournie comme celle de la Réunion. De plus, avec des bases de données virtuelles, nous contrôlons le taux de corrélation entre les deux séries que nous étudions. Nous pouvons ainsi vérifier que nous retrouvons ce taux de corrélation avec la méthode, et nous pouvons faire une analogie avec les résultats obtenus avec les bases de données réelles.

4. Validation de la nouvelle méthode : étude de cas sur des bases de données virtuelles

4.1. Création des bases de données

Nous avons utilisé le logiciel Mathematica afin de créer les bases de données virtuelles. Deux types de bases de données ont été conçues : des bases de données météorologiques et des bases de données recensant un nombre de chutes de blocs (en relation avec la magnitude du facteur météorologique).

Nous avons choisi de n'utiliser qu'un seul type de facteur météorologique, et avons ainsi créé des bases de données recensant des pluies quotidiennes (hauteur de pluie en mm). Afin de nous rapprocher au plus des bases de données réelles, nous utilisons une distribution des pluies identique à celle de la pluie mesurée sur l'île de la Réunion. Ainsi, 43% des jours de

l'ensemble de la base de données sont des jours avec pluie, et la hauteur maximale de pluie enregistrée est égale à 372 mm. La Figure 28 présente la répartition des pluies de la base de données météorologique virtuelle.

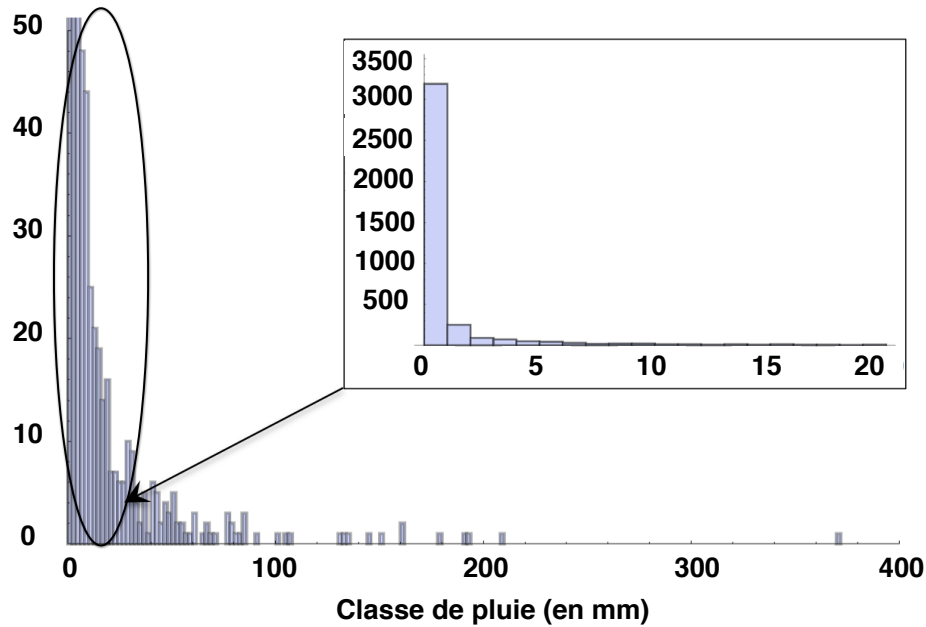


Figure 28. Distribution des pluies de la base de données météorologique virtuelle.

Basé sur cette distribution des pluies, nous avons créé les bases de données recensant les chutes de blocs. Les trois paramètres suivants ont été définis comme étant fixes :

- N , le nombre de jours dans la base de données. Il est choisi égal à 4015 jours, soit 11 ans, pour être similaire aux bases de données réelles ;
- le ratio entre la quantité de pluie et le nombre d'événements. Il est pris égal à 0,1. Ainsi, une pluie de 10 mm tombée en 1 jour donnera ce même jour 1 événement. Pour 20 mm, on comptabilisera 2 événements. Pour des jours sans pluie, aucun événement ne sera recensé ;
- k , le délai entre les chutes de pluies et le déclenchement d'un événement. On considère ce délai égal à 0 dans le cas des bases de données virtuelles. Les événements ont lieu le même jour que le facteur météorologique.

A ce stade, seulement 2 bases de données sont créées : la première correspond à la base de données météorologiques, et donne la distribution des pluies sur l'ensemble des 11 années d'étude (avec 43% des jours étant des jours de pluie). La deuxième base de données correspond au recensement du nombre de chutes de blocs, en fonction de la quantité de pluie. Il y a donc 43% des jours avec au moins 1 événement, et les pluies et les chutes sont à 100% corrélées entre elles suivant le ratio défini précédemment.

Nous avons ensuite fait varier les paramètres suivants pour obtenir un panel plus large de bases de données :

- le taux de corrélation C entre la pluie et le nombre de chute de bloc. Pour une corrélation parfaite (de 100%), tous les jours pluvieux (de plus de 10 mm) déclenchent des événements. Pour un taux de corrélation de 50%, la moitié des chutes de blocs est parfaitement corrélée à la pluie, et l'autre moitié est distribuée aléatoirement dans la

base de données. Dans notre étude, les valeurs de C seront prises égales à 100%, 75%, 50% et 25% ;

- la proportion x de jours avec événements. Nous définissons 3 cas : (1) $x = 43\%$, ce qui correspond à la proportion de jours pluvieux dans la base de données météorologiques ; (2) $x = 13\%$, ce qui correspond à la proportion de jours avec événements dans la base de données de la Réunion, et $x = 3\%$, ce qui correspond à la proportion de jours avec événements dans les bases de données de Bourgogne-Franche Comté et d'Auvergne.

Ainsi, 12 bases de données recensant des chutes de blocs ont été créées et corrélées à la base de données météorologiques. Le Tableau 21 récapitule les différents cas.

Tableau 21. Présentation des différentes bases de données factices recensant les chutes de blocs.

Proportion x de jours avec événements	43%	13%	3%
Taux de corrélation C	100%	100%	100%
entre la pluie et le	75%	75%	75%
nombre de chutes de	50%	50%	50%
blocs	25%	25%	25%

De part la redistribution aléatoire de la proportion d'événements non corrélés avec la pluie, il est possible de créer différentes bases de données pour une même valeur de C (différente de 100%). Nous avons fait le choix de présenter les résultats pour une seule base de données pour chaque taux de corrélation. Ainsi, nos résultats ne sont pas exhaustifs. Ces bases de données nous permettent cependant de comparer les différentes méthodes d'analyse des corrélations, et de valider ou invalider la nouvelle méthode.

4.2. Résultats

Nous avons réalisé les mêmes analyses statistiques préliminaires que pour les bases de données réelles, à savoir une analyse qualitative et une corrélation croisée. Les résultats de ces analyses sont présentés ci-après.

4.2.1. Analyse qualitative

La Figure 29 présente les résultats de l'analyse qualitative. Les graphes sont obtenus à partir de la moyenne mobile sur 30 jours du nombre d'événements et des quantités de pluie. On observe que pour une proportion d'événements de 43%, quel que soit le taux de corrélation, la relation entre la pluie et le nombre de chutes de blocs est visible. Lorsque la proportion d'événement diminue, le taux de corrélation joue un rôle plus important. En effet, pour une base de données avec 13% d'événements (de type « île de la Réunion »), visuellement la corrélation se détecte mal pour un taux de corrélation C de 25%. Si l'on diminue la proportion x à 3 %, ce qui représente les bases de données classiques, on ne détecte visuellement plus de corrélation pour un taux de corrélation C de 50%.

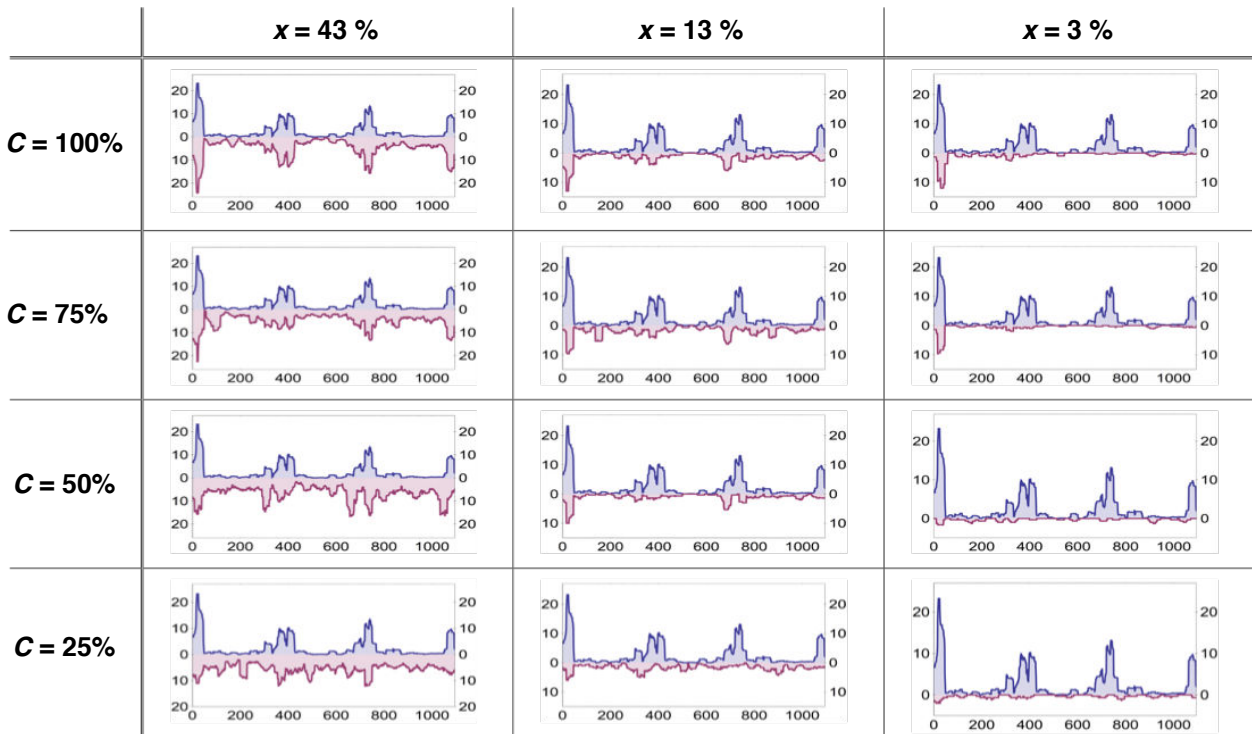


Figure 29. Corrélation qualitative entre les chutes de blocs et la pluie (moyenne mobile de 30 jours) pour 12 bases de données virtuelles. C correspond aux taux de corrélation entre la pluie et le nombre d'événements, et x correspond à la proportion d'événements dans la base de données. L'axe x correspond aux jours. L'axe y correspond à la pluie quotidienne (courbe bleu) et au nombre d'événements (courbe rouge).

4.2.2. Corrélation croisée

Le Tableau 22 récapitule les valeurs de corrélation croisée obtenues pour l'étude des bases de données virtuelles. Nous savons que la corrélation a lieu pour un délai de 0 jours (à la vue du mode de création des bases de données). C'est la valeur que nous présentons dans le tableau, et qui correspond à la valeur maximale obtenue dans chacun des cas. Dans le cas d'une forte proportion d'événements ($x=43\%$), nous n'identifions plus de corrélation pour un taux de corrélation C de 25%. Pour une proportion x de 13%, nous n'identifions plus de corrélation pour un taux de corrélation C de 50%. Enfin, pour des bases de données « classiques », ayant 3% de jours avec événements, la corrélation est détectée pour un C plus grand que 75%.

Tableau 22. Valeurs de corrélations croisées entre la pluie et les événements pour les bases de données virtuelles, pour un délai de 0 jours. Cette valeur est comparée au seuil de significativité (égal à 0,031). C correspond au taux de corrélation entre le niveau de pluie et les chutes de blocs et x à la proportion de jours avec événements. Nous identifions en gras les résultats non significatifs.

	$x = 43\%$	$x = 13\%$	$x = 3\%$
$C = 100\%$	Valeur de corrélation croisée = 0,65	Valeur de corrélation croisée = 0,42	Valeur de corrélation croisée = 0,23
$C = 75\%$	Valeur de corrélation croisée = 0,45	Valeur de corrélation croisée = 0,18	Valeur de corrélation croisée = 0,031
$C = 50\%$	Valeur de corrélation croisée = 0,23	Valeur de corrélation croisée = 0,031	Valeur de corrélation croisée = 0,031
$C = 25\%$	Valeur de corrélation croisée = 0,031	Valeur de corrélation croisée = 0,030	Valeur de corrélation croisée = 0,026

4.2.3. Utilisation de la méthode par la fréquence relative

Enfin, nous avons utilisé la méthode développée pour identifier les corrélations entre les différentes bases de données virtuelles. Les résultats sont résumés dans le Tableau 23. Contrairement à la méthode de la corrélation croisée, dans le cas d'une proportion x de 43% de jours avec événements, la nouvelle méthode détecte la corrélation même lorsque le taux de corrélation C est seulement de 10%. Pour une proportion x de 13%, nous détectons la corrélation pour un C de 25%. Enfin, pour une proportion x de 3%, la corrélation est détectée pour un C de 50%. Ces proportions sont plus faibles que précédemment, ce qui montre que la nouvelle méthode permet de détecter les relations entre pluie et chutes de bloc dans le cas de bases de données peu fournies, ce qui n'est pas le cas avec une corrélation croisée, ou avec une analyse qualitative.

Tableau 23. Valeurs du coefficient de corrélation R^2 et de la p -valeur de la droite de régression linéaire obtenue avec la nouvelle méthode pour l'étude de la corrélation entre les pluies suivant la répartition de celles de la Réunion et les bases de données virtuelles qui en découlent. La valeur a correspond au coefficient directeur de la droite des moindres carrés. C correspond au taux de corrélation et x à la proportion de jour avec événements. Nous identifions en grisé les résultats non significatifs.

	$x = 43\%$	$x = 13\%$	$x = 3\%$
$C = 100\%$	$R^2 = 0,98$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-36}$ $a = 0,101$	$R^2 = 0,93$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-18}$ $a = 0,116$	$R^2 = 0,73$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-6}$ $a = 0,023$
$C = 75\%$	$R^2 = 0,88$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-20}$ $a = 0,102$	$R^2 = 0,81$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-12}$ $a = 0,062$	$R^2 = 0,57$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-4}$ $a = 0,01$
$C = 50\%$	$R^2 = 0,72$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-11}$ $a = 0,067$	$R^2 = 0,71$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-7}$ $a = 0,061$	$R^2 = 0,50$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-3}$ $a = 0,008$
$C = 25\%$	$R^2 = 0,54$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-6}$ $a = 0,046$	$R^2 = 0,41$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-4}$ $a = 0,037$	$R^2 = 0,47$ $p\text{-valeur} = 0,06 > 0.05$ $a = 0,002$
$C = 10\%$	$R^2 = 0,25$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-3}$ $a = 0,020$	$R^2 = 0,18$ $p\text{-valeur} = 0,13 > 0.05$ $a = 0,002$	-

On peut constater que les coefficients directeurs obtenus sont d'autant plus proches de la valeur cible de 0,1 imposée au départ dans la fabrication des données que les valeurs de x ou C sont élevées. Plus ces dernières sont faibles, plus le « bruit » ajouté aux données nous éloigne de cette tendance initiale. Nous avons par ailleurs testé différentes tailles d'intervalles pour étudier l'influence de ce paramètre. Les résultats ne changent pas significativement en termes de corrélations détectées (p -valeur) et la valeur du coefficient de corrélation R^2 augmente lorsque les intervalles sont plus larges, du fait d'un nombre inférieur de points pris en compte dans la régression.

Nous avons réalisé la même étude en se basant sur la distribution des pluies de la région de Bourgogne-Franche Comté, qui est similaire à celle de l'Auvergne. La hauteur maximale de pluie est donc de 90 mm. Par analogie, le nombre maximum de chutes de blocs par jour sera donc de 9 événements (ratio entre la quantité de pluie et le nombre d'événement de 0,1). La Figure 30 présente l'histogramme des pluies de la nouvelle base de données virtuelle des pluies ainsi créée. Dans ce cas, 56% des jours de la base de données sont des jours pluvieux ($x = 56\%$).

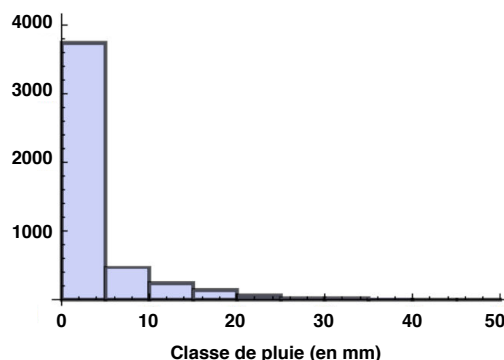


Figure 30. Histogrammes des pluies quotidiennes de la base de données météorologique basée sur la distribution des pluies de Bourgogne-Franche Comté.

La nouvelle méthode a été utilisée pour étudier la corrélation entre la nouvelle base de données météorologiques, et celle recensant les événements qui en découlent. Le Tableau 24 présente les résultats. Ces derniers sont similaires à ceux obtenus précédemment, ce qui tend à montrer que cette méthode n'est pas très sensible au paramètre « nombre d'événements par jour » de la base de données (9 événements maximum par jour pour une base de donnée basée sur la pluviométrie de Bourgogne-Franche Comté, et 37 événements maximum par jour pour une base de donnée basée sur la pluviométrie de la Réunion).

Tableau 24. Valeurs du coefficient de corrélation R^2 et de la p -valeur de la droite de régression linéaire obtenue avec la nouvelle méthode pour l'étude de la corrélation entre les pluies suivant la répartition de celles de la région Bourgogne-Franche Comté et les bases de données virtuelles qui en découlent. La valeur a correspond au coefficient directeur de la droite. C correspond au taux de corrélation et x à la proportion de jour avec événements. Nous identifions en gras les résultats non significatifs.

	$x = 56\%$	$x = 13\%$	$x = 3\%$
$C = 100\%$	$R^2 = 0,91$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-14}$ $a = 0,11$	$R^2 = 0,75$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-6}$ $a = 0,04$	$R^2 = 0,73$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-4}$ $a = 0,023$
$C = 75\%$	$R^2 = 0,75$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-8}$ $a = 0,10$	$R^2 = 0,70$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-5}$ $a = 0,025$	$R^2 = 0,6$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-3}$ $a = 0,0058$
$C = 50\%$	$R^2 = 0,60$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-5}$ $a = 0,09$	$R^2 = 0,58$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-5}$ $a = 0,018$	$R^2 = 0,40$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-3}$ $a = 0,004$
$C = 25\%$	$R^2 = 0,40$; $p\text{-valeur} \sim 10^{-3}$ $a = 0,011$	$R^2 = 0,30$; $p\text{-value} > 0.05$ $p\text{-valeur} = 0,15$ $a = 0,013$	$R^2 = 0,30$; $p\text{-value} > 0.05$ $p\text{-valeur} = 0,08$ $a = 0,002$

5. Application de la nouvelle méthode sur les bases de données réelles

Une fois la méthode validée sur des bases de données virtuelles, nous l'avons testée sur les bases de données réelles.

5.1. L'île de la Réunion

Pour le secteur de l'île de la Réunion, l'utilisation de la nouvelle méthode confirme les corrélations entre la pluie quotidienne et le déclenchement de chutes de blocs, avec une

corrélation maximale pour les pluies précédant le jour de l'événement (à J-1). Cette corrélation est encore meilleure pour les pluies cumulées, et la corrélation maximale est obtenue pour le même délai. La Figure 31 présente les résultats obtenus pour une pluie cumulée sur 2 jours (J0 + J-1), ainsi que les différentes valeurs du coefficient de corrélation R^2 sur 5 jours. La pente de la régression linéaire définie par la nouvelle méthode est positive, ce qui traduit le fait que les chutes de blocs surviennent d'avantage dans les jours de fortes pluies. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus lors de l'étude des corrélations croisées (cf. Figure 26). Une corrélation entre la température minimale et maximale d'une part, et les événements d'autre part, est également mise en évidence, avec un maximum pour le même délai (J-1) (mais moins bonne – en terme de valeur de R^2 et de p-valeur – que pour la pluie). Ce résultat décrit le climat de l'île. Les fortes pluies ont lieu lors des fortes chaleurs. Aucune corrélation n'a par contre été identifiée entre les fortes amplitudes thermiques et le déclenchement des chutes.

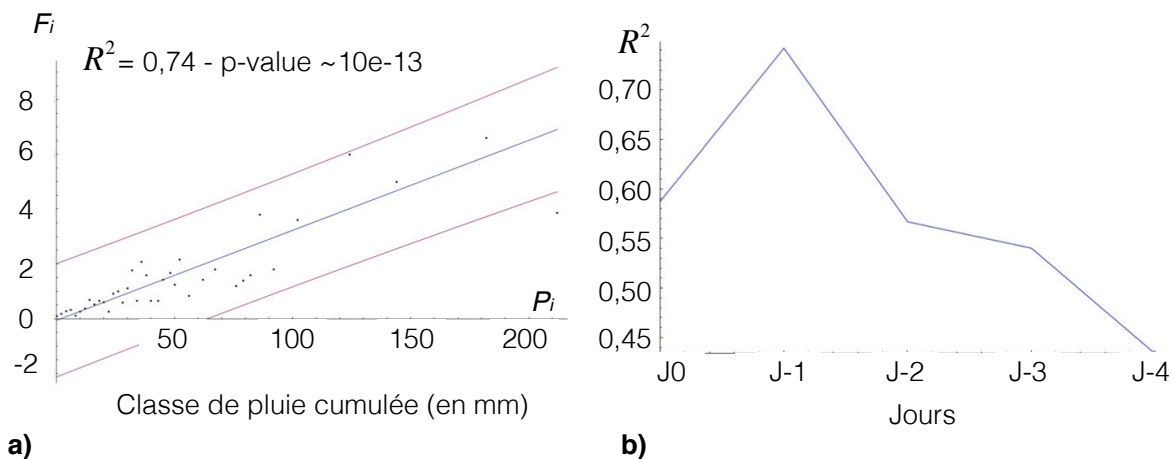


Figure 31. Île de la Réunion; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la pluie cumulée sur 2 jours ($J_0 + J-1$) et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la pluie cumulée et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i .

5.2. La région Bourgogne-Franche Comté

Concernant la région Bourgogne-Franche Comté, aucune des analyses statistiques précédentes n'avaient pu montrer d'influence des paramètres météorologiques testés sur le déclenchement des chutes de blocs. Avec l'utilisation de la nouvelle méthode, nous montrons l'influence du paramètre « pluviométrie cumulée ». La Figure 32 présente la meilleure corrélation obtenue (graphe a), qui se produit pour une pluie cumulée de 3 jours ($J_0 + J-1 + J-2$). Le graphe b montre que le coefficient de corrélation R^2 est également élevé dans le cas d'une pluie cumulée sur 2 jours. De la même manière que précédemment, la pente positive de la régression linéaire traduit le fait que les chutes de blocs surviennent d'avantage dans les jours de fortes pluies. Aucune autre corrélation n'a pu être mise en évidence (températures, amplitude thermique ou durée de gel).

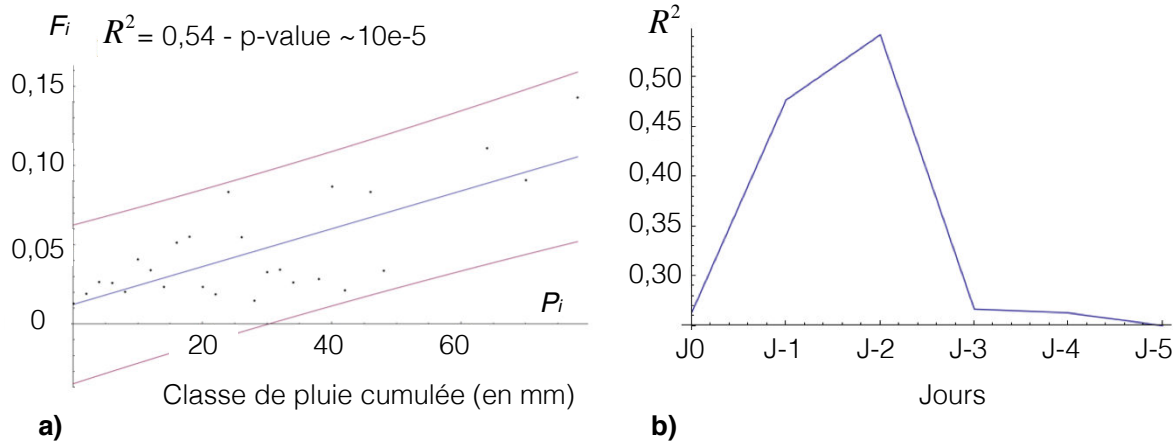


Figure 32. Bourgogne-Franche Comté; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la pluie cumulée sur 3 jour ($J_0 + J_1 + J_2$) et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la pluie cumulée et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i .

5.3. La région Auvergne

Concernant la région Auvergne, aucune des analyses statistiques précédentes n'avaient pu montrer d'influence des paramètres météorologiques testés sur le déclenchement des chutes de blocs. Avec l'utilisation de la nouvelle méthode, nous montrons l'influence des faibles températures. Chaque classe de température minimale définit un nombre de jours où la température minimale est dans l'intervalle, pondérée ensuite par sa fréquence d'occurrence (cf. Figure 33). La pente négative de la régression linéaire montre que les températures négatives déclenchent plus d'événements que les températures positives. Cependant, aucune relation n'a pu être mise en évidence avec les paramètres « amplitude thermique » ou « durée de gel » qui sont pourtant des facteurs liés aux températures négatives.

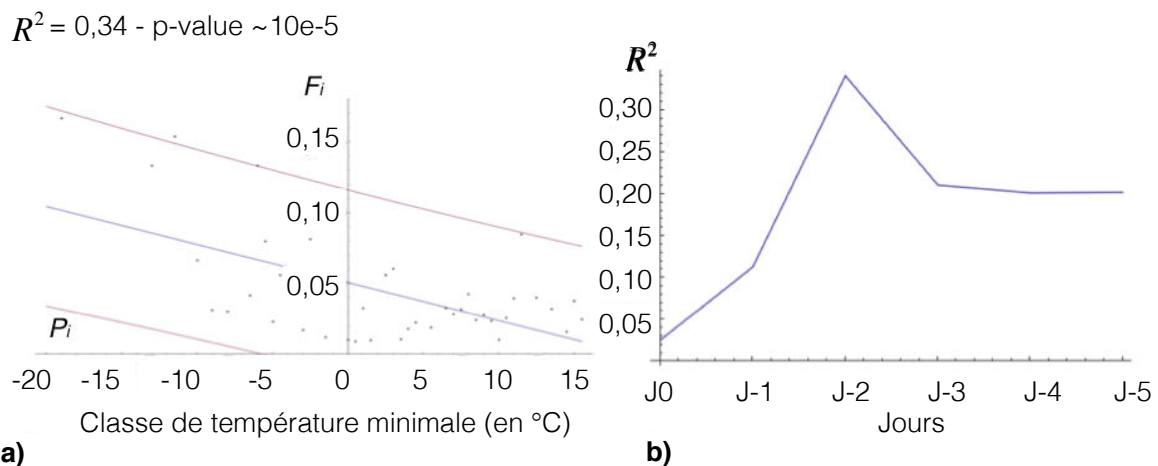


Figure 33. Auvergne; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la température minimale à J-2 et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la température minimale et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i .

Le Tableau 25 synthétise les principales conclusions obtenues après utilisation de la nouvelle méthode sur les bases de données réelles.

Tableau 25. Résultats obtenus avec la nouvelle méthode pour les bases de données de la Réunion, de la région Bourgogne-Franche Comté et celle d'Auvergne. Nous présentons le maximum de corrélation obtenu (meilleur R^2 et meilleure p-value).

	Île de la Réunion	Région Bourgogne-Franche Comté	Région Auvergne
Précipitation quotidienne (P_{JN})	Pour J_1 - $R^2 = 0,70$ p-value = 10^{-9} $a = 0,12$	Pas de corrélation 5.4. $R^2 = 0,26$ 5.5. p-value = 0,08	Pas de corrélation $R^2 = 0,27$ p-value = 0,09
Précipitation cumulée (P_{CN})	Pour J_1 - $R^2 = 0,74$ p-value = 10^{-13} $a = 0,10$	Pour J_2 - $R^2 = 0,54$ p-value = 10^{-5} $a = 0,012$	Pas de corrélation $R^2 = 0,27$ p-value = 0,09
Température minimale quotidienne (T_{min})	Pour J_1 - $R^2 = 0,69$ p-value = 10^{-6} $a = 0,5$	Pas de corrélation $R^2 = 0,01$ p-value = 0,58	Pour J_2 - $R^2 = 0,34$ p-value = 10^{-5} $a = 0,05$
Température maximale quotidienne (T_{max})	Pour J_1 - $R^2 = 0,60$ p-value = 10^{-5} $a = 0,8$	Pas de corrélation $R^2 = 0,01$ p-value = 0,51	Pas de corrélation $R^2 = 0,039$ p-value = 0,26
Amplitude thermique quotidienne (T_{amp})	Pas de corrélation $R^2 = 0,19$ p-value = 0,11	Pas de corrélation $R^2 = 0,02$ p-value = 0,49	Pas de corrélation $R^2 = 0,021$ p-value = 0,44
Durée de gel quotidienne	-	Pas de corrélation $R^2 = 0,019$ p-value = 0,58	Pas de corrélation $R^2 = 0,12$ p-value = 0,28

a correspond au coefficient directeur de la droite de régression - J_0 correspond au jour de l'événement, et (J_N) identifie le $N^{ème}$ jour précédant l'événement, avec N variant de 1 à 10.

6. Conclusions sur les différentes méthodes d'analyse

L'étude des corrélations entre les données météorologiques et le déclenchement de chutes de blocs est classique lorsque l'on cherche à mieux appréhender le rôle des facteurs déclenchants. Cependant, cette corrélation est difficile à détecter dans le cas de bases de données peu fournies (Frayssines & Hantz, 2006) comme c'est le cas dans les région Bourgogne-Franche Comté et Auvergne avec seulement 3% de jours avec événements. Dans ces dernières, ni l'analyse qualitative, ni la méthode de la corrélation croisée ne permettent de mettre en évidence une relation entre données météorologiques et chutes de blocs (cf. Tableau 26). Par contre, ces méthodes ont confirmé les études précédemment menées (Durville, 2004) sur la base de données de l'île de la Réunion, qui est exceptionnelle en terme de proportion d'événements. Les corrélations sont également identifiées par la nouvelle méthode proposée (cf Tableau 26).

En utilisant la méthode proposée sur des bases de données virtuelles, nous avons pu montrer qu'il est possible de détecter des corrélations dans le cas de bases de données ayant seulement 3% de jours avec événements. Cette corrélation est toujours détectée quand le taux de corrélation entre le facteur météorologique et le nombre de chutes est seulement de 50% ($C = 50\%$ - Tableau 24 et Tableau 25).

Au vu des résultats des différentes méthodes, nous ne pouvons mettre en évidence l'influence des paramètres « amplitude thermique » et « durée de gel » sur le déclenchement des événements, du moins dans les trois cas et avec les données dont nous disposons.

Tableau 26. Comparaison des résultats obtenus avec une analyse qualitative, la corrélation croisée et la nouvelle méthode proposée. Les croix dans le tableau présentent les corrélations détectées. Concernant l'analyse qualitative, nous considérons que la comparaison peut être faite, même si l'étude est réalisée sur une moyenne mobile sur 30 jours.

	Île de la Réunion			Région Bourgogne-Franche Comté			Région Auvergne		
	AQ	CC	NM	AQ	CC	NM	AQ	CC	NM
Précipitation quotidienne (P_{JN})	X	X	X						
Précipitation cumulée (P_{CN})			X			X			
Température minimale quotidienne (T_{min})	X		X						X
Température maximale quotidienne (T_{max})	X		X						
Amplitude thermique quotidienne (T_{amp})									
Durée de gel quotidienne									

AQ : Analyse qualitative ; CC : Corrélation croisée ; NM : Nouvelle méthode

7. Application opérationnelle de la méthode : probabilités conditionnelles pour la gestion du risque

L'utilisation de la nouvelle méthode, en plus de mettre en évidence des corrélations entre chutes et données météorologiques, permet d'estimer la probabilité conditionnelle de chute connaissant la classe dans laquelle se situe l'amplitude du facteur météorologique (soit l'intervalle P_i). Elle est déterminée à partir de l'équation (22) suivante :

$$P(\text{chute connaissant l'intervalle } P_i) = \frac{Ne_{ji}}{N_{ji}} \quad (22)$$

Où Ne_{ji} est le nombre de jours avec au moins un événement dans l'intervalle P_i^2 et N_{ji} est le nombre total de jours pour l'intervalle considéré³. Nous estimons ainsi la probabilité qu'au moins un événement se déclenche dans chaque intervalle.

Le Tableau 27 donne ces probabilités en fonction de (1) la pluie cumulée sur deux jours sur le secteur de l'île de la Réunion, (2) la pluie cumulée sur 3 jours sur la région Bourgogne-Franche Comté, et (3) la température minimale deux jours avant la chute pour la région Auvergne. Ces conditions météorologiques correspondent aux cas les plus défavorables pour chacun des sites, déterminées à l'aide de la méthode (cf. §6). Les probabilités de chutes varient de 0,09 à 1 pour le secteur de la Réunion (une valeur de 1 signifiant que dans l'ensemble de la base de données, chaque jour où cet intervalle de pluie a été atteint, au moins une chute s'est déclenchée). Dans le dernier intervalle considéré (de 200 à 516 mm de pluies cumulées sur deux jours), la valeur de la probabilité de chute diminue, ce qui montre que la majorité des chutes ont déjà eu lieu à des niveaux de pluie inférieurs. Dans le cas de la région Bourgogne-Franche Comté, ces

² Plus exactement : le nombre de jours durant lesquels au moins un événement s'est produit et pour lesquels l'amplitude du facteur météorologique appartient à l'intervalle P_i

³ Plus exactement : le nombre de jours où l'amplitude du facteur météorologique appartient à l'intervalle P_i

probabilités varient de 0,013 à 0,111, et enfin pour la région Auvergne, elles varient de 0,027 à 0,1. Les valeurs maximales de probabilité pour les deux derniers secteurs sont faibles car la proportion d'événements dans la base de données l'est également.

Tableau 27. Probabilité de chute d'au moins un événement pour différents intervalles P_i , pour l'île de la Réunion et les régions de Bourgogne et d'Auvergne.

Île de la Réunion		Région Bourgogne		Région Auvergne	
Intervalle (ou classe) des pluies cumulées sur 2 jours ($J_0 + J_1$) (mm/jour)	Probabilité conditionnelle d'une chute sachant la classe de pluie	Intervalle (ou classe) des pluies cumulées sur 3 jours ($J_0 + J_1 + J_2$) (mm/jour)	Probabilité conditionnelle d'une chute sachant la classe de pluie	Intervalle (ou classe) des températures minimales (J_2) (°C/jour)	Probabilité conditionnelle d'une chute sachant la classe de température minimale
<i>Aléa quotidien : 0,13</i>		<i>Aléa quotidien: 0,02</i>		<i>Aléa quotidien: 0,029</i>	
0-5	0,09	0-5	0,013	-20; -10	0,1
5-10	0,16	5-10	0,026	-10; -5	0,052
10-15	0,25	10-15	0,036	-5; 0	0,039
15-20	0,32	15-20	0,041	0-5	0,024
20-30	0,39	20-30	0,032	5-10	0,023
30-40	0,45	30-40	0,03	10-15	0,029
40-50	0,55	40-50	0,043	15-22	0,027
50-70	0,54	50-70	0,053		
70-90	0,64	70-136	0,111		
90-120	0,64				
120-150	1				
150-200	1				
200-516	0,73				

Les valeurs des probabilités sont comparées à l'aléa quotidien de chute (la probabilité a priori de chute au sens Bayésien), qui correspond au nombre total d'événements divisé par le nombre total de jours dans la base de données. Nous pouvons alors déterminer pour quels intervalles l'aléa quotidien est dépassé. Dans le cas de l'île de la Réunion et de la région Bourgogne-Franche Comté, dès 15 mm de pluie cumulée (respectivement sur 2 jours et 3 jours), la probabilité de chute double en comparaison à l'aléa quotidien. Concernant la région Auvergne, cette probabilité est doublée lorsque la température baisse à -5°C 2 jours avant. Dès que la pluie cumulée atteint 120 mm sur le secteur de l'île de la Réunion, la probabilité calculée atteint 1, ce qui multiplie l'aléa quotidien par 8. Dans le cas le plus défavorable, cette probabilité est multipliée par 5,5 pour Bourgogne-Franche Comté, et 3,5 pour Auvergne.

Ces calculs de probabilités conditionnelles pourraient permettre ainsi une meilleure gestion du risque basée sur des seuils de pluie ou de température.

8. Etude de la durée entre chutes : prévision de la probabilité d'occurrence

Avec l'étude réalisée, nous avons mis en évidence des relations qui peuvent exister entre données météorologiques et chutes de blocs. Cependant, même dans le cas d'une bonne corrélation comme pour le secteur de la Réunion, des chutes se produisent en dehors des jours

présentant des conditions météorologiques favorables à leur déclenchement. Il existe donc une part d'incertitude aléatoire, qui peut être attribuée à une variabilité naturelle ou temporelle inhérente au phénomène physique (Rat, 2006). Nous avons alors cherché à vérifier si cette variabilité naturelle peut être estimée dans nos données.

Si les chutes de blocs ne dépendent pas de la pluie ou d'un autre phénomène naturel, la probabilité de chute à un instant donné est constante, ce qui se traduit en terme de probabilité par une distribution du nombre de chutes en fonction du temps obéissant à une loi de Poisson. Un tel processus de Poisson est défini par l'équation (23) suivante :

$$P_k(\tau) = \frac{(\lambda\tau)^k}{k!} e^{-\lambda\tau} \quad (23)$$

Avec :

- $P_k(\tau)$ la probabilité d'observer k chutes de blocs dans l'intervalle de temps τ (durée) ;
- λ la fréquence moyenne du nombre de chutes.

Plutôt que de raisonner sur cette loi, on peut s'intéresser à la durée qui sépare deux chutes. En effet, pour un phénomène qui obéit à un processus de Poisson, la distribution de ces durées suit une loi exponentielle décroissante, définie par la fonction de répartition $F(\tau)$ suivante :

$$F(\tau) = 1 - e^{-\lambda\tau} \quad (24)$$

En dérivant l'équation (24), on obtient l'équation (25) de la densité de probabilité $D(\tau)$:

$$D(\tau) = \lambda e^{-\lambda\tau} \quad (25)$$

Si les durées qui séparent deux chutes suivent cette loi, alors nous pouvons dire que les chutes obéissent à un processus de Poisson, et donc que leur déclenchement est aléatoire, indépendant de l'origine du temps. Ainsi, pour des bases de données dont les événements obéissent à ce processus, nous concluons que leur occurrence est imprévisible.

Pour simplifier l'interprétation des résultats, nous passons de la loi exponentielle à une loi linéaire en appliquant sur nos données le logarithme népérien, et obtenons donc une relation de la forme $a\tau + b$ avec $a = -\lambda$ et $b = \ln(\lambda)$. Ainsi, nous pouvons tester la régression linéaire qui relie le nombre de chutes à la durée entre deux chutes (plus précisément, le nombre de fois où une durée entre deux chutes a été observée en fonction des durées elles mêmes, rangées en classes ou en intervalles successifs⁴), et comparer les différentes valeurs du coefficient de corrélation R^2 et de la p-valeur (ici basée sur le test de l'analyse de la variance, qui compare la variance expliquée à la variance résiduelle).

Puisque nous cherchons à mettre en évidence le caractère imprévisible des chutes, nous réalisons l'analyse sur les trois bases de données précédentes (île de la Réunion, Bourgogne et Auvergne), auxquelles nous avons retiré les événements corrélés avec le facteur météorologique prépondérant. Prenons l'exemple de l'île de la Réunion : nous avons montré une corrélation maximale entre les chutes et les pluies cumulées sur 2 jours. Aussi, nous supprimons

⁴ Si par exemple nous observons 7 durées comprises entre 10 et 20 jours (soit un logarithme compris entre 2.3 et 3), cela correspond à 8 événements espacés d'une durée comprise en 10 et 20 jours (soit un logarithme de 2)

les événements ayant eu lieu après 2 jours de pluies cumulées. Nous avons réalisé la même analyse avec la base de donnée de Bourgogne à laquelle nous avons enlevé les événements ayant eu lieu après 3 jours de pluie cumulée, et la base de donnée d'Auvergne, à laquelle nous avons enlevé les événements ayant eu lieu 2 jours après des températures négatives.

La Figure 34 présente les résultats obtenus. Pour le secteur de la Réunion, le R^2 et la p-value sont significatifs, ce qui montre que les chutes sont imprévisibles (par la mise en évidence de l'existence d'un processus de Poisson). Il est difficile d'affirmer les mêmes conclusions pour le secteur de l'Auvergne, car la p-value et le R^2 sont peu significatifs. Enfin, pour la région Bourgogne, il ne reste plus suffisamment de données, après la suppression des événements corrélés avec la pluie cumulée sur 3 jours, pour analyser le processus de Poisson. En effet, il n'y a qu'une seule occurrence des différentes durées entre deux chutes (quelque soit la durée).

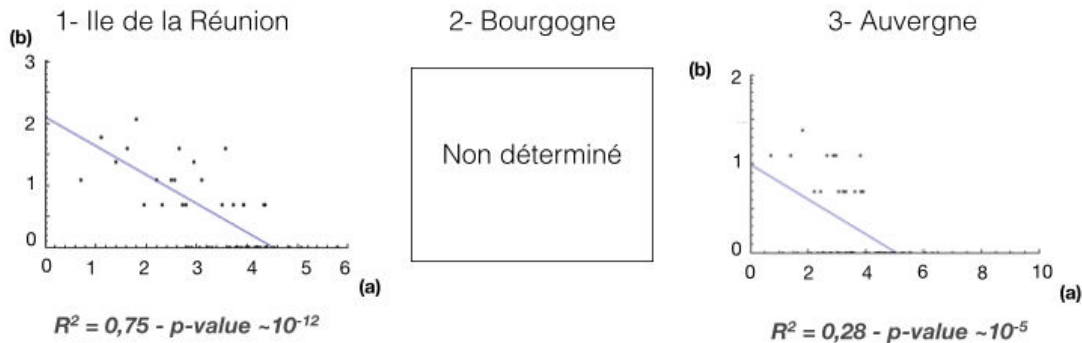


Figure 34. (a) Ln de l'écart entre deux chutes et (b) Ln du nombre de fois ou se produit chaque durée entre deux chutes, pour les 3 secteurs étudiés (1- île de la Réunion, 2 – Bourgogne-Franche Comté, 3 - Auvergne). Une régression linéaire est réalisée sur ces données, et sont affichés les valeurs du coefficient de corrélation et la p-value associée. Ln = Logarithme Népérien.

Pour aller plus loin dans ces premiers résultats, nous avons choisi de tester le processus de Poisson pour les bases de données auxquelles nous avons supprimé les événements corrélés au facteur météorologique pour lequel le seuil avait la plus forte probabilité conditionnelle d'une chute sachant la classe de pluie, présenté Tableau 27. Pour l'île de la Réunion, nous supprimons ainsi les événements ayant eu lieu après des pluies cumulées sur 2 jours supérieures à 120 mm (probabilité de 1). Pour la région Bourgogne, nous supprimons les événements ayant eu lieu après 3 jours de pluies cumulées supérieures à 70 mm (probabilité de 0,111). Enfin, pour la région Auvergne, nous supprimons les événements ayant eu lieu 2 jours après des températures négatives inférieures à -10°C (probabilité de 0,1). Les résultats sont présentés Tableau 28. Les p-valeurs diminuent et celles du R^2 augmentent, ce qui met en évidence une meilleure adéquation au processus de Poisson et donc l'existence d'un bruit de fond pour les secteurs de la Réunion, de l'Auvergne, mais également pour la région Bourgogne.

Pour compléter cette première analyse, nous avons étudié le processus de Poisson pour l'ensemble des bases de données à notre disposition, sans retirer aucun événement. Les résultats, présentés dans le Tableau 28 montrent, ici encore, un bruit de fond pour les trois bases de données, mais légèrement moins significatif (p-valeur plus élevée et R^2 plus faible). En réalisant la même analyse, non plus sur les chutes mais sur les facteurs météorologiques seuls (pluie cumulée sur 2 jours, sur 3 jours et températures négatives 2 jours avant la chute), nous mettons également en évidence le caractère imprévisible du facteur étudié. Ainsi, deux phénomènes imprévisibles (ou Poissonniens) se combinent : (1) l'occurrence des événements non corrélés aux facteurs météorologiques, et (2) l'occurrence des facteurs météorologiques

déclenchant eux mêmes (entraînant le caractère également imprévisible des événements mais pas indépendamment de ces facteurs).

Tableau 28. Valeurs de la p-value, du coefficient de corrélation R^2 et du coefficient directeur de la droite basée sur le processus de Poisson. Nous testons l'écart entre deux chutes, et différents cas sont évalués, en fonction de la corrélation ou non des événements avec les données météorologiques.

	Île de la Réunion	Région Bourgogne-Franche Comté	Région Auvergne
Bases de données sans les événements corrélés au facteur météorologique identifié	$R^2 = 0,75$ p-valeur = 10^{-12} a = -0,46	N.D.	$R^2 = 0,28$ p-valeur = 10^{-5} a = -0,25
Cas particuliers - Bases de données hors événements déclenchés à partir de l'intervalle pour lequel la probabilité P est identifiée	Pour $P = 1$ (seuil de 120 mm de pluie cumulée sur 2 jours) $R^2 = 0,87$ p-valeur = 10^{-15} a = -1,41	Pour $P = 0,111$ (seuil de 70 mm de pluie cumulée sur 3 jours) $R^2 = 0,34$ p-valeur = 10^{-7} a = -0,25	Pour $P = 0,1$ (températures négatives inférieures à -10°C, 2 jours avant la chute) $R^2 = 0,59$ p-valeur = 10^{-9} a = -0,36
Bases de données complètes	$R^2 = 0,76$ p-valeur = 10^{-13} a = -1,14	$R^2 = 0,45$ p-valeur = 10^{-9} a = -0,34	$R^2 = 0,53$ p-valeur = 10^{-14} a = -0,38
Facteur météorologique seul	Pluie cumulées sur 2 jours , $R^2 = 0,97$ p-value = 10^{-18} a = -2,16	Pluie cumulées sur 3 jours , $R^2 = 0,90$ p-value = 10^{-10} a = -2,30	Températures négatives 2 jours avant la chute $R^2 = 0,67$ p-value = 10^{-10} a = -0,81

a correspond au coefficient directeur de la droite de régression. N.D. (Non Déterminé) signifie que les résultats n'ont pas pu être calculés, une régression linéaire n'étant pas réalisable.

9. Conclusions

9.1. Conclusions sur les incertitudes

L'objectif de l'étude était d'enrichir nos connaissances concernant le rôle des facteurs déclenchants dans l'analyse de la stabilité de blocs rocheux. Nous avons focalisé notre travail sur l'influence des facteurs météorologiques (pluviométrie, durée de gel et températures) sur le déclenchement des chutes de blocs. Pour ce faire, trois secteurs aux conditions géologiques et climatiques différentes ont été choisis : la route nationale RN1 sur l'île de la Réunion, et les voies ferrées de Bourgogne-Franche Comté et d'Auvergne. Il existe également une différence notable entre ces bases de données : il y a 13% des jours avec événement dans celle de la Réunion contre 3% pour les deux autres. Les premières analyses statistiques, de type qualitative et par la méthode de la corrélation croisée, n'ont pas donné de résultats pour les deux bases de données de France métropolitaine. Elles ont cependant permis de mettre en évidence une relation entre la pluviométrie (quantité de pluie quotidienne) et le déclenchement des chutes pour le secteur de la Réunion, avec une corrélation maximale entre le nombre d'événements quotidiens et le niveau de la pluie du jour précédent ces événements. Il semble donc que ces approches classiques ne soient pertinentes que pour des bases de données bien fournies comme celle de la Réunion.

Nous avons donc développé une nouvelle méthode d'analyse statistique, basée sur la pondération du nombre d'événements par la probabilité d'occurrence du facteur auquel on cherche à le relier. Cette méthode a été testée sur des bases de données factices afin de valider sa pertinence sur des bases de données contenant assez peu d'événements. Nous avons ainsi montré qu'on pouvait mettre en évidence des corrélations entre événements et facteurs même dans le cas de bases de données ne comptant que 3% de jours avec événements. L'application de la méthode sur les bases de données des trois secteurs d'étude a montré :

- pour le secteur de la Réunion, une corrélation entre le déclenchement des chutes et le niveau de pluie quotidienne ou de pluie cumulée, la corrélation étant maximale avec le niveau de pluie de la veille ou la pluie cumulée sur les 2 jours précédant l'événement. Une corrélation a également été mise en évidence entre les chutes et les températures (ce facteur étant fortement corrélé à la pluviométrie du fait du climat tropical);
- pour le secteur de la région Bourgogne-Franche Comté, une corrélation entre le déclenchement des chutes et les pluies cumulées sur 3 jours. Aucune autre relation n'a été mise en évidence ;
- pour le secteur de la région Auvergne, une corrélation entre le déclenchement des chutes et les faibles températures 2 jours avant la chute. De la même manière que pour Bourgogne-Franche Comté, aucune autre corrélation n'a été identifiée.

Ces corrélations mettent en évidence différents processus physiques menant à la chute de blocs sur chacun des secteurs. Nous proposons les interprétations suivantes pour les expliquer :

- en ce qui concerne l'île de la Réunion, la falaise est constituée de coulées de basalte en alternance avec des scories très érodables. Elle est donc, de part sa géologie, déjà fragilisée. Le principal facteur déclenchant est alors les pluies intenses, qui sont typiques d'un climat tropical. L'effet de la pluie se manifeste à très court terme et consiste en un lessivage de la falaise (Rat, 2006). De part la topographie de l'île, des pluies ruissellent le long de la falaise, emportant les blocs instables. Les corrélations identifiées avec les hautes températures sont à mettre en lien avec ce climat sachant

que les fortes pluies se produisent pendant les saisons chaudes. L'effet de la pluie se manifeste également sur un temps plus long, à savoir 2 jours précédant la chute. Il semble donc qu'il y ait également un phénomène d'infiltration de l'eau de pluie, qui fragilise les scories ;

- géologiquement, les pentes abruptes de la région Bourgogne-Franche Comté sont principalement caractérisées par une alternance de couches marno-calcaires. En s'infiltrant dans les marnes, l'eau modifie le comportement des minéraux argileux contenus dans le substrat (Peck & Terzaghi, 1948) et dans les fractures, souvent remplies d'un matériau argileux (entraînant un lessivage, et une perte de cohésion). Ce processus nécessite l'infiltration d'une grande quantité d'eau. Elle peut être apportée par de longues (plusieurs jours) pluies d'intensité modérée. La répétition de ces infiltrations entraîne la rupture des bancs calcaires fracturés, par effet d'endommagement du matériau (Pariseau & Voight, 1978) ;
- le détachement des blocs en région Auvergne est lié à des facteurs déclenchants différents de ceux de la région Bourgogne-Franche Comté. Cette différence provient des conditions géologiques propres à chaque secteur. La région Auvergne est constituée de roches magmatiques. Le déclenchement des chutes y est corrélé aux températures négatives, et au processus associé de gel-dégel, qui entraîne une extension des fractures préexistantes (Coutard & Francou, 1989; Matsuoka, 1994; Matsuoka & Sakai, 1999). La non-corrélation entre les chutes et la durée de gel s'explique par le fait que le paramètre « durée de gel par jour » n'est pas un bon indicateur pour étudier le phénomène de gel-dégel. La mise en évidence de l'influence des températures négatives 2 jours avant la chute sous-entend qu'il y a eu réchauffement des températures avant la chute. Une seconde interprétation de la corrélation identifiée est de considérer que le gel dans les fractures amène à la chute, à cause de l'augmentation du volume d'eau dans ces fractures.

La méthode proposée permet ainsi d'identifier les facteurs météorologiques déclenchants sur chaque secteur, et de donner une première interprétation des phénomènes physiques menant à la rupture spécifique pour chaque site. Cette interprétation rejoint par ailleurs, notamment dans le cas de la Bourgogne-Franche Comté et de l'Auvergne, l'avis des personnes en charge de la sécurité qui avaient pressenti la responsabilité de ces facteurs. Néanmoins, en l'absence d'investigations plus approfondies, on ne peut en faire une démonstration..

Enfin, nous avons mis en évidence une variabilité naturelle du phénomène (incertitude aléatoire, inhérente à l'aléa lui même) à l'aide du Processus de Poisson.

9.2. Conclusions opérationnelles

L'utilisation de la méthode développée permet dans un premier temps d'identifier le type de facteur météorologique jouant le rôle de facteur déclenchant sur un secteur dès lors qu'une base de données est en notre possession. Elle permet également de connaître la probabilité conditionnelle de chutes en fonction de l'amplitude du facteur étudié. Le grand intérêt de ces informations réside dans l'aide aux décideurs pour une meilleure gestion du risque. Le gestionnaire d'une route ou le maire d'une commune ont à prendre des décisions concernant la sécurisation des biens (ouvrage de protection, évacuation d'une habitation...). Ainsi, ce n'est pas seulement l'aléa qui est pris en compte par les décideurs mais plutôt le risque, défini comme le croisement d'un aléa et des enjeux exposés à cet aléa.

Dans un premier temps, à supposer que l'on sache estimer le risque correctement, celui-ci est comparé au risque considéré comme acceptable. D'une façon générale, il peut s'exprimer sous la forme d'un nombre annuel de victimes ou d'un coût moyen annuel des dommages. Si le risque est considéré comme inacceptable, il faut alors mettre en balance d'une part le coût (économique, social, environnemental) des diverses mesures de prévention, et d'autre part, les risques résiduels correspondant.

Dans le cas de l'île de la Réunion, un mode de gestion du risque à court terme a déjà été proposé par Durville (2004), en tenant compte de la relation statistique entre pluies intenses et chutes de blocs. Elle a été définie de la manière suivante : dès qu'un seuil S de pluie tombée en 24h est dépassé, la chaussée côté falaise, de loin la plus exposée, est fermée pendant une durée D (prolongée si le seuil est à nouveau dépassé). A l'aide des données statistiques disponibles, une optimisation de cette stratégie a été effectuée, en cherchant à minimiser deux critères :

- un critère sur l'aléa résiduel, évalué par la proportion α de chutes qui surviennent alors que la route est ouverte au trafic ;
- un critère sur le coût (l'impact socio-économique de la fermeture partielle de la route est très important), mesuré à l'aide de la proportion p de jours de fermeture.

La Figure 35 (d'après Durville, 2004) présente cette stratégie.

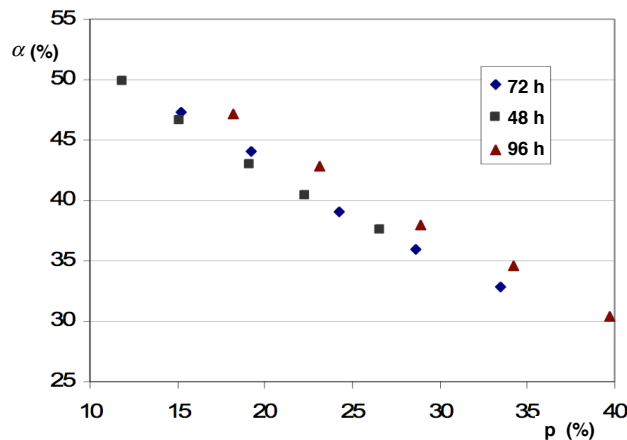


Figure 35. D'après Durville (2004). Représentation graphique des différentes stratégies de fermeture de la RN1 sur l'île de la Réunion - Chaque point correspond à une stratégie définie par un seuil de pluie S (5- 10 - 15 - ... mm/jour) et une durée de fermeture D (indiquée dans la légende : 72, 48 et 96 heures).

Plus le seuil pluviométrique S de fermeture de la route est important, plus l'aléa résiduel (α) est important et plus p est faible ; plus la durée de fermeture D est longue, plus (α) est faible et plus l'impact économique (p) est grand. Les points de la Figure 35 représentent diverses stratégies de fermeture (couples S , D) dans le diagramme (α , p). Il revient au politique de décider *in fine* de la stratégie, à choisir parmi l'ensemble des stratégies proposées (une autre stratégie – celle qui est aussi mise en œuvre progressivement à l'heure actuelle – est de mettre en place des protections permanentes).

Avec la méthode que nous proposons, il est possible d'affiner la stratégie en fonction de la probabilité définie par la classe de pluie dans laquelle on se trouve. Il est également possible de faire une distinction entre pluie quotidienne et pluie cumulée. Avec cette méthode, la connaissance de la pluie de la veille (ou de la pluie cumulée sur 2 jours) permet d'estimer la

probabilité de chute du jour. Ainsi la décision de fermer la route peut intégrer cette probabilité plutôt que de se limiter à la comparaison d'un seuil.

Au niveau des régions de Bourgogne-Franche Comté et d'Auvergne, la mise en place d'une telle stratégie passe par l'évaluation du coût d'un arrêt de circulation des trains sur les voies ferrées concernées. Sachant que les probabilités évaluées sur ces secteurs sont faibles, les coûts sont certainement trop élevés pour mettre en place ce genre de stratégie. Cependant, pour assurer un risque minimal auprès de ses voyageurs, la SNCF et RFF ont mis en place des tournées préventives dès lors que les conditions météorologiques sont intenses (fortes pluies, faibles températures, durée de gel importante...). Notre méthode permet d'optimiser ces tournées en identifiant les conditions les plus critiques.

PARTIE 4

LES INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

PARTIE 4. LES INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX.....99

CHAPITRE 6. INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DES FACTEURS PREPARATOIRES : LE CAS DES PONTS ROCHEUX	101
1. <i>Le rôle des ponts rocheux dans la stabilité de bloc : retour d'expérience</i>	102
2. <i>Protocole de modélisation</i>	104
2.1. Géométrie des modèles	104
2.2. Gestion de l'interface bloc/fracture inclinée avec UDEC	105
2.3. Maillage, conditions aux limites et chargement des modèles	106
2.4. Caractéristiques mécaniques des blocs du modèle	106
2.5. Caractéristiques mécaniques des joints	107
2.6. Perturbation de la stabilité du bloc et analyse de sa stabilité	109
2.7. Vérification des calculs numériques	111
3. <i>Phénomène de propagation de la rupture</i>	112
3.1. Distribution initiale des contraintes le long du joint durant la phase 1	112
3.2. Report des contraintes le long du joint provoqué par l'introduction de ZFO	112
3.3. Etude de la variation des contraintes tangentielles	115
4. <i>Propagation de la rupture des ponts rocheux</i>	116
4.1. Evolution de la rupture des ponts rocheux	116
4.2. Evolution des déplacements jusqu'à la rupture	119
5. <i>Influence de la position des ponts rocheux dans la déstabilisation du bloc</i>	121
6. <i>Discussion générale</i>	124
6.1. Rôle de la résistance en traction	124
6.2. Influence de la rigidité du bloc	126
6.3. Influence de la prise en compte des contacts de type ponts rocheux en rupture induite	129
7. <i>Conclusions</i>	131
7.1. Conclusions sur les incertitudes	131
7.2. Conclusions opérationnelles	132

PARTIE 4. LES INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DANS L'EVALUATION DE L'ALEA DE DEPART DES EBOULEMENTS ROCHEUX

D'après Baecher & Christian (2005), l'incertitude de connaissance provient d'un manque d'information sur les événements et les processus, ou d'un manque de connaissance des lois physiques, limitant notre capacité à modéliser le monde réel.

Lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux, une des difficultés principales provient de l'évaluation de la probabilité d'occurrence du phénomène à différentes échéances. Nous avons vu précédemment que l'étude des incertitudes aléatoires permet de réduire la méconnaissance concernant la variabilité temporelle du phénomène. Cependant ce travail ne permet pas d'améliorer notre connaissance des processus physiques menant à la rupture, même si quelques propositions peuvent être élaborées. Aussi, nous abordons les incertitudes de connaissance au travers de différents questionnements, relatifs aux processus physiques menant à la rupture :

- Quels sont les processus qui mènent à la rupture ?
- Comment l'état de stabilité du site se détériore-t-il jusqu'à arriver à une stabilité critique (précédent la rupture) ?
- Quelle est l'influence des ponts rocheux ? Quel est le phénomène de propagation des ponts rocheux ?

Dans cette partie, nous proposons des pistes de réflexion pour répondre à ces interrogations. En particulier, nous étudions le cas d'un bloc dont l'équilibre dépend de la présence et de la proportion des ponts rocheux entre le bloc potentiellement instable et la falaise, et ce pour différentes valeurs du plan de rupture. Nous analysons également l'influence de la position des ponts rocheux sur la stabilité du bloc.

L'étude réalisée dans le cadre de ce chapitre est une analyse phénoménologique, qui propose d'étudier le rôle joué par la position et la rupture des ponts rocheux sur l'instabilité d'un bloc posé sur un plan de rupture. Aussi s'agit-il d'une étude qui doit être considérée comme préliminaire ou exploratoire à d'autres travaux futurs.

CHAPITRE 6. INCERTITUDES DE CONNAISSANCE DES FACTEURS PREPARATOIRES : LE CAS DES PONTS ROCHEUX

Une rétro analyse réalisée sur 9 éboulements rocheux (entre 24 et 3500 m³) survenus dans les massifs calcaires subalpins aux alentours de Grenoble a été réalisée par Frayssines et Hantz (2009). Ils ont montré que la prise en compte des ponts rocheux dans l'analyse de la stabilité des blocs rocheux est primordiale. Les ponts rocheux sont définis comme des portions de roche qui relient le volume instable au massif et sont identifiés sur chacun des sites d'étude par des traces de rupture fraîche, qui correspondent à leur emplacement avant l'éboulement (cf. Figure 36).

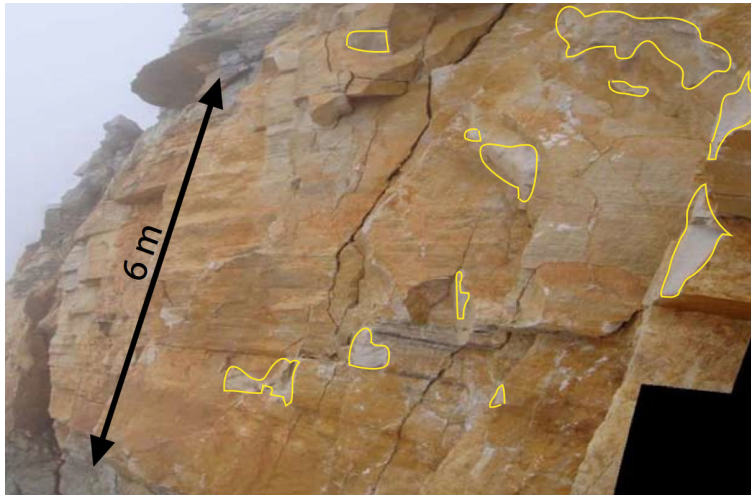


Figure 36. Identification des traces de rupture fraîches (en jaune), localisant les ponts rocheux avant l'éboulement sur le site du Chamousset, dans le Vercors (d'après Levy, 2011).

Dans les études de dimensionnement de talus rocheux, l'analyse de stabilité est généralement basée sur l'hypothèse sécuritaire que les discontinuités qui découpent la masse rocheuse sont persistantes (d'extension supérieure à la taille du volume étudié), ce qui ne reflète pas toujours la réalité et explique que, dans certain cas, on trouve un coefficient de sécurité (F) inférieur à 1 alors que la masse est stable. Dans une démarche d'évaluation de l'aléa, le calcul de F doit représenter au mieux l'état de stabilité réel du site, ce qui implique la prise en compte de discontinuités non nécessairement persistantes dans le modèle ou en d'autres termes, de considérer l'existence des ponts rocheux.

Les incertitudes sont importantes sur l'extension de ces ponts rocheux, ainsi que sur leur rôle dans la stabilité des blocs. En particulier, le mécanisme de rupture des ponts rocheux est mal appréhendé : la rupture est-elle brutale et imprévisible (de type rupture en chaîne, la rupture d'un pont rocheux entraînant celle des autres) ou est-elle au contraire progressive, ce qui permettrait de prévoir la rupture ? De même, l'influence de la position des ponts rocheux sur la stabilité n'est pas clairement établie.

Nous avons ainsi mis au point un protocole de modélisation par éléments distincts, visant à améliorer la connaissance du phénomène de propagation de la rupture des ponts rocheux, et notre compréhension du rôle des ponts rocheux dans la stabilité d'un bloc rocheux.

1. Le rôle des ponts rocheux dans la stabilité de bloc : retour d'expérience

La prise en compte des ponts rocheux est indispensable lors des études de risque (Frayssines 2005). En effet, la propagation de la rupture de ponts rocheux existants, qui correspond à une augmentation de la surface de fractures ouverte, aboutit à terme à la chute du bloc. Il est donc important de déterminer pour quelles situations (mécanisme de rupture et pente de la falaise associée, position des ponts rocheux, proportion) ils jouent un rôle prépondérant.

La rétro analyse réalisée par Frayssines (2005) montre que les traces des ponts rocheux ne sont observées que pour certains type de mécanismes de rupture : le glissement plan (rupture des ponts rocheux en cisaillement), la rupture en surplomb (rupture des ponts rocheux en traction), et la rupture en pied de colonne (rupture des ponts rocheux en traction et cisaillement). Les traces ont été observées sur tous les cas de glissement plan ayant une pente supérieure à 50°. Sur certains sites, plusieurs modes de rupture peuvent coexister. C'est le cas de l'éboulement de la colonne calcaire du Chamousset (Levy et al., 2011). La partie supérieure de la colonne (environ 30% de la surface de la colonne) entre en rupture en traction, quand sa partie basse présente une rupture en cisaillement (cf. Figure 38). Il est à noter que seulement 13 éboulements rocheux sur les 25 présentés ont pu être observés de suffisamment près pour pouvoir identifier des ponts rocheux. Il semble que pour les mécanismes de rupture présentés ci-avant, c'est la rupture des ponts rocheux qui entraîne la chute des blocs rocheux. Pour d'autres mécanismes de rupture, les processus physiques menant à la chute sont certainement différents.

A chaque instant, jusqu'à la chute du bloc, différentes zones sont donc identifiées le long de la surface entre le bloc et le massif rocheux : (i) les ponts rocheux et (ii) les zones de fractures ouvertes. La Figure 37 schématise ces deux zones et la Figure 38 (a) les identifie sur le site du Chamousset.

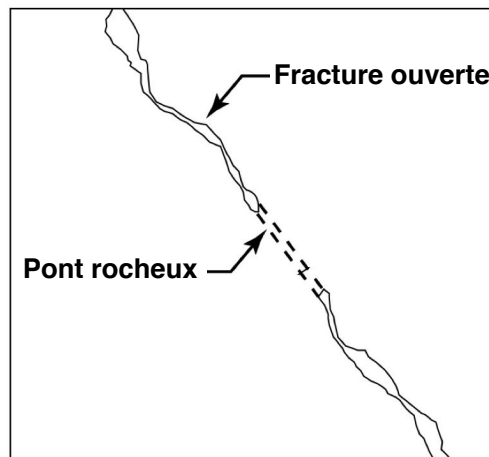


Figure 37. Schéma du joint séparant le bloc instable du plan incliné. Identification des ponts rocheux et des zones de fracture ouverte (d'après Frayssines, 2005).

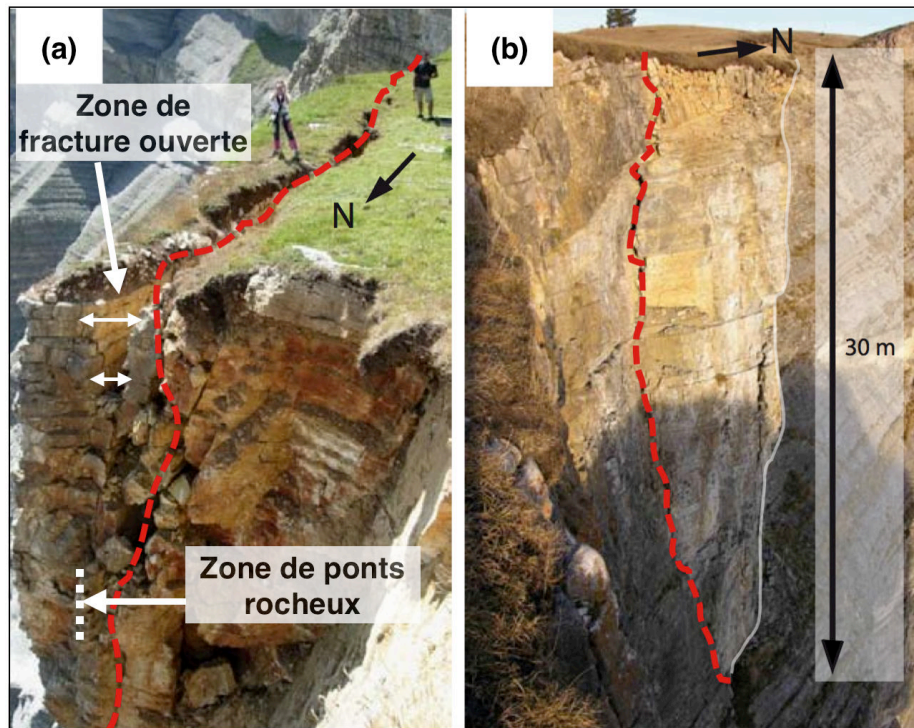


Figure 38. Le site du Chamousset (Vercors, France) avant éboulement (a) et après éboulement (b), d'après Levy (2011).

Au vu de ces résultats, nous avons choisi dans notre étude de modéliser le cas d'un bloc en glissement plan pour deux situations : une pente du massif élevée (égale à 80°), et une pente du massif plus faible (de 40°) (cf. Figure 39). Nous nous attendons à observer un rôle plus important des ponts rocheux dans le cas de la pente élevée que dans le cas de la pente faible, c'est à dire une rupture en cascade des ponts rocheux dans le cas de la pente à 80° , mais pas dans le cas de la pente à 40° . Dans nos modèles, nous prendrons en compte les différentes zones existantes (ponts rocheux et zone de fracture ouverte) et nous testerons différentes positions des ponts rocheux. Le protocole de modélisation ainsi que les résultats sont présentés dans les 2 parties suivantes.



Figure 39. Cas réels de glissements plans avec des pentes inférieures et supérieures à 50° .

2. Protocole de modélisation

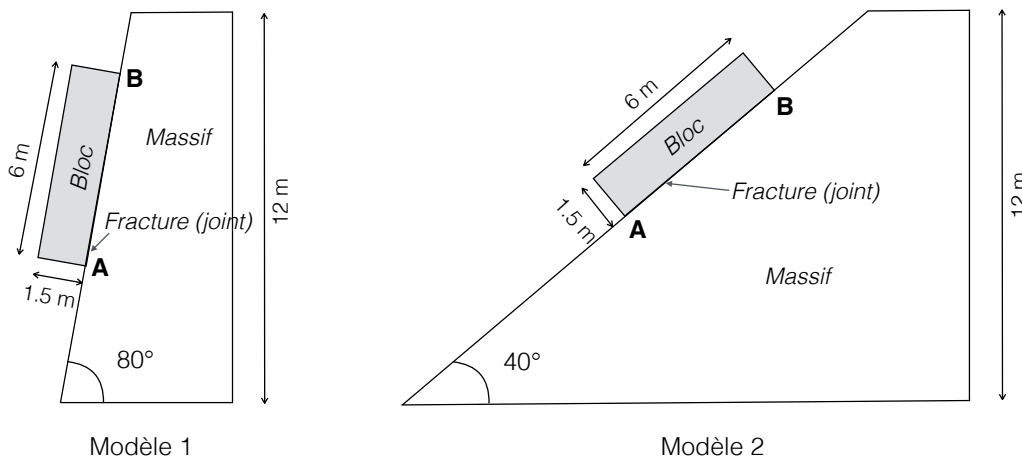
Nous avons réalisé des modèles numériques en deux dimensions (2D) à l'aide du logiciel UDEC (Universal Distinct Element Code - méthode des éléments distincts, Itasca, version 5.0). Ce code bidimensionnel développé par Cundall (1980) permet de modéliser le comportement mécanique, hydraulique et thermique d'une roche fracturée.

Les modèles numériques réalisés ici visent à comprendre la phénoménologie de rupture des ponts rocheux, aussi nos modélisations ne prennent-elles pas en compte les infiltrations d'eau, le rôle de la thermique ou encore des cycles de gel/dégel. Nous avons une approche purement mécanique. Nous nous intéressons au rôle des différents paramètres de calcul (cohésion, angle de frottement, résistance en traction, pente du massif) sur le résultat (étude paramétrique).

2.1. Géométrie des modèles

Deux modèles numériques (modèle 1 et modèle 2) ont été réalisés. Ils simulent le glissement d'un bloc « posé » sur une fracture plane inclinée. Cette dernière a une pente de 80° pour le modèle 1 et de 40° pour le modèle 2. La géométrie est présentée sur la Figure 40. La hauteur du plan incliné est de 12 mètres. Le bloc instable a une longueur de 6 mètres et une épaisseur de 1,5 mètre. Ces dimensions ont été choisies pour représenter un bloc d'environ 10m^3 (volume considéré comme particulièrement dangereux pour les infrastructures linéaires ou les habitations dans le guide du Laboratoire des Ponts et Chaussées (Effendiantz et al., 2004). Seul le cas d'une épaisseur du bloc faible est étudié; le cas d'un bloc de grande épaisseur posé sur un plan incliné n'est pas traité. On s'attendrait à observer un mécanisme de rupture en pur basculement (rotation depuis la base du bloc), ce qui n'est pas le mécanisme de rupture choisi.

La modélisation de deux cas différents permet de les comparer entre eux. Nous nous attendons à observer de la traction au sommet du bloc dans le modèle 1, mais pas dans le modèle 2. En effet, le centre de gravité du bloc se projette sur la base dans le cas du modèle 2 mais pas dans le cas du modèle 1. Ainsi, pour le modèle 1, il y aura de la traction au sommet du bloc. De même nous nous attendons à observer une propagation de la rupture plus rapide (le temps étant représenté par des cycles de calculs) dans le cas du modèle 1.



2.2. Gestion de l'interface bloc/fracture inclinée avec UDEC

Avec UDEC le « milieu » est défini comme un ensemble de deux blocs séparés par un joint. Les blocs peuvent interagir mécaniquement par l'intermédiaire de la discontinuité qui les sépare. Ils peuvent être rigides ou déformables (chaque bloc étant alors décomposé en éléments formant un maillage). Une distinction est faite entre les données relatives aux blocs : les **nœuds** et les **corners** et celles relatives aux discontinuités : les **contacts** et les **domaines** (cf. Figure 41).

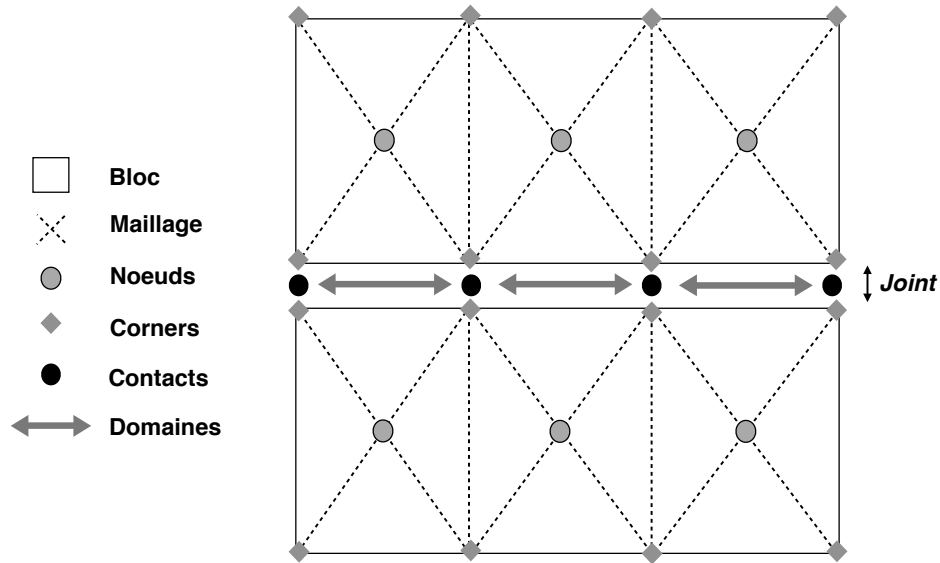


Figure 41. Représentation des données dans UDEC.

Le long du joint, des raideurs normale (k_n) et tangentielle (k_s) sont définies pour chaque contact. Elles contrôlent la relation contrainte-déplacement dans la phase élastique.

$$\Delta\sigma_n = k_n \cdot \Delta u_n^e \quad (26)$$

$$\Delta\tau = k_s \cdot \Delta u_s^e \quad (27)$$

où :

- $\Delta\sigma_n$ et $\Delta\tau$ correspondent aux incréments de contraintes normale et tangentielle ;
- Δu_n^e et Δu_s^e sont les incréments de déplacements normal et tangentiel élastiques.

Les caractéristiques mécaniques sont définies au niveau de chaque contact, en fonction de la loi de comportement choisie pour modéliser le comportement le long du joint. Dans le cas de l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb, que nous avons choisi d'utiliser, il faudra ainsi préciser les valeurs de cohésion, d'angle de frottement, de résistance en traction et d'angle de dilatance (cf. §2.4). Ces valeurs peuvent être différentes pour chaque contact. Dans le logiciel UDEC, lorsqu'un contact entre en rupture, ses propriétés mécaniques ne sont pas modifiées compte tenu du choix fait pour le critère de rupture.

2.3. Maillage, conditions aux limites et chargement des modèles

Nous maillons nos deux modèles avec des éléments triangulaires. Au niveau du joint, les mailles mesurent 0,1 mètre de large. Nous utilisons cette densité de maillage sur 1,5 mètre de part et d'autre du joint pour réaliser un maillage dense autour du joint, qui est la zone qui nous intéresse dans notre étude. Puis, nous définissons des mailles plus larges de 0,3 mètre pour le reste du modèle, afin de ne pas alourdir le temps de calcul. Lors du processus de maillage, 128 contacts sont créés le long du joint (cf. Figure 42).

Les conditions aux limites sont les suivantes : (i) nous interdisons les déplacements en x le long du bord droit, et (ii) interdisons les déplacements en y le long de la base (cf. Figure 42). Nous considérons les déplacements du massif négligeables par rapport à ceux du bloc le long du joint.

Le chargement se fait par gravité, et nous appliquons une rotation de 40° au vecteur gravité dans le cas du modèle 2 afin de simuler une pente plus faible que pour le modèle 1.

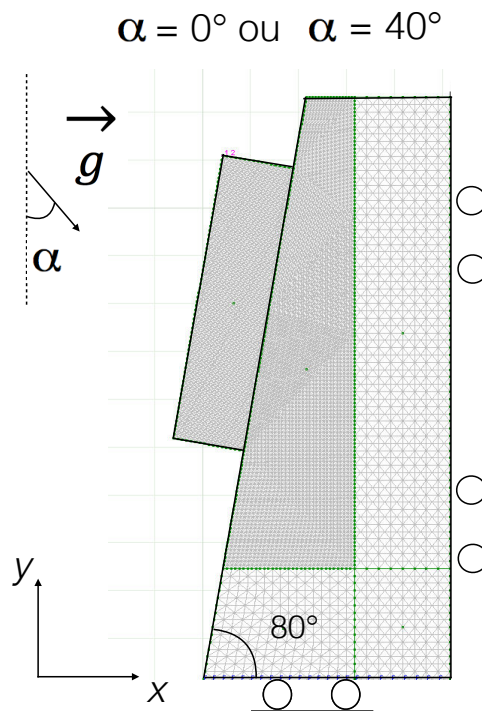


Figure 42. Maillage et conditions aux limites de nos modèles.

2.4. Caractéristiques mécaniques des blocs du modèle

Nous avons considéré que le massif est constitué de calcaire. Les caractéristiques mécaniques retenues sont tirées de la thèse de Frayssines (2005) dans le cadre de laquelle des essais en laboratoire sur des calcaires urgoniens ont été réalisés. Les valeurs qui ont été obtenues sont synthétisées dans le Tableau 29.

Tableau 29. Caractéristiques physique et mécaniques de la matrice rocheuse

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	E (GPa)	ν
26,9	68,9	0,31

2.5. Caractéristiques mécaniques des joints

Dans nos modèles, deux types de joint ont été créés : (1) les joints fictifs, seulement utilisés pour séparer les zones ayant des densités de maillage différentes, et (2) le joint séparant le bloc potentiellement instable du massif. Afin de nous rapprocher de la réalité, nous avons considéré deux types de contact le long du joint : les ponts rocheux (PR), et les zones de fracture ouverte (ZFO) (cf. Tableau 30). Des propriétés mécaniques différentes leur seront associées.

▪ Comportement élastique

Si on considère que les ponts rocheux ont les mêmes modules d'Young et de cisaillement (relation contrainte/déformation) que la roche intacte, on peut calculer les raideurs normale et tangentielle correspondantes :

$$\sigma_n = \frac{u_n}{o} \cdot E \quad (28)$$

$$\tau = \frac{u_s}{o} \cdot G \quad (29)$$

avec E : module d'Young, G : module de cisaillement et o : ouverture du joint.

Nous considérons que l'ouverture du joint est de l'ordre du centimètre. En nous basant sur les caractéristiques mécaniques du calcaire urgonien, nous pouvons calculer les valeurs données suivantes :

- $k_n = 68,9 \text{ GPa/m}$
- $k_s = 26,9 \text{ GPa/m}$

▪ Critère de rupture

Nous utilisons principalement le critère de Mohr Coulomb non tronqué en traction, qui s'écrit :

$$\tau = c + \tan \varphi \sigma_n \quad (30)$$

où :

- c désigne la cohésion, défini pour chaque contact, et φ son angle de frottement de base ;
- τ correspond à la contrainte tangentielle et σ_n à la contrainte normale. Par convention, les contraintes normales positives correspondent à la compression, et les contraintes normales négatives à la traction.

Un contact sera en rupture en cisaillement lorsqu'il touche ou dépasse le critère de Mohr Coulomb, et en rupture en traction s'il est égal ou supérieur en valeur absolue à la résistance en traction (cf. page 109, dans le cas où nous introduisons une troncature en traction du critère de Mohr-Coulomb).

Comme nous l'avons vu précédemment, deux zones sont identifiées le long de la surface entre le bloc et le massif : (i) les ponts rocheux et (ii) les zones de fracture ouverte. Ces zones sont définies par des caractéristiques mécaniques qui leur sont propres. Le Tableau 30 présente ces valeurs. Chaque contact le long du joint peut ainsi être soit une zone de fracture ouverte (ZFO) soit un pont rocheux (PR), en fonction des valeurs de caractéristiques mécaniques qu'on lui associe.

Tableau 30. Récapitulatif des caractéristiques mécaniques le long du joint séparant le bloc et le plan incliné.

	Ponts rocheux (PR) Modèle 1	Ponts rocheux (PR) Modèle 2	Zone de fracture ouverte (ZFO) Modèles 1 et 2	Joints fictifs
Cohésion (c)	45 kPa	40 kPa	0 Pa	1.10^{10} Pa
Angle de frottement (φ)	10°	30°	0°	0°
Raideur normale (k_n)	68,9 GPa/m	68,9 GPa/m	68,9 GPa/m	68,9 GPa/m
Raideur tangentielle (k_s)	26,9 GPa/m	26,9 GPa/m	26,9 GPa/m	26,9 GPa/m
Résistance en traction (R_t)	75 kPa	46 kPa	0 Pa	1.10^{10} Pa
Angle de dilataance (ψ)	0°	0°	0°	0°

- Zone de fracture ouverte (ZFO)

Les **zones de fracture ouverte** correspondent à des zones où il n'y a pas de ponts rocheux, et donc pas de continuité de matière. La fracture n'est pas forcément ouverte, mais peut l'être facilement (au vu des caractéristiques mécaniques définies). Nous choisissons de définir des valeurs de cohésion, d'angle de frottement, de résistance en traction et d'angle de dilataance nulles. Les valeurs des contraintes tangentielles au niveau de ces contacts sont donc nulles. Nous gardons les mêmes valeurs de raideurs normale et tangentielle, nécessaires pour des raisons numériques (le calcul n'est pas réalisé sous UDEC pour des valeurs nulles).

- Ponts rocheux (PR)

Les **ponts rocheux** sont des portions de roche (zone de contact) qui relient le volume instable au massif. Leurs caractéristiques mécaniques devraient donc être prises égales à celles du calcaire urogonien du bloc et du massif. Or, si nous gardons les valeurs élevées de cohésion et d'angle de frottement des calcaires, la rupture est brutale sans que nous puissions observer la rupture des contacts définis en PR. Ce cas est présenté en ANNEXE 6. Cependant, l'objectif des modèles réalisés est une meilleure compréhension du phénomène de rupture des ponts rocheux. Nous choisissons ainsi d'utiliser des valeurs plus faibles. Pour définir ces valeurs, nous étudions la répartition des contraintes normales et tangentielles le long du joint lorsque tous les contacts sont considérés comme étant des ponts rocheux. La Figure 43 représente ces contraintes dans le plan de Mohr pour les deux modèles. Chaque point de la figure correspond à un contact (PR) le long du joint. Nous définissons alors un critère (cohésion et angle de frottement) proche de ces points (cf. Tableau 30). Ces valeurs sont faibles, en comparaison des valeurs classiquement utilisées : entre 2 et 69 MPa pour les valeurs de cohésion, et entre 30 et 43° pour l'angle de frottement (Frayssines, 2005). Cependant, ces valeurs faibles ne modifient pas le phénomène de la rupture des ponts rocheux, mais permet au contraire de mieux étudier les différentes étapes de ce phénomène, dans le cas d'un critère de rupture de Mohr-Coulomb.

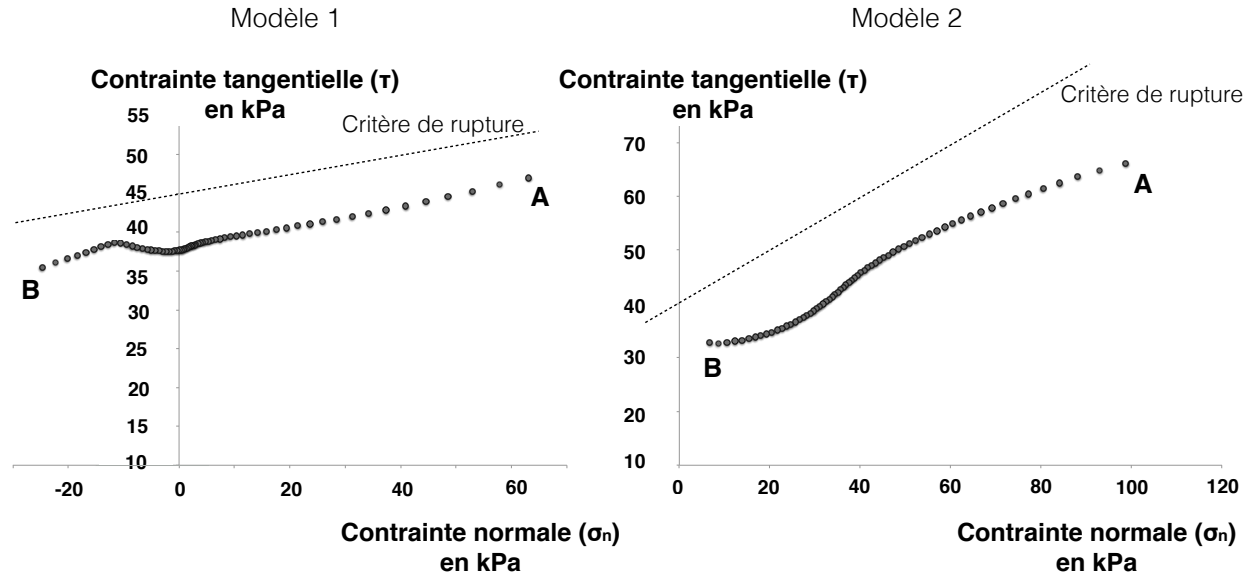


Figure 43. Contraintes normale et tangentielle (en kPa) pour chaque contact, défini comme un pont rocheux le long du joint. Les contraintes normales positives correspondent à la compression, et les contraintes normales négatives à la traction. Le point A correspond à l'extrémité inférieure du joint, le point B à son extrémité supérieure.

La valeur de la résistance en traction est calculée suivant la relation théorique (31) (cf. Tableau 30).

$$R_t = 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (31)$$

Lors de nos calculs, les valeurs de R_t définies sont telles que nous n'observons pas de rupture en traction (trop élevées). Des modèles prenant en compte une troncature en traction du critère de Mohr Coulomb seront proposés dans la discussion. En effet, lors de cette première analyse, présentée ci-après, nous avons fait le choix de simplifier le plus possible les conditions de notre étude.

Nous rappelons ici que nous acceptons de considérer des caractéristiques mécaniques faibles pour les ponts rocheux car nous réalisons une étude de principe. Les conclusions tirées de cette étude seront ainsi discutées.

▪ Les joints fictifs

Nous avons choisi des valeurs mécaniques classiques qui permettent de réduire l'influence des **joints fictifs** dans les modèles (cf. Tableau 30).

2.6. Perturbation de la stabilité du bloc et analyse de sa stabilité

Nos modélisations numériques se déroulent suivant **2 phases** :

1. Le modèle est soumis à un chargement par gravité afin de définir son état de contrainte initial. Lors de cette première phase, l'ensemble du joint est considéré comme étant entièrement constitué de ponts rocheux, c'est à dire que tous les contacts possèdent les propriétés mécaniques des PR. Aucune ZFO n'est présente le long du joint. En effet, si

l'on considère la présence de ZFO dès cette phase, pour être plus réaliste, le modèle ne converge pas (cela dépend en réalité de la proportion retenue de ZFO) ;

2. Des perturbations sont introduites dans le système : certains contacts sont convertis en ZFO. Nous simulons ainsi l'apparition de zones de fracture ouverte, après altération des ponts rocheux ; chaque introduction d'une ZFO est considérée comme un « temps virtuel » dans la mesure où nous simulons l'ouverture d'une zone de fracture, et donc une rupture des ponts rocheux. Pour introduire ces perturbations nous pouvons soit :
 - a. choisir une proportion du joint que nous souhaitons modifier. Tous les contacts correspondants seront donc convertis en ZFO en une seule étape. Ces contacts peuvent être soit localisés dans une même zone, soit répartis aléatoirement le long du joint;
 - b. ou modifier en différentes étapes les propriétés mécaniques des contacts de type PR en contacts de type ZFO. A chaque nouvelle étape, de nouveaux contacts seront modifiés. Leur position sera choisie aléatoirement. Nous continuons ces modifications jusqu'à arriver à un critère d'arrêt défini (proportion limite du joint en ZFO ou glissement du bloc).

Notons qu'une fois un contact converti en ZFO, il ne pourra plus être modifié. Nous connaissons ainsi à chaque étape la proportion du joint considéré comme PR ou ZFO, et leur position.

Nous analysons pour chaque étape l'évolution des contraintes normales et tangentielles le long du joint lors de l'introduction de ZFO, que nous comparons au critère de rupture défini. Nous cherchons à observer l'influence de la redistribution des contraintes, menant ou non à la rupture des contacts de type PR et à étudier la propagation de la rupture des ponts rocheux.

Au cours des différentes étapes, chaque contact peut donc être considéré soit comme :

- une zone de fracture ouverte (contacts avec les propriétés mécaniques des **ZFO**) ;
- un pont rocheux (contacts avec les propriétés mécaniques des **PR**) ;
- un pont rocheux en rupture induite (notés **PRR** - contacts ayant initialement les propriétés mécaniques des PR mais atteignant le critère de rupture du fait des variations des contraintes le long du joint, après introduction de ZFO. Les propriétés des PRR restent inchangées par rapport à celles des PR).

Dans la suite du manuscrit, les ZFO et les PRR seront regroupés sous l'appellation « contacts en rupture », pour pouvoir étudier plus simplement la rupture des PR, qui représente l'ouverture d'une zone de fracture.

A chaque étape, nous analysons la stabilité du bloc. Nous considérons qu'il y a glissement du bloc lorsque le modèle numérique ne converge plus (soit que la somme des forces est différente de 0). A chacune des étapes, nous analysons :

- la valeur de la contrainte normale et de la contrainte tangentielle à chaque contact ;
- le nombre de contacts considérés comme des ZFO ;
- le nombre de contacts en rupture (ZFO + PRR) ;

Le fichier de commande présentant la phase 2 est donné à l'ANNEXE 7.

2.7. Vérification des calculs numériques

Les valeurs théoriques des contraintes normales et tangentielles moyennes le long du joint sont :

$$\sigma_n = \frac{\vec{F}_N}{L \times 1}, \text{ avec } \vec{F}_N = \vec{P} \times \cos(\alpha) \quad (32)$$

$$\tau = \frac{\vec{F}_T}{L \times 1}, \text{ avec } \vec{F}_T = \vec{P} \times \sin(\alpha) \quad (33)$$

où :

- L désigne la longueur du bloc ;
- $\vec{P}$ correspond au poids du bloc ;
- $\vec{F}_N$ désigne la force normale exercée sur la longueur L , et $\vec{F}_T$ la force tangentielle.

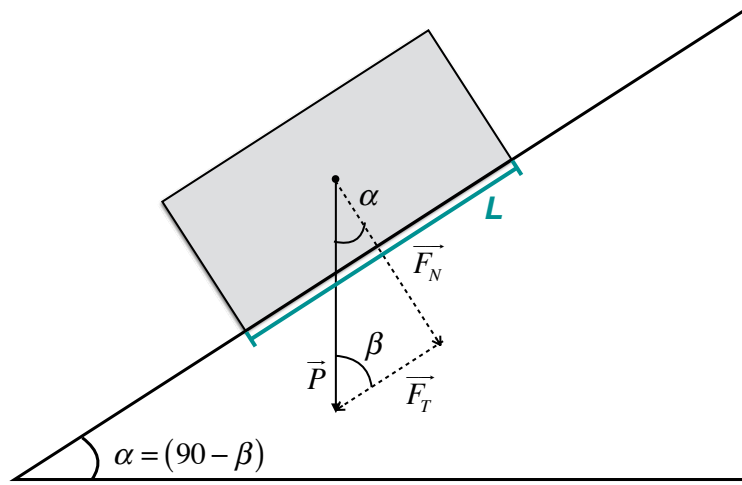


Figure 44. Travail des forces sur un plan incliné.

Le Tableau 31 présente les valeurs des contraintes normale et tangentielle pour les modèles 1 et 2, calculées analytiquement et numériquement. Ces valeurs sont proches entre elles (marge d'erreur de 5%). Au cours des différentes étapes de perturbation du système, ces valeurs restent proches (marge d'erreur maximale de 10%). Nous considérons ainsi les résultats fournis par nos modélisations comme vraisemblables.

Tableau 31. Valeurs théoriques et numériques des contraintes normales et tangentielles moyennes le long du joint.

	Modèle 1 ($\alpha=80^\circ$)		Modèle 2 ($\alpha=40^\circ$)	
	σ_n (en Pa)	τ (en Pa)	σ_n (en Pa)	τ (en Pa)
Calcul analytique	$7,5 \cdot 10^5$	$4,5 \cdot 10^5$	$5,4 \cdot 10^5$	$5,8 \cdot 10^5$
Calcul numérique (UDEC)	$7,1 \cdot 10^5$	$4,2 \cdot 10^5$	$5,2 \cdot 10^5$	$5,65 \cdot 10^5$

3. Phénomène de propagation de la rupture

3.1. Distribution initiale des contraintes le long du joint durant la phase 1

La Figure 45 présente la répartition des vecteurs contraintes le long du joint pour le modèle 1 et le modèle 2 durant la phase 1, c'est à dire en l'absence de ZFO.

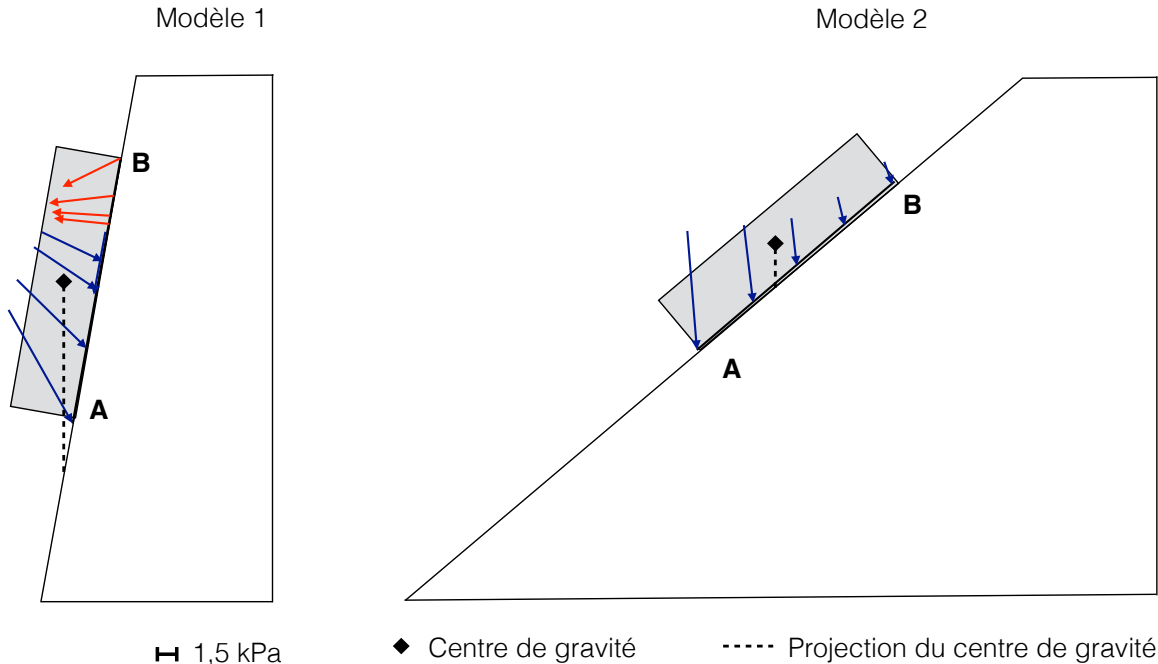


Figure 45. Représentation des vecteurs contraintes le long du joint pour le modèle 1 et le modèle 2. En bleu sont présentés les vecteurs dont la contrainte normale est positive (compression) et en rouge les vecteurs dont la contrainte normale est négative (traction).

Dans le cas du modèle 1 (pente à 80°), on observe de la traction au sommet du bloc ($\sigma_n < 0$) car le vecteur poids propre ne recoupe pas le tiers central de la base. Le centre de gravité du bloc potentiellement instable se projette sur la pente du massif et non sur sa base.

Dans le modèle 2, aucune traction n'est observée. Les valeurs de contrainte normale positive (en compression) sont les plus faibles à l'extrémité supérieure du joint et augmentent jusqu'à son extrémité inférieure. Les contraintes tangentielles augmentent le long du bloc depuis le sommet vers la base. Le centre de gravité du bloc potentiellement instable se projette sur sa base.

3.2. Report des contraintes le long du joint provoqué par l'introduction de ZFO

Nous analysons maintenant l'évolution des contraintes normales et tangentielles le long du joint lors de l'introduction de ZFO. Dans un premier temps, nous faisons le choix d'étudier le cas de la propagation d'une fracture ouverte. Nous introduisons une ZFO à 30 cm de la base du joint (dans les 2 modèles), et simulons une ouverture progressive du joint vers le haut. Ainsi, les contacts ne seront pas modifiés aléatoirement, mais seront localisés dans une même zone. A chaque étape, cette zone sera agrandie.

La Figure 46 présente pour le modèle 1 (a) et pour le modèle 2 (b) la répartition des contraintes normales et tangentielles le long du joint à différentes étapes de calcul. A l'étape 1, 10% des contacts de type PR le long du joint sont modifiés instantanément : leurs caractéristiques mécaniques sont converties pour devenir des ZFO. Dans les deux cas, l'introduction de ZFO entraîne une augmentation générale des contraintes tangentielles tout le long du joint, avec une augmentation plus importante de ces contraintes aux abords de la ZFO introduite. Cette augmentation des contraintes tangentielles rapproche du critère de rupture les contacts voisins de ZFO, mais également les autres contacts, en particulier ceux proches du point B. Les contraintes normales varient peu au cours de cette première étape pour les deux modèles. Au cours de chaque étape suivante, 2% de contacts supplémentaires sont modifiés en ZFO dans le cas du modèle 1, et 10% pour le modèle 2.

Ces modifications induisent la rupture de contacts de type PR par augmentation des contraintes tangentielles le long du joint. On observe également une augmentation des contraintes normales le long du joint, mais le choix du critère de Mohr-Coulomb ne permet pas d'induire de rupture en traction. Un troisième type de contact apparaît alors : les ponts rocheux en rupture (PRR) qui sont différents des ZFO, auxquels on impose la rupture. Ce phénomène se poursuit jusqu'à la non-convergence du modèle, que nous associons au glissement du bloc (rupture de tous les contacts).

La non-convergence du modèle apparaît pour 16% des contacts convertis en ZFO dans le cas du modèle 1. Ce pourcentage est de 30% dans le modèle 2. Cette différence est due à la valeur de la pente et des propriétés mécaniques choisies (cf. Tableau 30) dans les deux modèles. La pente étant plus faible pour le modèle 2, le bloc mobilise davantage de résistance à son glissement par frottement (entre le bloc et le massif). Il est donc nécessaire d'introduire une plus grande longueur de zone de fracture ouverte pour le déstabiliser.

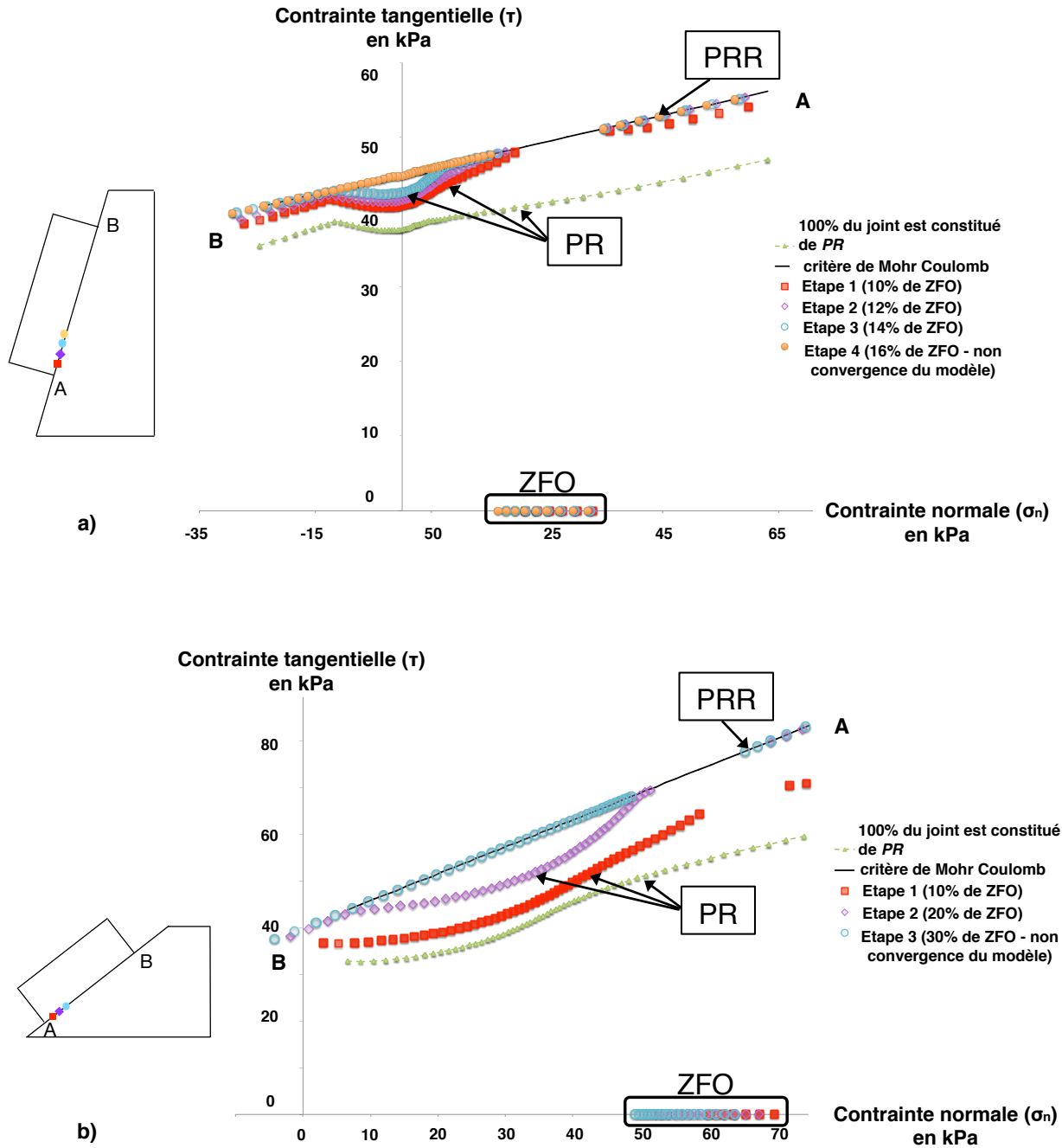


Figure 46. Répartition des contraintes normale et tangentielle pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. Les différentes étapes représentent l'introduction de ZFO, jusqu'à la non-convergence du modèle.

3.3. Etude de la variation des contraintes tangentielles

Avec l'analyse précédente, nous avons montré que l'augmentation des contraintes normale et tangentielle, après l'introduction de ZFO, pouvait induire la rupture de PR. Dans l'analyse suivante, nous nous intéressons spécifiquement aux contraintes tangentielles. Nous avons étudié la variation de leurs valeurs entre deux étapes successives de modélisation. Ces variations, présentées Figure 47 correspondent à la différence de contraintes tangentielles entre l'étape N et l'étape N-1. Pour le modèle 1, 4% de ZFO sont introduites à chaque étape (Figure 47-a). Pour le modèle 2, ce sont 10% de ZFO qui sont introduites à chaque étape (Figure 47-b).

Dans le cas des deux modèles, nous observons un report des contraintes tangentielles, provoqué par l'introduction de ZFO. Au niveau de ces zones, les contraintes chutent brutalement à 0, et la différence de contrainte entre l'étape N et l'étape N-1 est alors redistribuée. A l'étape 1, ce report des contraintes est maximal aux alentours de la ZFO. Puis dans les étapes suivantes, le report de contrainte s'effectue sur les parties de plus en plus éloignées de la zone d'introduction des ZFO, les contacts aux abords de cette zone ayant atteint le seuil de contrainte tangentielle défini par le critère de rupture. La rupture des PR se propage ainsi le long du joint par effet de report des contraintes tangentielles. Ce phénomène est identique pour les deux modèles.

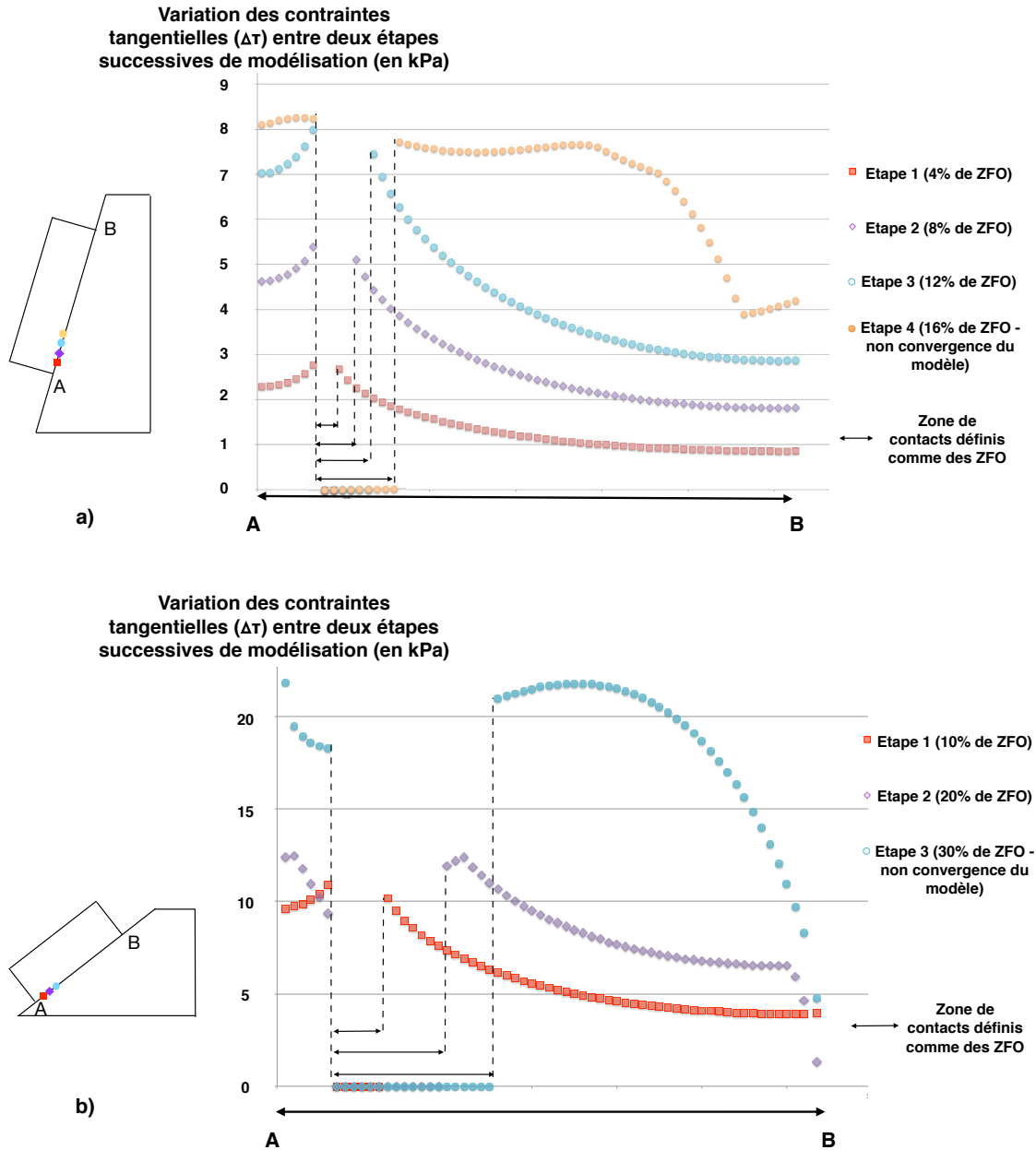


Figure 47. Variation de la contrainte tangentielle entre deux étapes successives de modélisations le long du joint pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2.

4. Propagation de la rupture des ponts rocheux

4.1. Evolution de la rupture des ponts rocheux

Dans cette partie, nous comparons l'évolution, au fil des étapes, de la proportion des contacts qui sont des ZFO et des PRR. Deux cas sont traités : (1) l'introduction de ZFO s'effectue dans la partie haute du joint (à 30 cm du sommet du joint), et (2) l'introduction de ZFO s'effectue dans la partie basse du joint (à 30 cm de la base du joint). Nous choisissons ces deux configurations pour comparer la propagation de la rupture.

Dans le cas des deux modèles, on distingue une première phase linéaire dont la pente est égale à 1, durant laquelle il ne se passe rien d'autre que ce que l'on impose. En d'autres termes, la proportion de contacts en rupture correspond exactement aux contacts définis en ZFO par le modélisateur (cf. Figure 48). Durant cette première phase, le bloc reste stable.

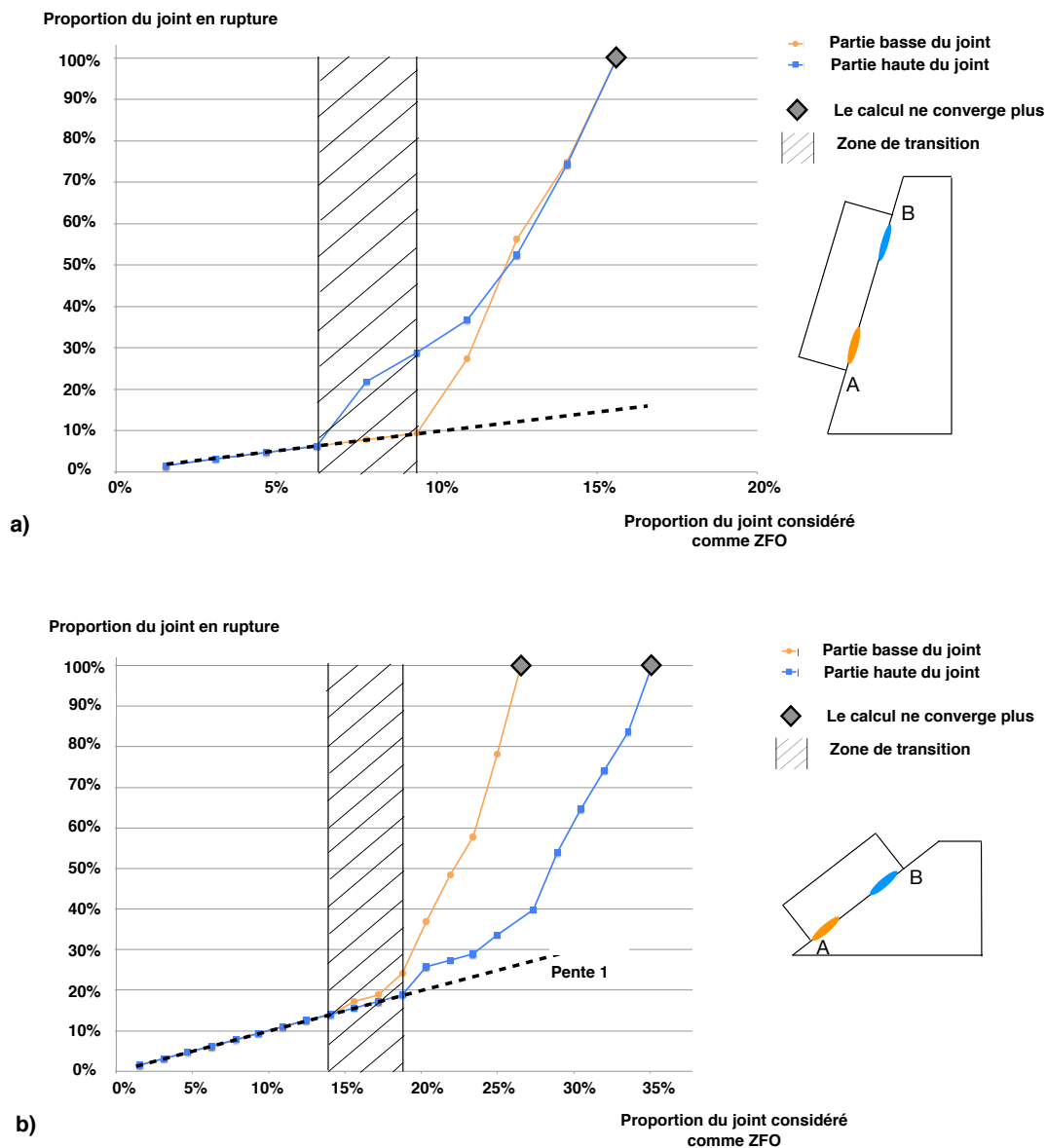
Puis, dans une deuxième phase, le report des contraintes, provoqué par l'introduction de ZFO, amène des contacts définis comme PR au niveau du critère de rupture, et induit ainsi la rupture de ces ponts rocheux (PRR). Au cours de cette deuxième phase, une faible augmentation de la proportion de joint considéré comme ZFO entraîne la rupture de PR. La pente de cette deuxième phase est de l'ordre de 7 dans le cas du modèle 1, et de 3 dans le cas du modèle 2. Cette phase apparaît pour environ 8% du joint en zone sans contact pour le modèle 1 et 17% pour le modèle 2. Le début de cette phase diffère légèrement en fonction de la position des contacts considérés comme ZFO.

Il existe une zone de transition entre les deux « phases » de la rupture, qui identifie le passage de la phase 1 à la phase 2 suivant différentes positions des ZFO. Il semble donc qu'il y ait une influence de la position de la zone de fracture ouverte sur la propagation de la rupture des ponts rocheux. La non convergence du modèle, que nous interprétons comme la rupture du bloc, apparaît pour 15% du joint considéré en ZFO pour le modèle 1, et environ 27% pour le modèle 2, différent en fonction de la position des ZFO.

Dans les modèles présentés ici, seuls deux cas sont traités : introduction de ZFO dans la partie haute du joint ou dans la partie basse du joint. Nous avons ensuite réalisé une étude paramétrique de la position des ZFO et étudié la propagation de la rupture des ponts rocheux pour valider la présence des deux phases précédemment identifiées. Nous avons réalisé 40 simulations pour lesquelles les ZFO sont introduites aléatoirement le long du joint. La Figure 49 présente les résultats.

Pour les deux modèles, on retrouve deux phases dans la propagation de la rupture, et ce pour toutes les simulations réalisées. Dans le cas du modèle 1, la deuxième phase débute pour une moyenne de 8,5% du joint ayant les propriétés mécaniques des ZFO, avec un écart-type de 1,5%, et la rupture arrive pour une proportion moyenne de 17,5% avec un écart-type de 2,5%. Concernant le modèle 2, la deuxième phase débute pour une moyenne de 25% du joint ayant les propriétés mécaniques des ZFO, avec un écart-type de 5% et l'absence de convergence du modèle intervient pour une proportion moyenne de 35%, avec un écart-type de 5%. L'écart de proportion entre ces deux phases est le même pour les deux modèles.

Ces modèles mettent en évidence que la phase de stabilité du bloc (c'est à dire la phase durant laquelle le report des contraintes n'est pas suffisant pour entraîner des PRR) dans le cas d'une pente faible est plus importante que pour une pente forte. Notons que lors du développement de PRR, la stabilité est précaire, mais est toujours assurée jusqu'à la non-convergence du modèle. En d'autres termes, pour atteindre la « déstabilisation » du bloc, la longueur de la zone de fracture ouverte devra être plus importante pour une pente faible, que pour une pente forte. Cependant, une fois atteinte, la déstabilisation du bloc se fera très rapidement dans les deux cas (une faible augmentation de la longueur de ZFO entraînera la rupture de nombreux ponts rocheux jusqu'à la rupture globale du bloc).



$$\text{Proportion de joint en rupture} = \frac{\text{nombre de ZFO} + \text{nombre de PRR}}{\text{nombre total de contacts}}$$

$$\text{Proportion de joint considéré comme ZFO} = \frac{\text{nombre de ZFO}}{\text{nombre total de contacts}}$$

Figure 48. Propagation de la rupture des ponts rocheux pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. L'introduction des ZFO s'effectue dans la partie haute du joint (courbe bleue) ou dans la partie basse du joint (courbe orange).

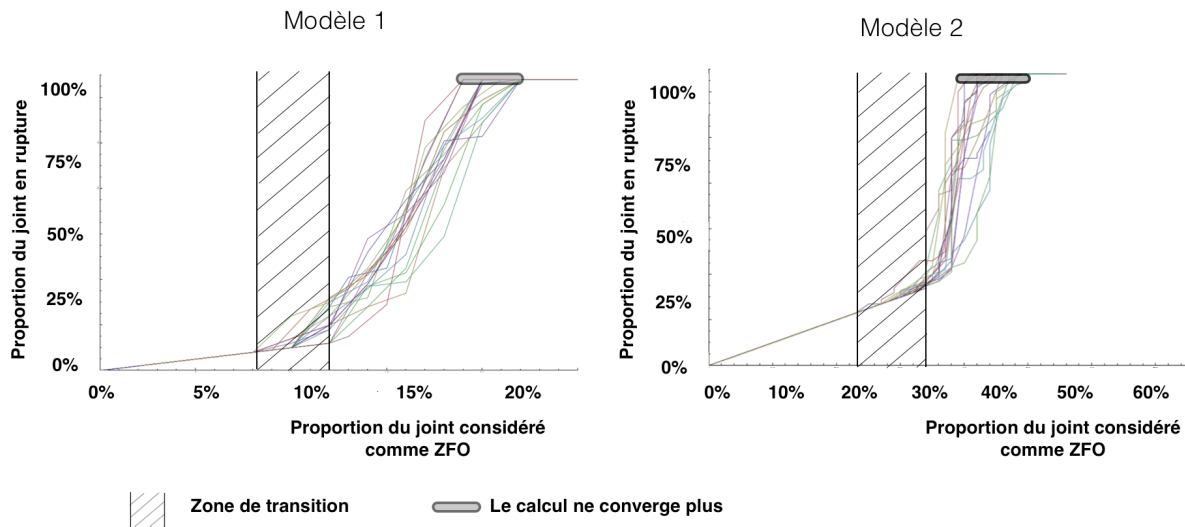


Figure 49. Propagation de la rupture pour les modèles 1 et 2 dans le cas de tirages aléatoires de la position des ZFO.

4.2. Evolution des déplacements jusqu'à la rupture

Le point suivi (C) indiqué sur la Figure 50. est un point que l'on pourrait facilement instrumenter dans le cas réel d'un suivi du mouvement. De la même manière que précédemment, nous avons réalisé 40 tirages aléatoires de l'introduction de ZFO et nous avons étudié l'évolution des déplacements du point C en fonction de la proportion de contacts considérés comme des ZFO, qui est un marqueur du « temps virtuel ». Le déplacement n'est plus enregistré dès que tous les contacts sont en rupture.

Dans le cas présent, il n'y a qu'une seule tendance. L'étude du déplacement ne permet pas de mettre en évidence la présence d'une phase de transition, ni d'une deuxième phase au cours de laquelle une faible augmentation de la proportion de joint considéré comme ZFO entraîne un déplacement plus important que précédemment.

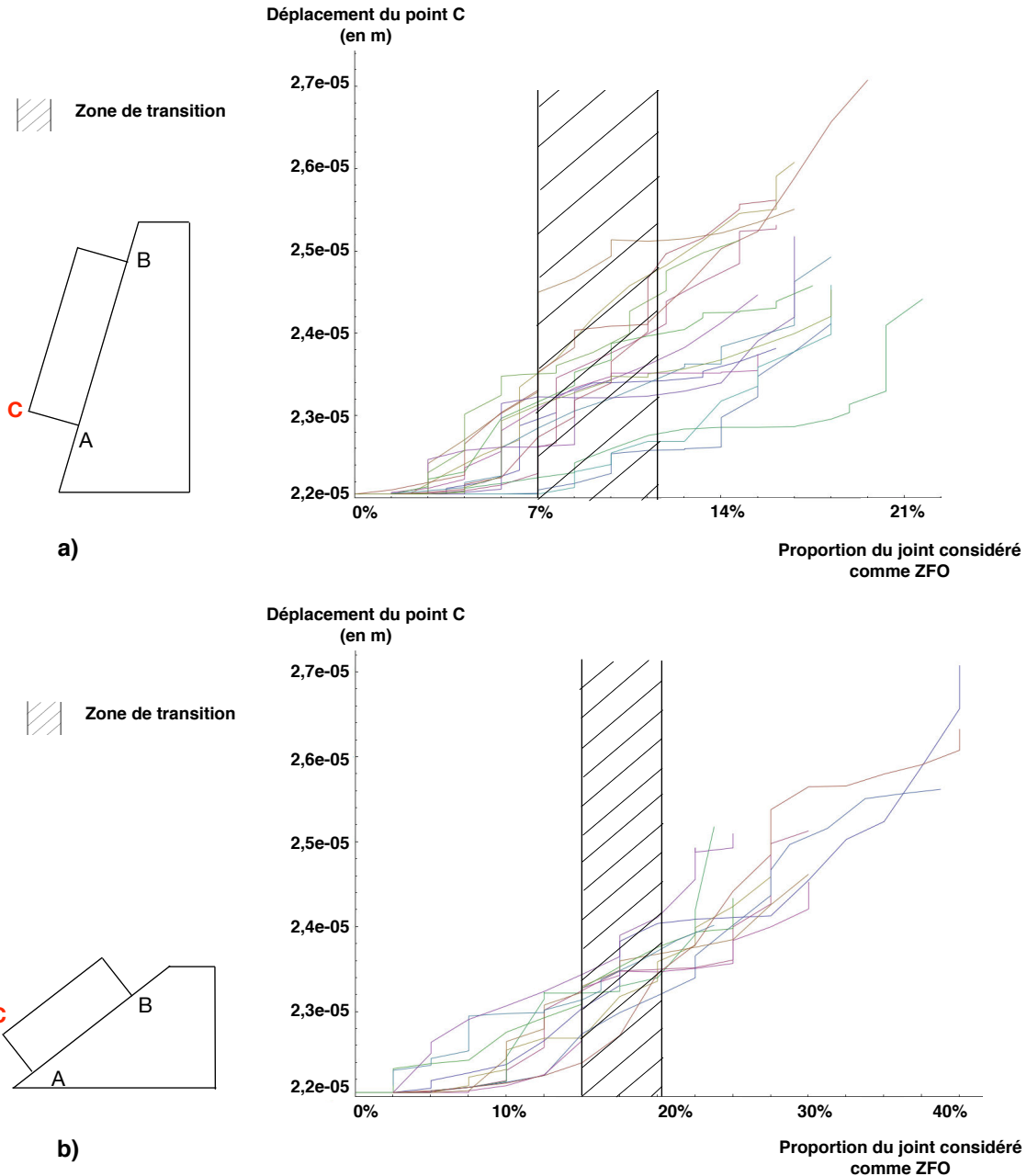


Figure 50. Déplacement du point C (en mètre) en fonction de la proportion du joint pour lequel les contacts sont considérés comme des ZSC pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. La zone de transition présentée ici correspond à la zone de transition mise en évidence §4.1.

La densité du maillage peut avoir une influence sur le déplacement du point C. Nous avons donc réalisé de nouvelles modélisations pour le modèle 1 avec une densité de maillage deux fois plus fine (densité de maillage de 0,05 mètre aux abords du joint). Notons que cette opération alourdit énormément le temps de calcul (le temps de calcul est multiplié par 10). La Figure 51 présente les résultats pour les deux densités de maillage. Pour un maillage plus fin, les déplacements sont plus petits. En effet, la densité de maillage définit le nombre de contacts le long du joint et donc la distance entre eux. Quand un contact entre en rupture, le bloc est susceptible de se

déplacer de la distance entre deux mailles. Le même phénomène pour ces deux modèles est cependant mis en évidence, à savoir une 1 seule phase avant la rupture, et pas d'accélération. On peut alors valider l'utilisation de modèles avec un maillage plus grossier utilisés dans le cas d'études phénoménologiques comme dans notre cas. Mais il faut être très prudent avec les résultats lorsque l'on fait un lien avec des cas réels.

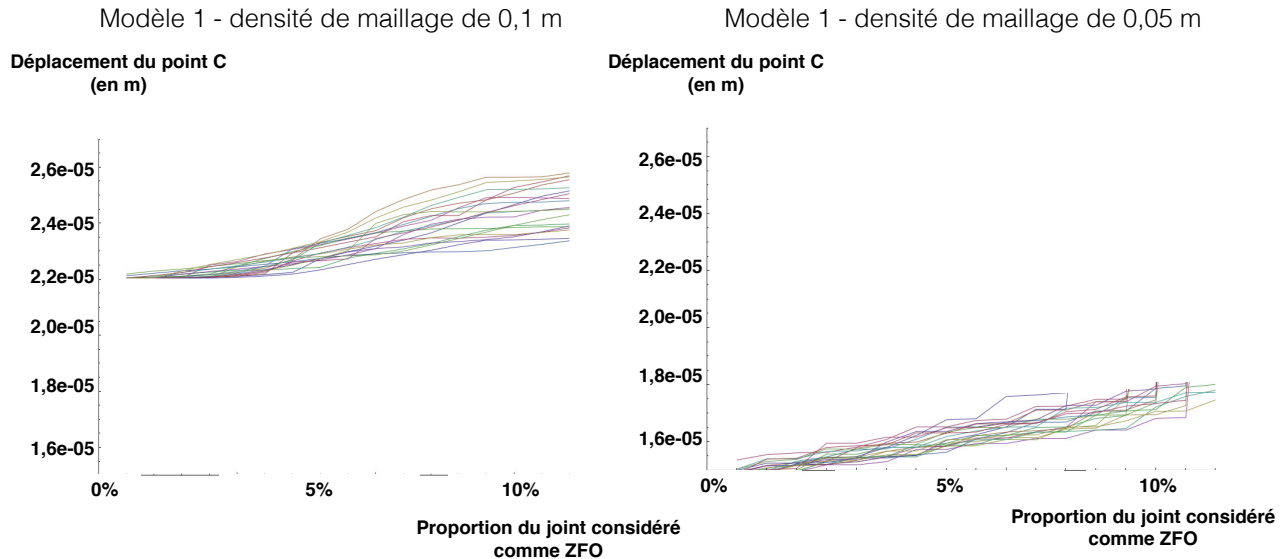


Figure 51. Déplacement du point C dans le cas du modèle 1 avec une densité de maillage de 0,1 mètre aux abords du joint, et pour un maillage 2 fois plus fin (densité de maillage de 0,05 mètres).

D'un point de vue opérationnel, l'existence d'une seule phase met en évidence la difficulté de la prédiction de la rupture, même sur un site instrumenté. En effet, sans phase d'accélération des déplacements, il est difficile d'identifier la période durant laquelle la stabilité du bloc sera remise en cause. De plus, il faudrait pouvoir étudier un cas spécifique pour comparer nos valeurs de déplacements à des valeurs de vitesses réelles. Nous avons cependant utilisé la méthode des vitesses-inverses proposée par Fukuzono (1985). Cette méthode propose de tracer les vitesses-inverses de déplacement d'un glissement en fonction du temps. Il est alors possible de prédire une date de rupture du glissement. Dans notre cas, nous avons adapté cette méthode en étudiant les déplacements-inverses en fonction de la proportion du joint en ZFO (considéré comme un marqueur du temps). Cette approche ne nous permet pas d'identifier une potentielle date de rupture, car la chute est brutale sans signe avant coureur.

Notons que même si cette analyse avait été probante en terme de phase de rupture, les faibles valeurs de déplacement obtenues par modélisation numérique (de l'ordre du micron) ne pourraient pas être mesurées sur le terrain.

5. Influence de la position des ponts rocheux dans la déstabilisation du bloc

Dans cette partie, nous cherchons à évaluer l'influence de la position des ponts rocheux sur la déstabilisation du bloc. Nous étudions, pour un même nombre de contacts de type ZFO (distribués aléatoirement) quel est le nombre total de contact en rupture (ZFO+PRR). Nous

réalisons plusieurs simulations avec des positions de ZFO différentes (pour un même nombre de contacts définis en ZFO). L'étude de la position moyenne de ces ZFO mettra en évidence les cas les plus défavorables (position des ZFO qui induisent le plus de PRR). La Figure 52 présente les valeurs des altitudes des points A et B pour les deux modèles, ainsi que l'altitude de leur milieu.

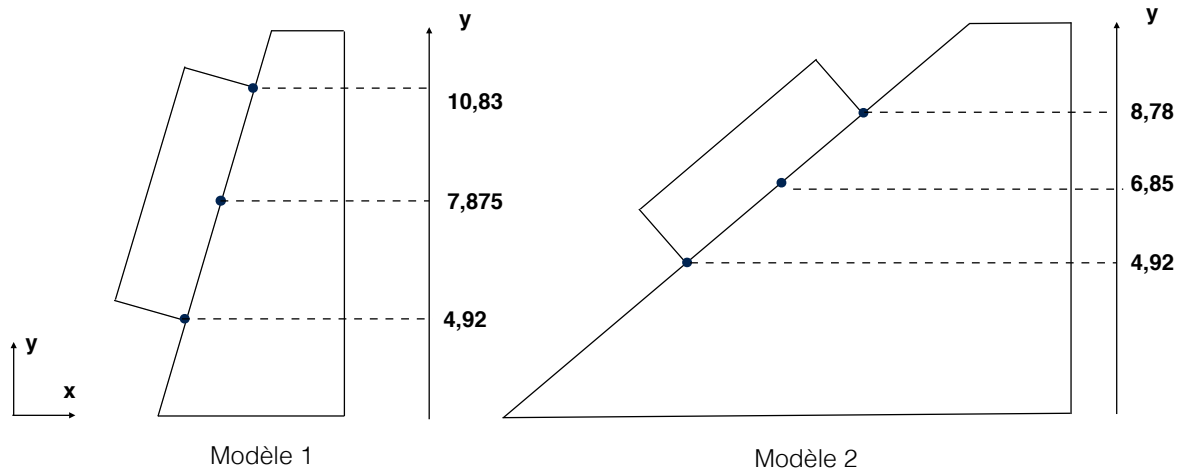


Figure 52. Position en y des points A, B et de leur milieu pour les modèles 1 et 2.

La Figure 53 montre le nombre de contacts en rupture, en fonction de l'altitude moyenne des ZFO pour les modèles 1 et 2. La Figure 53 (a) présente les résultats pour le modèle 1 dans le cas où 11% du joint sont considérés comme une ZFO et 89% du joint sont constitués de PR. On se situe donc dans la deuxième phase de la rupture, avant la non convergence du modèle. Comme nous l'avons vu précédemment, ces proportions suffisent à induire la rupture de nouveaux PR. Nous observons un nombre de contacts en rupture plus important pour des ZFO se localisant en moyenne dans la partie supérieure du joint (cf. Figure 54-a).

La Figure 53 (b) présente les résultats pour le modèle 2 dans le cas arbitraire où 28% du joint sont considérés comme une ZFO et 72% du joint sont constitués de PR. Ici encore, on se situe dans la deuxième phase de la rupture, avant la non convergence du modèle. A l'inverse du modèle 1, on observe pour le modèle 2 un nombre plus important de contacts en rupture pour des ZFO se localisant en moyenne dans la partie basse du joint (cf. Figure 54-b).

Une étude plus spécifique de l'influence de la position des ZFO a été réalisée. Pour ce faire, le joint a été découpé en trois parties égales (tiers inférieur, tiers central et tiers supérieur). Nous avons introduit de manière aléatoire des ZFO uniquement dans le premier tiers, puis le deuxième, puis le troisième. Le Tableau 32 présente la proportion de joint considéré comme des ZFO au moment du glissement du bloc pour chacun des tiers. Nous validons ainsi les résultats précédents : dans le cas du modèle 1, une proportion de 15,6% de ZFO, localisés dans la partie inférieure du joint, provoque la non convergence du modèle alors qu'il faut 18% de ZFO localisés dans la partie haute du joint pour arriver au même résultat. Inversement, pour le modèle 2, il faut une proportion moins importante de ZFO localisés dans la partie basse du joint pour entraîner la rupture.

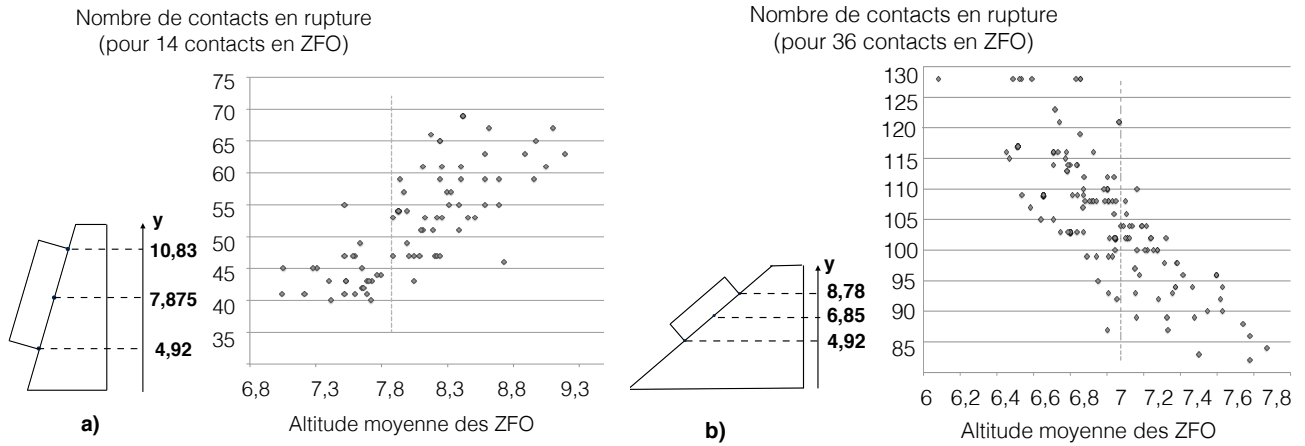


Figure 53. Nombre de contacts en rupture en fonction de la position moyenne en y des ZFO pour (a) le modèle 1 – 14 contacts sont en ZFO et (b) le modèle 2 – 36 contacts sont en ZFO.

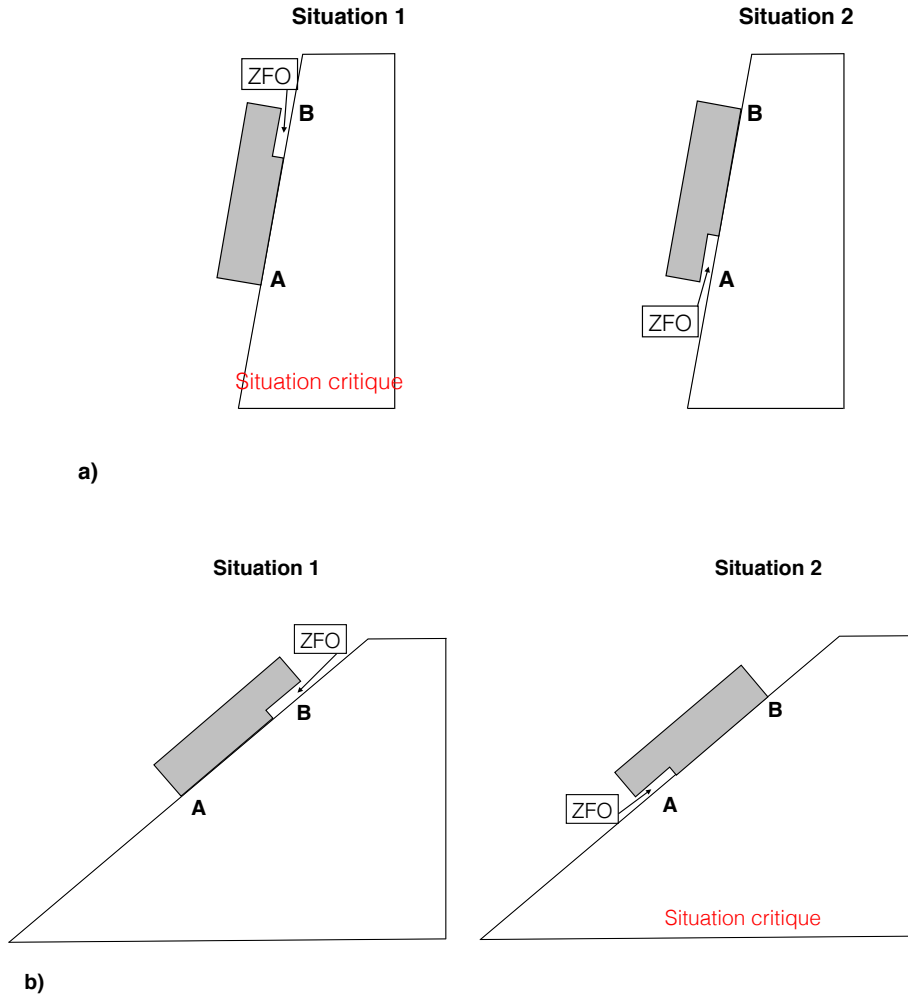


Figure 54. Schématisation de la position critique des ZFO pour le modèle 1 (a) et modèle 2 (b). La situation 1 correspond à des ZFO localisés en partie haute du joint, et inversement dans la situation 2, les ZFO sont localisés dans la partie basse du joint.

Tableau 32. Proportion de contacts considérés comme des ZFO et altitude moyenne et écart type associé de ces ZFO au moment de la non convergence du modèle, pour le modèle 1 et 2.

	Altitude moyenne des ZFO et écart type	Proportion de joint considéré comme des ZFO (en %)
Modèle 1	9,82 ± 0,65	18%
	7,95 ± 0,62	16,2%
	5,25 ± 0,64	15,6%
Modèle 2	7,85 ± 0,38	33%
	6,90 ± 0,33	36%
	5,12 ± 0,34	41%

Nous expliquons cette différence d'influence de la position des ZFO entre les deux modèles par la répartition des contraintes le long du joint. En effet, nous avons vu que lors de l'introduction de ZFO, les contraintes augmentaient sur l'ensemble du joint, et plus spécifiquement aux abords de la ZFO. La distance au critère doit jouer donc un rôle important si nous supposons que l'augmentation des contraintes se fait de manière homogène, ce qui semble être le cas. Pour le modèle 1, la distance au critère est la plus faible dans la partie haute du bloc, et inversement pour le modèle 2, ce qui peut expliquer l'influence de la position des ZFO.

Une étude plus approfondie de l'influence de la position des ponts rocheux avec variation continue de la pente pourrait permettre d'identifier la « pente critique » pour laquelle l'influence de la position s'inverse. Ce travail n'a pas été réalisé dans le cadre de cette thèse.

6. Discussion générale

Nous avons réalisé des modèles numériques visant à étudier l'influence des ponts rocheux sur la stabilité d'une masse rocheuse. En particulier, nous nous sommes intéressés au phénomène de la propagation de la rupture des ponts rocheux et à l'influence de la position des ponts rocheux. Pour ce faire, la géométrie des modèles est celle d'un bloc sur une fracture plane inclinée ; le long de cette fracture sont présents uniquement des ponts rocheux et des zones de fracture ouverte. Pour pouvoir étudier le phénomène et la propagation de la rupture des ponts rocheux nous avons fait le choix d'utiliser dans nos modèles des valeurs de cohésion et d'angle de frottement faibles (en comparaison aux valeurs classiquement choisies), amenant tous les contacts le long du joint proches du critère de rupture. Nous avons alors focalisé notre étude sur la rupture en cisaillement, que nous considérons comme étant principale le long du joint et nous postulons ainsi qu'il n'y a aucune rupture en traction. Ce point reste cependant discutable si l'on cherche à faire une comparaison avec la réalité, et sera débattu en §6.1. Le deuxième postulat que nous faisons est que nous sommes dans le cas d'un bloc déformable. L'influence de la rigidité du bloc sur la distribution des contraintes normale et tangentielle sera abordé en §6.2. Enfin, nous étudierons l'influence de la prise en compte des contacts de type ponts rocheux en rupture induite en §6.3.

6.1. Rôle de la résistance en traction

Afin de compléter notre étude, nous avons réalisé des modèles, basé sur le modèle 1 (pente à 80°), pour lesquels nous avons introduit une troncature en traction du critère de Mohr Coulomb

défini précédemment. Nous nous sommes basés sur les valeurs de résistance en compression R_c , calculées suivant l'équation (34) :

$$R_c = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (34)$$

Nous choisissons une valeur de la résistance en traction R_t associée, égale à $\frac{R_c}{10}$.
Les différents modèles testés ainsi que les valeurs choisies sont présentés Tableau 33.

Tableau 33. Caractéristiques mécaniques des ponts rocheux pour les modèles utilisées lors de l'étude de la résistance en traction. La pente du massif dans les modèles est toujours égale à 80°.

	Cohésion (c)	Angle de frottement (φ)	Résistance en compression (R_c)	Résistance en traction (R_t)
Modèle 3	45 kPa	10°	156 kPa	15,6 kPa
Modèle 4	70 kPa	10°	242 kPa	24,2 kPa
Modèle 5	90 kPa	10°	312 kPa	31,2 kPa

Pour chacun de ces modèles, nous avons suivi le même protocole que pour les modèles 1 et 2, à savoir un chargement par la gravité des modèles pour un joint constitué uniquement de PR, puis introduction de ZFO. Le modèle 3 correspond au modèle 1 pour lequel nous avons introduit une troncature en traction du critère de rupture. Les deux autres modèles ont des valeurs de cohésion, et donc de R_c et R_t plus importantes.

Dans le cas des modèles 3 et 4, lors de la première phase, le modèle ne converge pas. Pour rappel, la première phase correspond au chargement du modèle par gravité afin de définir son état de contrainte initial. Lors de cette première phase, l'ensemble du joint est considéré comme étant entièrement constitué de PR. Nous remarquons que dans les deux cas, la proportion de contacts en rupture (PRR) induits par la mise en place de la troncature en traction du critère de Mohr Coulomb est supérieure à 20% (28% pour le modèle 3 et 24% pour le modèle 4). Or, nous avons vu que pour cette proportion de ZFO dans le modèle 1, le calcul ne converge plus (§4.1).

Dans le cas du modèle 5, la troncature en traction du critère de Mohr Coulomb entraîne la rupture forcée de seulement 6% du joint (PRR). Durant la première phase, le modèle converge. Puis nous introduisons des ZFO. Pour ce modèle, nous avons une cohésion deux fois plus élevée que pour le modèle 1. Les contraintes le long du joint sont donc plus éloignées du critère de rupture que précédemment (cf. Figure 55). A chaque étape, 10% de ZFO sont introduites le long du joint (au dessus de la première ZFO), et l'ensemble des contraintes normales et tangentielles augmente progressivement. Nous notons, comme dans toute notre étude, une augmentation plus importante de la contrainte tangentielle aux abords de la ZFO. Cependant, nous n'observons pas de PRR mais seulement une non convergence du modèle au cours de la dernière étape (cf. Figure 55).

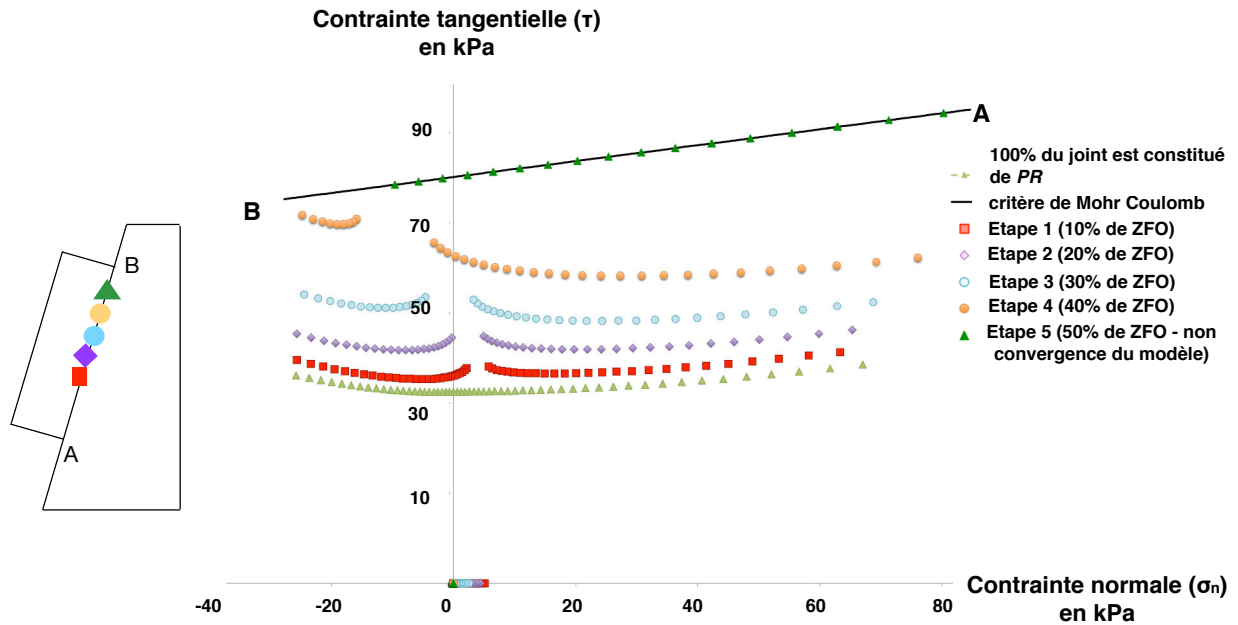


Figure 55. Répartition des contraintes normales et tangentielles dans le plan de Mohr pour le modèle 5. Les différentes étapes représentent à chaque fois l'introduction 10% de ZFO, jusqu'à la non convergence du modèle.

L'introduction d'une troncature en traction du critère de Mohr Coulomb entraîne, dans les 3 cas étudiés, des PRR (rupture en traction). Pour les modèles 3 et 4, cette proportion est supérieure à 20%, ce qui conduit à la rupture des autres contacts le long du joint, et au glissement ou au basculement du bloc le long de la pente du massif dès la première phase de calcul (non convergence du modèle). Lorsque l'on choisit une valeur de cohésion plus importante, on peut observer au cours des différentes étapes d'introduction de ZFO, l'augmentation des contraintes tangentielles et la diminution des contraintes normales, particulièrement au bord des ZFO. Cependant, ces reports de contraintes ne sont pas suffisants pour entraîner des PRR au cours des différentes étapes. Le glissement du bloc se produit dans la dernière étape de déstabilisation sans que nous puissions analyser précisément le phénomène de rupture des PR (rupture en traction ou en cisaillement ?). Ainsi, pour étudier l'influence du report des contraintes sur la rupture (ou non) de nouveaux contacts, nos modèles 1 et 2 (sans prise en compte de la rupture en traction) sont mieux adaptés que les modèles 3, 4 et 5. Cependant, la prise en compte d'une valeur de résistance en traction réaliste est nécessaire si l'on souhaite faire une étude de cas réel.

6.2. Influence de la rigidité du bloc

Lors de l'étude de la répartition des contraintes normale et tangentielle le long du joint, nous observons de la traction dans le modèle 1 mais pas dans le modèle 2. Nous nous sommes interrogés sur le rôle de la rigidité du bloc dans la répartition des contraintes initiales. Nous avons réalisé deux modèles supplémentaires, basés sur le modèle 1 (cf. Tableau 34).

Tableau 34. Caractéristiques mécaniques des blocs pour les modèles 1, 2, 6, 7 et 9.

	Pente	Poids volumique (γ)	Module d'Young (E)	Coefficient de Poisson (ν)
Modèle 1	80°	26,9 kN/m ³	68,9 GPa	0,31
Modèle 6	80°	26,9 kN/m ³	6,89 GPa	0,31
Modèle 7	80°	26,9 kN/m ³	698 GPa	0,31
Modèle 2	40°	26,9 kN/m ³	68,9 GPa	0,31
Modèle 8	40°	26,9 kN/m ³	6,89 GPa	0,31
Modèle 9	40°	26,9 kN/m ³	698 GPa	0,31

La Figure 56 présente la répartition des contraintes normale et tangentielle le long du joint dans le plan de Mohr pour (a) le modèle 1 de référence, et pour les modèles 6 et 7 et (b) pour le modèle 2 de référence, et pour les modèles 8 et 9. Dans le cas d'un bloc très déformable (modèles 6 et 8), on observe de la traction dans les deux cas. Le modèle 6 présente des valeurs maximales de contraintes tangentielles au niveau des points A et B, alors que pour le modèle 8, la contrainte tangentielle est maximale seulement au niveau du point A (base du bloc). Cette différence s'explique par la valeur de la pente plus importante pour le modèle 1.

Dans le cas des modèles 7 et 9, qui sont très rigides, la répartition des contraintes est quasi rectiligne. Le maximum des contraintes tangentielles se trouve classiquement à la base du bloc. Nous observons de la traction pour le modèle 7 mais pas pour le modèle 9.

Enfin, dans le cas des modèles 1 et 2, le module d'Young est basé sur des valeurs expérimentales. Une légère courbure apparaît pour le modèle 1 au niveau de la transition entre les contraintes normales de traction et de compression. L'allure générale de la courbe est proche de celle du modèle 7, avec un maximum de contrainte tangentielle à la base du bloc. La courbe du modèle 2 est intermédiaire entre celles des modèles 8 et 9.

Le choix de la valeur du module d'Young va jouer un rôle important dans la répartition initiale des contraintes normale et tangentielle le long du joint lors de l'initialisation des contraintes en phase 1, particulièrement dans le cas d'un modèle avec une pente du massif importante. Nous nous sommes basés sur les valeurs mesurées en laboratoire, mais nous pouvons supposer que considérer un bloc rigide aurait seulement « ralenti » le phénomène de rupture (il aurait fallu introduire une proportion plus importante de ZFO pour arriver à la non convergence du modèle). En effet, la distance moyenne au critère des points est plus grande pour les modèles 7 et 9 que pour les modèles 1 et 2.

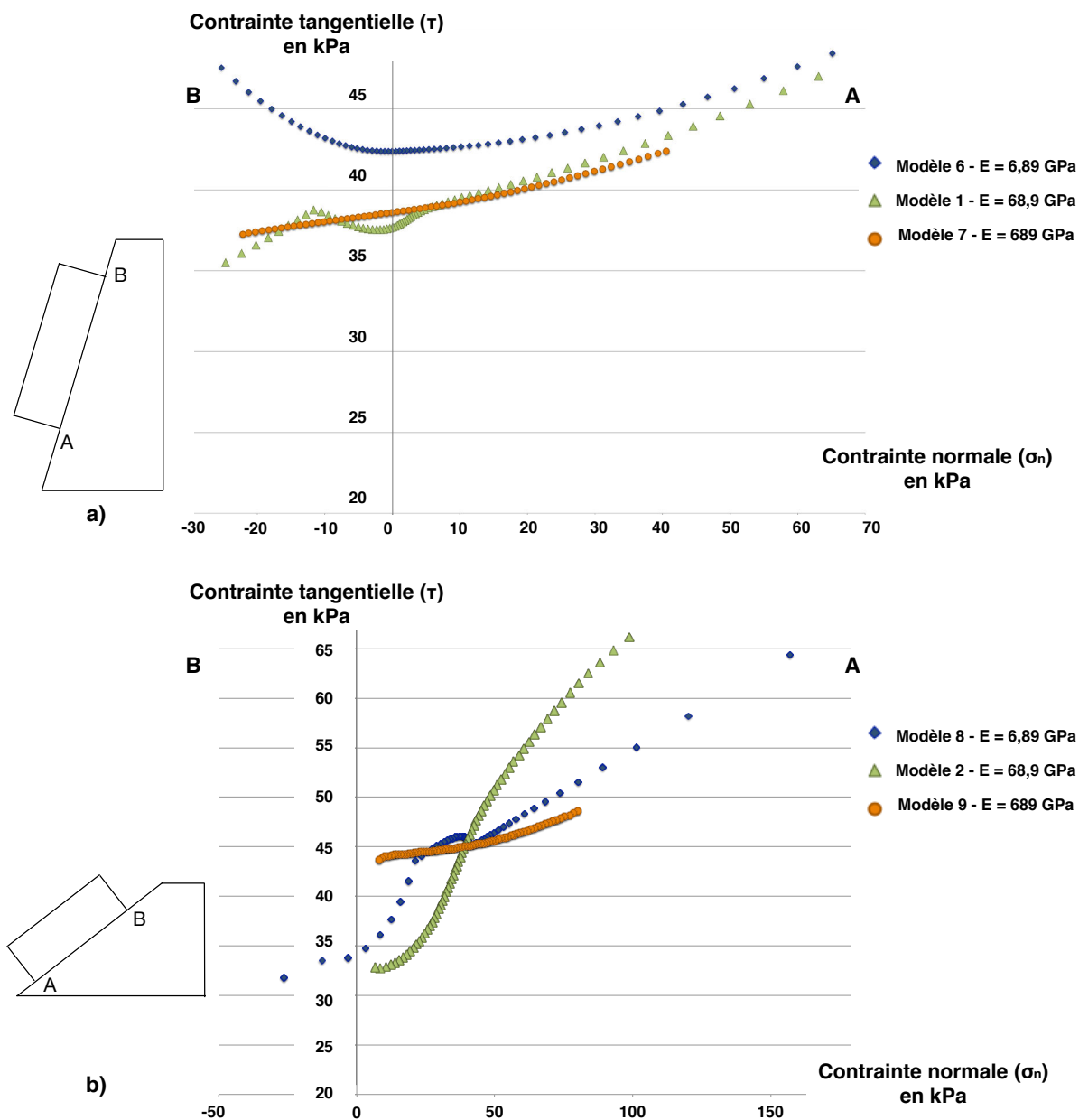


Figure 56. Répartition des contraintes normales et tangentielles dans le plan de Mohr pour les modèles 1, 6 et 7 (pente de 80°) et les modèles 2, 8 et 9 (pente de 40°).

6.3. Influence de la prise en compte des contacts de type ponts rocheux en rupture induite

Dans cette partie, nous nous intéressons à l'influence dans nos modèles d'avoir choisi 3 types de contacts, et pas seulement 2. Dans un comportement plus proche de la réalité, la première ZFO va se produire au voisinage des PR où les contraintes normale et tangentielle sont les plus proches du critère de rupture. Puis, l'augmentation des contraintes aux bords de cette ZFO va permettre son agrandissement, et donc la rupture des PR voisins. Les propriétés mécaniques se modifient alors en ZFO. Dans l'étude précédemment réalisée, nous considérons que chaque contact peut être une ZFO, un PR ou un PRR (ayant les propriétés des PR mais étant en rupture vis à vis du critère de Mohr-Coulomb). Nous réalisons ici un modèle comportant seulement deux types de contacts : les contacts avec les propriétés mécaniques des PR et celles des ZFO. Les PRR sont modifiés en ZFO. Ce modèle est basé sur le modèle 1 (pente de 80°). Nous cherchons à comparer les deux phénomènes de rupture.

La Figure 57 présente la répartition des contraintes normale et tangentielle le long du joint à différentes étapes de calcul pour le modèle 1 dans le cas où nous considérons (a) 3 types de contacts et (b) 2 types de contacts. L'introduction de la première ZFO est localisée dans la partie du joint où les contraintes normale et tangentielle sont les plus proches du critère, c'est à dire dans la partie haute du joint, à 10 cm du sommet du joint pour les deux modèles. On observe, comme précédemment, une augmentation générale des contraintes tangentielles et une très faible augmentation des contraintes normales. La non-convergence du modèle se produit lorsque 18% du joint est défini comme des ZFO si l'on considère 3 types de contacts. Cette proportion est de 26% lorsque l'on considère uniquement 2 types de contacts. Il semble que la prise en compte de 2 ou 3 types de contacts donne des résultats similaires. La phénoménologie observée est semblable.

Cependant, lorsque l'on choisit de ne considérer que 2 types de contacts, il n'est plus possible de contrôler la proportion du joint en ZFO, ce qui peut se révéler limitant dans l'étude phénoménologique de propagation de la rupture. En effet, entre l'étape 4 et l'étape 5 nous observons un saut de 17% de ZFO dû au nombre PRR. Aussi, nous avons choisi de réaliser notre étude avec 3 types de contacts.

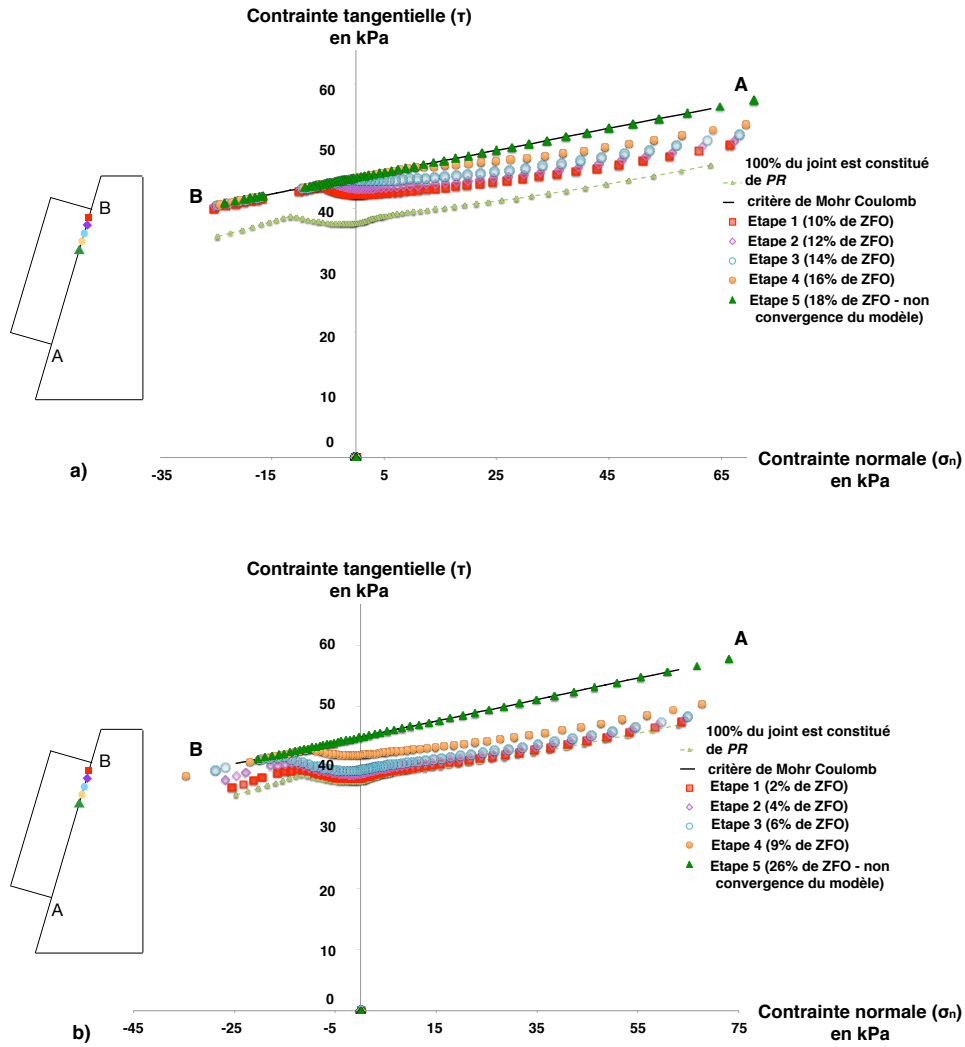


Figure 57 Répartition des contraintes normale et tangentielle pour (a) le modèle 1 dans le cas où 3 types de contacts sont considérés et (b) le modèle 1 dans le cas où les contacts définis comme PRR sont modifiés automatiquement en ZFO.

7. Conclusions

7.1. Conclusions sur les incertitudes

L'objectif de cette étude est d'évaluer au travers de la modélisation numérique l'incertitude de connaissance concernant l'influence des ponts rocheux sur la stabilité des blocs. Ces incertitudes proviennent d'un manque d'informations, en particulier sur le ou les mécanisme(s) de rupture de ces ponts rocheux et sur l'influence de leur position. Le protocole de modélisation mis en place nous a permis de montrer que :

- L'introduction de zones de fracture ouverte et la rupture de certaines zones de ponts rocheux, entraînent une redistribution des contraintes normale et tangentielle le long du joint. En particulier, on observe une augmentation de la contrainte tangentielle aux abords des zones de fracture ouverte, et cette dernière peut entraîner une rupture des ponts rocheux voisins ;
- Il existe deux phases dans la « propagation » de la rupture : (1) une première phase durant laquelle le report des contraintes n'est pas suffisant pour entraîner la rupture de nouveaux ponts rocheux. Ainsi durant cette première étape, seuls les contacts définis comme des ZFO sont en « rupture ». Puis durant la deuxième phase (2), on observe qu'une faible augmentation de la proportion du joint considéré comme ZFO entraîne la rupture d'un nombre « important » de ponts rocheux. Les reports de contrainte sont suffisants pour amener les ponts rocheux au niveau du critère de rupture choisi et ce phénomène va se poursuivre jusqu'au glissement ou basculement du bloc. Dans le cas d'une pente forte (80°-modèle1), une augmentation de 1% de la proportion de ZFO entraîne la rupture de 7% de ponts rocheux (ratio de 7). Pour une pente faible (40°-modèle 2), ce ratio est égal à 3. Ces ratios dépendent des caractéristiques mécaniques que nous avons choisies. Nos modèles ne permettent pas de mettre en évidence de troisième phase dynamique qui mettrait en évidence la rupture en chaîne des ponts rocheux ;
- L'étude des déplacements ne permet pas d'identifier des phases dans la propagation de la rupture. Dans le cas de nos calculs, nous n'avons pas de marqueur du temps écoulé, aussi nous ne pouvons pas affirmer qu'il n'existe aucune phase d'accélération du déplacement avant le détachement complet du bloc.;
- La position des ponts rocheux joue un rôle important sur la stabilité du bloc. Dans le cas d'une pente forte, la position critique des ZFO correspond à la partie haute du joint (soit les ponts rocheux localisés dans la partie basse du joint). A l'inverse, pour une pente faible, ce sont les ZFO localisées dans la partie basse du joint qui entraînent une rupture plus rapide du bloc (et donc les ponts rocheux localisés dans la partie haute du joint).

Ces résultats sont cependant à relativiser. En effet, cette analyse est purement phénoménologique, et demande à être complétée par des travaux supplémentaires. Ces derniers pourraient s'axer dans un premier temps sur deux principales modifications :

- La prise en compte d'un critère de rupture plus approprié tel que le critère de rupture de Barton. L'utilisation d'une modélisation par éléments finis peut également être une piste de poursuite de l'étude, si l'on considère les ponts rocheux comme une portion de roche intacte entre le bloc potentiellement instable et le versant ;
- L'utilisation de caractéristiques mécaniques plus réalistes pour les PR (caractéristiques mécaniques plus proches de la roche). Nous proposons de réaliser un modèle avec un maillage beaucoup plus dense, permettant de différencier un nombre de contacts beaucoup plus importants qu'actuellement (128 contacts). Ainsi, il sera peut être possible

d'observer une rupture de PR (PRR), induite par l'augmentation des contraintes le long du joint. Dans ces nouveaux modèles, il faudra s'assurer que les propriétés des ZFO sont également plus réalistes en considérant un angle de frottement non nul, et des raideurs normale et tangentielle plus faibles que celles des PR.

7.2. Conclusions opérationnelles

L'étude réalisée nous permet de proposer des préconisations opérationnelles. En effet, une diminution des incertitudes de connaissance doit permettre de mieux appréhender les phénomènes pour améliorer l'évaluation de l'aléa.

Nos résultats montrent que lors de l'étude des éboulements rocheux, qui est un phénomène naturel brutal, il est difficile de mettre en place des systèmes d'alerte basés sur l'étude des déplacements, et donc la mise en place d'un système de surveillance géodésique. En effet, dans le cas d'un bloc monolithique, nous n'avons pas observé de phase d'accélération des vitesses de déplacement qui pourrait être un signe précurseur à l'événement. Cependant, lors de modélisations, nous n'avons pas un marqueur réel du temps écoulé. Les pas de temps sont simulés par l'introduction de ZFO, qui simulent la rupture des ponts rocheux. Mais nous n'avons aucune information concernant la durée elle-même de la rupture des ponts rocheux. Une approche comparable à celle proposée par Fukuzono (1985) pour l'étude des glissements de terrain pourrait être envisagée si des informations plus précises étaient obtenues concernant la vitesse de rupture des ponts rocheux en fonction de la diminution de leur proportion, ce qui n'est actuellement pas le cas.

Nous avons également identifié deux phases dans la rupture des ponts rocheux. Il peut être alors intéressant d'étudier la rupture de ponts rocheux à l'aide par exemple de sources microsismiques. Les travaux réalisés par Levy et al (2011) proposent de localiser des microséismes pouvant être associés à des ruptures de ponts rocheux. Cette approche, couplée à nos résultats, semble être une piste de recherche pour la prévention de l'aléa. Une autre approche serait d'évaluer la proportion de ponts rocheux par des méthodes géophysiques, et d'instrumenter les sites à forts enjeux par ce type de surveillance. Il serait alors possible de construire des courbes identifiant la proportion de ponts rocheux en fonction du temps écoulé, et d'identifier une zone de rupture dans le comportement qui mettrait en évidence une chute du bloc dans un délai assez court. Cette approche permettrait de mieux hiérarchiser l'aléa sur une zone d'étude donnée.

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Les éboulements rocheux sont des sources de danger pour les territoires sur lesquels ils se produisent. Afin de se prémunir des risques engendrés par les chutes de blocs, l'identification et la hiérarchisation préventives des zones dangereuses sont essentielles. Le travail de recherche réalisé dans le cadre de cette thèse se place dans ce contexte et concerne la prise en compte des incertitudes dans l'évaluation de l'aléa de départ d'éboulement rocheux. Pour aborder cette notion d'incertitude, nous nous sommes basés sur la classification de Baecher & Christian (2005), qui identifie : (i) l'incertitude de décision, (ii) l'incertitude de connaissance et (iii) l'incertitude aléatoire.

La **deuxième** partie de ce manuscrit traite de l'**incertitude de décision** dans le processus d'évaluation de l'aléa de départ par expertise. Nous avons mis en place une expérimentation visant à définir l'influence du niveau d'expertise et de la méthode utilisée sur l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux. Pour ce faire, nous avons proposé à trois populations ayant des niveaux d'expertise différents d'évaluer l'aléa de départ à l'aide de deux méthodes distinctes (une méthode qualitative et une méthode quantitative), ainsi que de fournir une évaluation de l'aléa *a priori* sur un site test décomposé en trois secteurs. Les évaluations se sont faites sur chacun d'entre eux. Nous avons ensuite comparé statistiquement les niveaux d'aléa de départ évalués par chaque population. Le traitement statistique des données a consisté en une étude qualitative des résultats, un test d'indépendance, une analyse des moyennes et une analyse de la variance (ANOVA). Il montre :

- une influence de la méthode d'évaluation choisie sur le niveau d'aléa, et ce pour les trois sous-secteurs ;
- l'absence d'influence du niveau d'expertise sur le niveau d'aléa, pour deux des trois sous-secteurs ;
- une influence du niveau d'expertise sur le niveau d'aléa pour un des sous-secteurs. Cette influence s'explique par sa spécificité : le sous-secteur présente une configuration qui impressionne particulièrement les non experts.

L'utilisation d'une méthode de type **qualitative** semble « guider la pensée » pour aider à évaluer le niveau de prédisposition à l'instabilité ainsi que le niveau d'aléa de départ de manières similaires. La difficulté dans cette méthode vient principalement de l'évaluation du volume, en particulier pour les non-experts, pour qui cet exercice est peu aisé. Le délai au terme duquel la chute va avoir lieu est également difficile à évaluer. La méthode **quantitative** donne quant à elle des résultats assez différents en fonction du niveau d'expertise. Ici encore, cette dispersion provient de l'évaluation du volume et de la probabilité d'occurrence des chutes.

Cette étude nous a permis de montrer que l'utilisation d'une méthode de type qualitative donne des résultats homogènes pour l'étude des éboulements rocheux dès lors que la procédure d'évaluation est suffisamment détaillée (à travers des fiches d'évaluation). La notion d'expertise va jouer un rôle primordial dans l'étude de secteurs complexes, qui demandent de s'abstraire de l'impression « spectaculaire » que peut renvoyer le site. Cette expérimentation va se poursuivre dans le cadre du projet national C2R2OP qui propose de faire évaluer le niveau d'aléa non par des individus ayant des niveaux d'expertise différents, mais par différents bureaux d'études, qui utiliseront leurs propres méthodes d'évaluation. L'idéal serait que ces bureaux d'étude utilisent

leur propre méthode, mais utilisent également une ou plusieurs autres méthodes selon une grille d'évaluation fournie. Les sites pour l'expérimentation ne sont pas définis à ce jour.

La **troisième partie** de ce manuscrit traite des **incertitudes aléatoires** dans l'évaluation de l'aléa de départ. Elle se concentre sur l'étude statistique des facteurs déclenchants, qui peuvent jouer un rôle dans la dégradation des ponts rocheux. Nous avons étudié l'influence des facteurs météorologiques sur le déclenchement des chutes de blocs. En particulier, nous avons cherché à mettre en évidence le ou les facteur(s) météorologique(s) prépondérants sur différents sites (quantité de pluie, températures minimales et maximales, et durée de gel). Trois bases de données ont été utilisées : deux bases de données peu fournies en fréquence d'événements (3% de jours avec chute(s)) qui recensent les chutes s'étant produites dans les régions d'Auvergne et de Bourgogne-Franche Comté et une base de données exceptionnellement riche (13% de jours avec chute(s)) qui recense les chutes s'étant produites sur l'île de la Réunion. Nous avons montré qu'un premier traitement statistique élémentaire ne permet pas de mettre en évidence de corrélation entre les facteurs météorologiques évoqués précédemment et les chutes de blocs. Seule une corrélation croisée permet de prouver qu'il existe une influence de la pluie sur les événements pour la base de donnée riche. Les deux autres bases de données, beaucoup moins fournies, ne donnent *a priori* aucun résultat probant. Nous avons donc proposé une méthode d'analyse statistique prenant en compte la probabilité d'occurrence des classes des paramètres explicatifs choisis (température, pluviométrie, durée de gel). Nous avons traduit le fait que, même si le plus grand nombre d'événements survient, par exemple, durant des jours d'absence ou de faible pluie, les événements sont plus fréquents durant les jours de forte pluie, relativement à la fréquence de ces jours. Nous avons ainsi validé quantitativement l'influence de différents paramètres météorologiques, pour les trois secteurs d'étude. L'utilisation de la méthode développée permet d'identifier le type de facteur météorologique jouant le rôle de déclenchant principal. Elle permet également de calculer la probabilité conditionnelle de chutes en fonction de l'intensité du facteur étudié. Ces informations constituent une aide précieuse pour les décideurs et permettront une meilleure gestion du risque. L'utilisation des bases de données nous a également permis de mettre en évidence une part de variabilité temporelle dans les éboulements rocheux. En effet, nous avons montré que lorsqu'on considère les événements de la base de données non corrélés au(x) facteur(s) météorologique(s), l'écart de temps entre les chutes successives s'exprime au travers d'une loi exponentielle décroissante, ce qui montre que ces chutes suivent un processus de Poisson.

Enfin la **quatrième partie** de ce manuscrit traite des **incertitudes de connaissance** dans le processus d'évaluation de l'aléa de départ. Elle s'intéresse à la phénoménologie du glissement d'un bloc le long d'un plan incliné, qui dépend de la présence et de la proportion des ponts rocheux (portions de roche saine reliant le bloc au massif) le long de la surface de glissement. Nous avons cherché à définir le rôle des ponts rocheux dans le glissement du bloc. Nous avons étudié l'influence de la dégradation de ces ponts rocheux et nous avons analysé l'influence de leur position sur la stabilité du bloc. Il a été mis en évidence que la dégradation des ponts rocheux (modélisé par l'introduction de « zones de fracture ouverte » dont les contraintes normales et tangentielles sont nulles) entraîne une redistribution des contraintes normales et tangentielles le long du joint. Cette redistribution peut induire la rupture d'autres ponts rocheux, puis à terme, de proche en proche, le glissement du bloc. Il existe deux phases dans la « propagation de la rupture » des ponts rocheux : une première phase pendant laquelle la redistribution des contraintes n'induit pas de rupture, et une deuxième phase pendant laquelle la dégradation d'une faible proportion de ponts rocheux entraîne la rupture d'une proportion plus importante de nouveaux ponts rocheux. Nous avons également mis en évidence l'influence de la

position des ponts rocheux sur la stabilité du bloc : dans le cas d'une pente forte, la position critique des zone de fracture ouverte correspond à la partie haute du joint. A l'inverse, pour une pente faible, c'est la présence d'une zone de fracture localisés dans la partie basse du joint qui entraînent un glissement plus rapide du bloc. En effet, la position défavorable des ponts rocheux correspond à la zone où les contraintes normales et tangentielles sont, initialement, les plus proches du critère de rupture choisi. Cette étude nous a permis d'améliorer notre connaissance du phénomène de rupture des ponts rocheux, mais reste cependant préliminaire. Pour valider nos conclusions, il est nécessaire de réaliser d'autres modélisations en se basant sur des situations plus réalistes (critère de rupture de Barton, caractéristiques mécaniques proches de la roche pour les ponts rocheux, prise en compte d'un angle de frottement pour les zones de fractures ouvertes, ou encore géométrie plus complexe). Ces premières conclusions permettent tout de même de proposer une hiérarchisation des blocs potentiellement instables en se basant sur une approche géophysique pour localiser et identifier les ruptures de ponts rocheux.

L'ensemble des travaux réalisés dans cette thèse aidera l'ingénieur en charge d'une étude de risque à justifier et affiner les résultats fournis. Nous avons montré que l'utilisation d'une méthode qualitative, majoritairement utilisée à ce jour, donne des résultats homogènes quelque soit le niveau d'expertise. Cependant le niveau d'aléa peut être surévalué dans le cas de sites complexes. L'expérimentation développée dans le cadre du projet C2R2OP permettra d'homogénéiser les pratiques nationales en passant par une mise à plat de l'ensemble des méthodes existantes, par des concertations entre les universités et les bureaux d'études techniques.

La modélisation numérique est un outil fort, mais les résultats actuels ne permettent pas une prévision sur le long terme. En effet, il reste à ce jour des incertitudes sur les valeurs des paramètres utilisés dans les modèles numériques pour s'assurer de leur validité. Une simulation réaliste nécessiterait, pour chaque cas d'étude, de connaître précisément les valeurs in-situ des propriétés mécaniques du joint entre le bloc et le massif, auxquelles il est très difficile d'accéder. Nous avons cependant confirmé l'importance de la prise en compte de la non persistance des fractures dans l'étude numérique des chutes de bloc. La mise en évidence de deux phases de rupture, et notamment d'une phase « accélérée », permet d'envisager une surveillance par étude des ponts rocheux, et une hiérarchisation des blocs potentiellement instables.

Seule la méthode que nous avons développée pour l'analyse des corrélations entre facteurs météorologiques et chutes de blocs est immédiatement opérationnelle. Elle peut être utilisée par les bureaux d'étude en charge d'évaluer un aléa pour identifier le ou les facteurs météorologiques critiques si des données fiables existent. Elle peut également être utilisée par les gestionnaires d'infrastructures routière et ferroviaire pour optimiser les patrouilles de surveillance le long de ces infrastructures. Rappelons qu'il reste néanmoins toujours une proportion d'événements imprévisibles obéissant à un processus de Poisson.

Il semble nécessaire de coupler toutes ces méthodes pour obtenir un maximum d'informations pour des sites à enjeu fort. Les méthodes qualitatives par expertise présentent l'avantage d'être faciles et rapides à mettre en place. Pour améliorer l'estimation du délai à l'issue duquel la chute va avoir lieu, qui est une des principales difficultés de ces méthodes, l'utilisation de modèles numériques et/ou d'analyses statistiques peut être utile. Dans le cas de sites pour lesquels des chroniques de chutes existent, la méthode statistique que nous avons développée permet de fixer des seuils de probabilité de chutes, en fonction de l'intensité du facteur météorologique

prépondérant observé. Pour des sites qui sont au contraire très instrumentés, les incertitudes sur les paramètres des modèles numériques sont réduites, et leur utilisation est pertinente. Ils ne permettent cependant pas à ce jour d'évaluer le délai d'occurrence d'une chute.

BIBLIOGRAPHIE

André, M.-F.: Holocene rockwall retreat in Svalbard: a triple-rate evolution, *Earth Surf. Process. Landf.*, 22(5), 423–440, 1997.

Ang, A. H. and Tang, W. H.: Probability concepts in engineering, *Planning*, 1(4), 1–3, 1984.

Assali, P., Grussenmeyer, P., Pollet, N., Viguié, F. and Villemin, T.: Relevé et modélisation géostructurale de parois rocheuses par laserscanner et photogrammétrie en milieu ferroviaire, 2012.

Baecher, G. B. and Christian, J. T.: Reliability and statistics in geotechnical engineering, John Wiley & Sons., 2005.

Baillifard, F., Jaboyedoff, M., Rouiller, J.-D. and Tosini, D.: Matterock: une méthodologie d'auscultation des falaises et de détection des instabilités rocheuses, *Prév. Mouv. Versants Instab. Falaises Confront. Méthodes Études Éboulements Rocheux Dans Arc Alp. Programme INTERREG II Suisse*, 70–79, 2001.

Baroudi, H., Piguet, J. P., Chambon, C. and Asof, M.: Utilization of the block generator "Resoblok" to complex geologic conditions in an open pit mine: Proc International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna, 18–20 April 1990 P529–535. Publ Rotterdam: AA Balkema, 1990, in *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 29, p. 238, Pergamon., 1992.

Benjamin, J. R. and Cornell, C. A.: Probability, statistics, and decision for civil engineers, Courier Dover Publications., 1970.

Berger, F. and Dorren, L.: Objective comparison of rockfall models using real size experimental data, *Disaster Mitig. Debris Flows Slope Fail. Landslides Tokyo Jpn.* 25-27 Sept. 2006, 245–252, 2006.

Berti, M., Martina, M. L. V., Franceschini, S., Pignone, S., Simoni, A. and Pizziolo, M.: Probabilistic rainfall thresholds for landslide occurrence using a Bayesian approach, *J. Geophys. Res.*, 117(F4), doi:10.1029/2012JF002367, 2012.

Besson, L., Durville, J. L., Garry, G., Graszak, E., Hubert, T. and Toulemont, M.: Plans de prévention des risques naturels (PPR) - Risques de mouvements de terrain., 1999.

- Bieniawski, Z. T.: Rock Mass Rating (RMR), Rock Mass Classif., 34–46, 1972.
- Blockley, D.: Analysing uncertainties: Towards comparing Bayesian and interval probabilities', *Mech. Syst. Signal Process.*, 37(1–2), 30–42, 2013.
- Box, G. E. and Jenkins, G. M.: Time series analysis: forecasting and control, revised ed, Holden-Day., 1976.
- Brunsdon, D.: Landslide types, mechanisms, recognition, identification, in *Landslides in the South Wales coalfield*, edited by: Morgan, CS, Proceedings Symposium, April, pp. 1–3., 1985.
- Buckley, S. J., Howell, J. A., Enge, H. D. and Kurz, T. H.: Terrestrial laser scanning in geology: data acquisition, processing and accuracy considerations, *J. Geol. Soc.*, 165(3), 625–638, 2008.
- Budetta, P.: Assessment of rockfall risk along roads, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 4(1), 71–81, 2004.
- Callon, M., Barthe, Y. and Lascoumes, P.: *Agir dans un monde incertain. Essai sur la démocratie technique*, Seuil., 2014.
- Cauvin, M.: *Prise en compte des incertitudes et calcul de probabilité dans les études de risques liés au sol et au sous-sol*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy., 2007.
- Cauvin, M., Verdel, T. and Salmon, R.: Modelling uncertainties in pillar stability analysis, in *Proceedings of the symposium Post mining 2005.*, 2005.
- Cazzani, A., Mongiovi, L. and Frenez, T.: Dynamic finite element analysis of interceptive devices for falling rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39(3), 303–321, 2002.
- ClimChAlp: *ClimChAlp Common Strategic Paper*, Climate Change, Impacts and Adaptation Strategies in the Alpine Space, Strategic Interreg III Alpine Space Project (European project)., 2008.
- Cook, B. K. and Jensen, R. P.: *Discrete element methods: Numerical modeling of discontinua*, ASCE., 2002.
- Copons, R. and Vilaplana, J. M.: Rockfall susceptibility zoning at a large scale: From geomorphological inventory to preliminary land use planning, *Eng. Geol.*, 102(3-4), 142–151, 2008.
- Corominas Dulcet, J. and Mavrouli, O. C.: *Evaluation of the susceptibility to failure of rocky slopes based on the SMR index*, 2009.

Corominas, J. and Mavrouli, O.: Rockfall quantitative risk assessment, *Rockfall Eng.*, 255–301, 2011.

Coutard, J.-P. and Francou, B.: Rock Temperature Measurements in Two Alpine Environments: Implications for Frost Shattering, *Arct. Alp. Res.*, 21(4), 399, doi:10.2307/1551649, 1989.

Cruden, D. M.: Rock slope movements in the Canadian Cordillera, *Can. Geotech. J.*, 22(4), 528–540, 1985.

Cruden, D. M. and Varnes, D. J.: Landslides: Investigation and Mitigation. Chapter 3-Landslide types and processes, *Transp. Res. Board Spec. Rep.*, (247), 1996.

Delonca, A., Gunzburger, Y. and Verdel, T.: Statistical correlation between meteorological and rockfall databases, *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 2(2), 1333–1365, 2014.

Delonca, A., Verdel, T. and Gunzburger, Y.: Impact of expertise on rock fall assessment - An original experimentation, in *Rock Mechanics for Resources, Energy and Environment*, pp. 117–121, Kwasniewski and Lydzba, EUROCK, Wroclaw., 2013.

Dikau, R. and Schrott, L.: The temporal stability and activity of landslides in Europe with respect to climatic change (TESLEC): main objectives and results, *Geomorphology*, 30(1), 1–12, 1999.

Durville, J. L.: Remarks on the use of probability techniques in the field of natural hazards: The case of landslides, *Bull. Lab. Ponts Chaussées*, (249), 3–17, 2004.

Dussauge-Peisser, Helmstetter, A., Grasso, J. R., Hantz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M. and Giraud, A.: Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 2(1/2), 15–26, 2002.

Effendiantz, L., Guillemin, P., Rochet, L., Pauly, C. and Payany, M.: Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux, *Laboratoire central des ponts et chaussées*, Paris., 2004.

El-Shayeb, Y.: Apport à la logique floue à l'évaluation de l'aléa "Mouvement de Terrain des sites géotechniques": propositions pour une méthodologie générale, *Institut National Polytechnique de Lorraine, Ecole des mines de Nancy.*, 1999.

Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., Cascini, L., Leroi, E., Savage, W. Z. and others: Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning, *Eng. Geol.*, 102(3-4), 85–98, 2008.

Ferrero, A. M., Migliazza, M., Roncella, R. and Segalini, A.: Rock cliffs hazard

analysis based on remote geostructural surveys: The Campione del Garda case study (Lake Garda, Northern Italy), *Geomorphology*, 125(4), 457–471, 2011.

Fineberg, H. V., Stern, P. C. and others: *Understanding Risk:: Informing Decisions in a Democratic Society*, National Academies Press., 1996.

Finlay, P. J. and Fell, R.: Landslides: risk perception and acceptance, *Can. Geotech. J.*, 34(2), 169–188, 1997.

Frayssines, M.: *Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)*, Thèse de doctorat, Université de Joseph Fourier - Grenoble I., 2005.

Frayssines, M. and Hantz, D.: Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the Subalpine Ranges (French Alps), *Eng. Geol.*, 86(4), 256–270, 2006.

Frayssines, M. and Hantz, D.: Modelling and back-analysing failures in steep limestone cliffs, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 46(7), 1115–1123, 2009.

Fukuzono, T.: A new method for predicting the failure time of a slope, pp. 145–150, Tokyo., 1985.

Galesne, A.: *Choix des investissements dans l'entreprise*, 1996.

Gilbert, R. B., Tang, W. H. and others: Model uncertainty in offshore geotechnical reliability, in *Offshore Technology Conference, Proc. 27th Offshore Technology Conference*, Houston, Texas., 1995.

Groupe Falaise - Interreg II: *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises: confrontation des méthodes d'étude d'éboulements rocheux dans l'arc Alpin*, Interreg Communauté Eur., 2001.

Gunzburger, Y.: Prédiposition, préparation et déclenchement des mouvements de versant, *Rev. Fr. Génie Civ.*, 8(9-10), 1191–1204, 2004.

Hantz, D.: Gestion de l'incertitude et de l'ignorance, dans l'évaluation de la probabilité de déclenchement des éboulements rocheux, *Fiabilité Matér. Struct.* 2012, 2012.

Hantz, D., Vengeon, J. M. and Dussauge-Peisser, C.: An historical, geomechanical and probabilistic approach to rock-fall hazard assessment, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 3(6), 693–701, 2003.

Hipel, K. W. and McLeod, A. I.: *Time Series Modelling of Water Resources and Environmental Systems* — European Environment Agency (EEA)., 2005.

Hofer, E.: When to separate uncertainties and when not to separate, *Reliab. Eng. Syst. Saf.*, 54(2), 113–118, 1996.

Hongxiang, T. and Longtan, S.: Finite element analysis on slope stability of earth-rock dam under earthquake, *Chin. J. Rock Mech. Eng.*, 8, 018, 2004.

Horlick-Jones, T., Amendola, A. and Casale, R.: *Natural risk and civil protection*, CRC Press., 1995.

Hudson, J. A.: *Rock Engineering Systems: Theory and Practice*, Ellis Horwood Ltd , Publisher., 1993.

Hungr, O., Evans, S. G., Bovis, M. J. and Hutchinson, J. N.: A review of the classification of landslides of the flow type, *Environ. Eng. Geosci.*, 7(3), 221–238, 2001.

Hungr, O., Evans, S. G. and Hazzard, J.: Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia, *Can. Geotech. J.*, 36(2), 224–238, 1999.

Ilinca, V.: Rockfall Hazard Assessment. Case study : Lotru Valley and Olt Gorge, in *Revista de geomorfologie*, vol. 11, pp. 101–108, Brasov. Romania., 2008.

Irigaray, C., Fernández, T. and Chacón, J.: Preliminary rock-slope-susceptibility assessment using GIS and the SMR classification, *Nat. Hazards*, 30(3), 309–324, 2003.

Jaboyedoff, M., Baillifard, F., Hantz, D., Heidenreich, B. and Mazzoccola, D.: *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises : confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin*, Programme INTERREG II, Suisse., 2001.

Jaboyedoff, M., Dudt, J.-P. and Labiouse, V.: An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 5(5), 621–632, 2005.

Jeannin, M.: *Approches quantitatives de l'érosion des versants rocheux. Etude des gorges de l'Arly et du sillon Alpin*, DEA report, Lirigm, Univ. Joseph Fourier, Grenoble., 2001.

Knight, F. H.: *Risk, uncertainty and profit*, Courier Dover Publications., 1921.

Marquis de Laplace, P. S.: *Essai philosophique sur les probabilités*, 5eme édition, Bachelier., Paris. [online] Available from: http://books.google.fr/books?hl=fr&lr=&id=pY9aAAAACAAJ&oi=fnd&pg=PA1&dq=laplace+1825&ots=ZOIP3rJZAm&sig=weZDp6zSicL_wvzSaGbPNKdR46A (Accessed 11 August 2014), 1825.

Legendre, P. and Borcard, D.: Statistical comparison of univariate tests of homogeneity of variances, *J. Stat. Comput. Simul.*, 514, 2008.

Leroi, E.: Risk maps at different scales: objectives, tools and development., 7th Int. Symp. Landslides Trondheim Nor. 17-21 June 1996, 35–52, 1996.

Levy, C.: Etude instrumentale et numérique de la réponse dynamique d'une écaille calcaire potentiellement instable, Thèse de doctorat, Université de Grenoble., 2011.

Levy, C., Jongmans, D. and Baillet, L.: Analysis of seismic signals recorded on a prone-to-fall rock column (Vercors massif, French Alps), *Geophys. J. Int.*, 186(1), 296–310, 2011.

Lombardia, R.: Procedure per la valutazione e la zonazione della pericolosità del rischio da frana in Regione Lombardia, *Boll. Uff. Della Reg. Lomb.*, 51, 2000.

Matsuoka, N.: Diurnal freeze–thaw depth in rockwalls: Field measurements and theoretical considerations, *Earth Surf. Process. Landf.*, 19(5), 423–435, 1994.

Matsuoka, N. and Sakai, H.: Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods, *Geomorphology*, 28(3), 309–328, 1999.

Mazzoccola, D. F. and Hudson, J. A.: A Comprehensive Method of Rock Mass Characterization for Indicating Natural Slope Instability, *Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol.*, 29(1), 37–56, 1996.

Merrien-Soukatchoff, V., Korini, T. and Thoraval, A.: Use of an Integrated Discrete Fracture Network Code for Stochastic Stability Analyses of Fractured Rock Masses, *Rock Mech. Rock Eng.*, 1–24, 2011.

Moiriat, D., Colin, S. and Dufrenoy, R.: Aléa chute de blocs sur le territoire de Meurthe et Moselle (54) - Etat des connaissances et cartographie au 1/ 50 000, BRGM/RP-56628-FR., 2008.

Monod, J.: Le hasard et la nécessité: essai sur la philosophie naturelle de la biologie moderne, Éditions du Seuil., 1973.

Office fédéral de l'aménagement du territoire OFAT: Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire, 1997.

Pariseau, W. G. and Voight, B.: Rockslides and avalanches: Basic principles and perspectives in the realm of civil and mining operations, Voight B. (Ed.), *Rockslides and avalanches 1: Natural phenomena.*, 1978.

Paté-Cornell, M. E.: Uncertainties in risk analysis: Six levels of treatment, *Reliab. Eng. Syst. Saf.*, 54(2), 95–111, 1996.

Peck, R. B. and Terzaghi, K.: *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons., 1948.

Peirce, C. S.: *Chance, love, and logic: philosophical essays*, U of Nebraska Press., 1998.

Picarelli, L., Oboni, F., Evans, S. G., Mostyn, G. and Fell, R.: Hazard characterization and quantification, *Landslide Risk Manag.*, 27–62, 2005.

Poincaré, H.: *Science et méthode*, Paris Fr. Flammarion, 1947.

Pollet, N.: *Mouvement gravitaires rapides de grandes masses rocheuses: Apports des observations de terrain à la compréhension des processus de propagation et dépôt. Application aux cas de La Madeleine (Savoie, France), Flims (Grisons, Suisse) et Köfels (Tyrol, Autriche)*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées., 2004.

Rapp, A.: Recent development of mountain slopes in Kärkevagge and surroundings, northern Scandinavia, *Geogr. Ann.*, 42(2/3), 65–200, 1960.

Rat, M.: Optimisation de la gestion de la route du littoral à la Réunion vis-à-vis du risque de chutes de blocs, *Bull. Lab. Ponts Chaussées*, (263-264), 43–52, 2006.

Rogers, M. D.: Risk analysis under uncertainty, the Precautionary Principle, and the new EU chemicals strategy, *Regul. Toxicol. Pharmacol.*, 37(3), 370–381, doi:10.1016/S0273-2300(03)00030-8, 2003.

Romana, M.: New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes, pp. 49–53, *International Society of Rock Mechanics*, Zacatecas., 1985.

Romana, M.: SMR classification, in 7th ISRM Congress, *International Society for Rock Mechanics*, Aachen, Germany., 1991.

Rozos, D., Pyrgiotis, L., Skias, S. and Tsagaratos, P.: An implementation of rock engineering system for ranking the instability potential of natural slopes in Greek territory. An application in Karditsa County, *Landslides*, 5, 261–270, 2008.

RTM Isère: *Inventaire des mouvements rocheux, secteur de l'Y grenoblois*, Service de Restauration des Terrains en Montagne de l'Isère, Grenoble, France., 1996.

Sturzenegger, M. and Stead, D.: Close-range terrestrial digital photogrammetry and terrestrial laser scanning for discontinuity characterization on rock cuts, *Eng. Geol.*,

106(3), 163–182, 2009.

Tomas, R., Cuenca, A., Cano, M. and García-Barba, J.: A graphical approach for slope mass rating (SMR), *Eng. Geol.*, 124, 67–76, 2012.

Tritsch, J.-J. and Didier, C.: Méthodologie pour la connaissance et l'identification des risques de mouvements de terrain, Rapport final de projet de recherche pour le Ministère de l'Environnement - Direction des risques majeurs, INERIS., 1996.

Underwood, A. J.: Experiments in ecology: their logical design and interpretation using analysis of variance, Cambridge University Press., 1996.

Varnes, D. J.: Landslide hazard zonation: a review of principles and practice, Unesco., 1984.

Veneziano, D.: Uncertainty and expert opinion in geologic hazards, in *Proceedings, Earth, Engineers, and Education, a Symposium in Honor of Robert V. Whitman*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA., 1994.

Verdel, T.: Risques et incertitudes en géomécanique, 2007.

Villemin, T.: Scannerisation laser et photogrammétrie: deux techniques complémentaires pour l'étude des risques naturels par télédétection rapprochée en haute montagne, *Rev. XYZ*, 120, 40–44, 2009.

Wieczorek, G. F., Snyder, J. B., Alger, C. S. and Isaacson, K. A.: Yosemite historical rockfall inventory, *US Geol. Surv.*, 38, 92–387, 1992.

Willows, R., Reynard, N., Meadowcroft, I. and Connell, R.: Climate adaptation: Risk, uncertainty and decision-making. UKCIP Technical Report, UK Climate Impacts Programme., 2003.

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Eboulement de 100 m ³ de roches, causant la destruction d'un chalet, et la mort de deux enfants, le 23 février 2014 (L'Express, 22 Février 2014).	9
Figure 2. Principaux termes utilisés pour qualifier les instabilités et les dangers qu'elles engendrent. Le regroupement des termes se veut proche de la démarche terrain (d'après Groupe Falaise - Interreg II, 2001).....	12
Figure 3. Mécanismes de rupture d'éboulements rocheux (d'après le « groupe falaise », 2001). (A) glissements plan et dièdre ; (B) glissements composés ; (C) glissements rotationnels ; (D) rupture de surplomb ou de dalle en toit ; (E) rupture de banc ; (F) rupture de colonne en pied et (G) basculement de colonne.	13
Figure 4. Exemple d'éboulements survenus ou potentiels : (A) glissement plan (Lignet, Isère) ; (B) basculement de colonne potentielle (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; (C) rupture de colonne en pied potentielle (Gorges de la Jonte, Aveyron) ; Rupture de surplomb (Charmate, Isère) – d'après Frayssines (2005).	14
Figure 5. Illustration du rôle des facteurs de prédisposition, préparatoires et déclenchants dans un graphique des vitesses de déplacement en fonction du temps (d'après Pollet, 2004). ..	16
Figure 6. Exemple d'une carte de danger établi par l'Office fédéral de l'aménagement du territoire OFAT (1997), et d'une carte d'aléa établie pour la commune de Joeuf (54-France) par le BRGM (Moiriat et al., 2008). Notons que concernant la carte de danger, les niveaux évalués résultent de l'évaluation de l'aléa de départ et de propagation.	19
Figure 7. Illustration des liens existant entre les paramètres de l'analyse et présentation de plusieurs sources d'incertitudes apparaissant dans le processus d'analyse de risque (Cauvin, 2007).	27
Figure 8. a) incertitude sur l'effet et b) incertitude sur la cause, d'après Rogers (2003).	28
Figure 9. Incertitude sur la relation liant la cause à l'effet, d'après Rogers (2003).....	28
Figure 10. Classification des incertitudes, d'après Baecher et Christian (2005).	30
Figure 11. Classification des incertitudes d'après Cauvin (2003).	31
Figure 12. Représentation des trois dimensions des incertitudes selon Bockley (2013).	32
Figure 13. Localisation du site de Liverdun et évaluation du niveau d'aléa (d'après Moiriat et al., 2008).....	42
Figure 14. Secteur 1 (a) et secteur 2 (b) et leurs principales caractéristiques.	42
Figure 15. Secteur 3 et ses principales caractéristiques.....	43
Figure 16. Grille de quantification des paramètres de la méthode LPC.....	45
Figure 17. Facteurs utilisés dans le calcul du SMR : calcul du RMR et facteurs d'ajustement F1, F2, F3 et F4.	49
Figure 18. Niveaux d'aléa de départ pour le secteur 1 (a), le secteur 2 (b) et le secteur 3 (c), par chaque groupe de population, et avec les 3 méthodes.....	53

Figure 19. Localisation des 3 secteurs d'étude. (1) La Réunion, (2) Bourgogne-Franche Comté, (3) Auvergne.	70
Figure 20. Eboulement le 24 mars 2006 - RN1 - île de la Réunion – photo de J.L Durville (2014).	70
Figure 21. Voies ferrées de Bourgogne-Franche Comté – photo de F. Belut, SNCF (2014).....	71
Figure 22. Voie ferrée en Auvergne – photo de F. Belut, SNCF (2014).....	72
Figure 23. Corrélation entre précipitations, températures et durées de gel sur une période de trois ans, pour chacun des sites d'étude (moyenne mobile sur 30 jours). (a) Précipitations (en mm par jour). (b) Nombre d'éboulements observés. (c) Température minimale par jour (en degrés Celsius). (d) Amplitude des températures quotidiennes (en degrés Celsius). (e) Durée de gel par jour (en minutes).	74
Figure 24. Nombre d'événements en fonction des classes de pluie pour les 3 secteurs d'étude.	74
Figure 25. Histogrammes des pluies pour les trois secteurs.....	75
Figure 26. Corrélations croisées entre la pluie quotidienne et les événements pour les secteurs de l'île de la Réunion et de la région Bourgogne-Franche Comté.	76
Figure 27. Résultats attendus avec la méthode développée. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i . La droite (a) présente la forme attendue pour une proportion identique de chutes quelque soit la classe de pluie. La droite (b) la présente pour une proportion d'événements plus importante dans le cas de faibles pluies (les faibles pluies déclenchent plus de chutes). Enfin la droite (c) présente la forme attendue quand les fortes pluies déclenchent le plus d'événements.....	79
Figure 28. Distribution des pluies de la base de données météorologique virtuelle.....	80
Figure 29. Corrélation qualitative entre les chutes de blocs et la pluie (moyenne mobile de 30 jours) pour 12 bases de données virtuelles. C correspond aux taux de corrélation entre la pluie et le nombre d'événements, et x correspond à la proportion d'événements dans la base de données. L'axe x correspond aux jours. L'axe y correspond à la pluie quotidienne (courbe bleu) et au nombre d'événements (courbe rouge).....	82
Figure 30. Histogrammes des pluies quotidiennes de la base de données météorologique basée sur la distribution des pluies de Bourgogne-Franche Comté.	84
Figure 31. Île de la Réunion; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la pluie cumulée sur 2 jours ($J_0 + J_1$) et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la pluie cumulée et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i	85
Figure 32. Bourgogne-Franche Comté; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la pluie cumulée sur 3 jour ($J_0 + J_1 + J_2$) et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la pluie cumulée et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i	86
Figure 33. Auvergne; a) Application de la méthode pour évaluer la corrélation entre la température minimale à J-2 et le nombre d'événements; b) Valeur du coefficient de corrélation R^2 entre la température minimale et les événements sur plusieurs jours. F_i = nombre d'événements par jour dans la classe de pluie P_i	86

Figure 34. (a) Ln de l'écart entre deux chutes et (b) Ln du nombre de fois où se produit chaque durée entre deux chutes, pour les 3 secteurs étudiés (1- île de la Réunion, 2 – Bourgogne-Franche Comté, 3 - Auvergne). Une régression linéaire est réalisée sur ces données, et sont affichés les valeurs du coefficient de corrélation et la p-value associée. Ln = Logarithme Népérien.....	91
Figure 35. D'après Durville (2004). Représentation graphique des différentes stratégies de fermeture de la RN1 sur l'île de la Réunion - Chaque point correspond à une stratégie définie par un seuil de pluie S (5- 10 – 15 - ... mm/jour) et une durée de fermeture D (indiquée dans la légende : 72, 48 et 96 heures).....	95
Figure 36. Identification des traces de rupture fraîches (en jaune), localisant les ponts rocheux avant l'éboulement sur le site du Chamousset, dans le Vercors (d'après Levy, 2011).....	101
Figure 37. Schéma du joint séparant le bloc instable du plan incliné. Identification des ponts rocheux et des zones de fracture ouverte (d'après Frayssines, 2005).	102
Figure 38. Le site du Chamousset (Vercors, France) avant éboulement (a) et après éboulement (b), d'après Levy (2011).....	103
Figure 39. Cas réels de glissements plans avec des pentes inférieures et supérieures à 50°.	103
Figure 40. Géométrie des modèles 1 et 2 (coupes verticales). Le point A correspond à l'extrémité inférieure du joint séparant le bloc du plan, et le point B à son extrémité supérieure.	104
Figure 41. Représentation des données dans UDEC.	105
Figure 42. Maillage et conditions aux limites de nos modèles.	106
Figure 43. Contraintes normale et tangentielle (en kPa) pour chaque contact, défini comme un pont rocheux le long du joint. Les contraintes normales positives correspondent à la compression, et les contraintes normales négatives à la traction. Le point A correspond à l'extrémité inférieure du joint, le point B à son extrémité supérieure.....	109
Figure 44. Travail des forces sur un plan incliné.....	111
Figure 45. Représentation des vecteurs contraintes le long du joint pour le modèle 1 et le modèle 2. En bleu sont présentés les vecteurs dont la contrainte normale est positive (compression) et en rouge les vecteurs dont la contrainte normale est négative (traction).	112
Figure 46. Répartition des contraintes normale et tangentielle pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. Les différentes étapes représentent l'introduction de ZFO, jusqu'à la non-convergence du modèle.....	114
Figure 47. Variation de la contrainte tangentielle entre deux étapes successives de modélisations le long du joint pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2.....	116
Figure 48. Propagation de la rupture des ponts rocheux pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. L'introduction des ZFO s'effectue dans la partie haute du joint (courbe bleue) ou dans la partie basse du joint (courbe orange).	118
Figure 49. Propagation de la rupture pour les modèles 1 et 2 dans le cas de tirages aléatoires de la position des ZFO.....	119

Figure 50. Déplacement du point C (en mètre) en fonction de la proportion du joint pour lequel les contacts sont considérés comme des ZSC pour (a) le modèle 1 et (b) le modèle 2. La zone de transition présentée ici correspond à la zone de transition mise en évidence §4.1.	120
Figure 51. Déplacement du point C dans le cas du modèle 1 avec une densité de maillage de 0,1 mètre aux abords du joint, et pour un maillage 2 fois plus fin (densité de maillage de 0,05 mètres).	121
Figure 52. Position en y des points A, B et de leur milieu pour les modèles 1 et 2.....	122
Figure 53. Nombre de contacts en rupture en fonction de la position moyenne en y des ZFO pour (a) le modèle 1 – 14 contacts sont en ZFO et (b) le modèle 2 – 36 contacts sont en ZFO.	123
Figure 54. Schématisation de la position critique des ZFO pour le modèle 1 (a) et modèle 2 (b). La situation 1 correspond à des ZFO localisés en partie haute du joint, et inversement dans la situation 2, les ZFO sont localisés dans la partie basse du joint.....	123
Figure 55. Répartition des contraintes normales et tangentiels dans le plan de Mohr pour le modèle 5. Les différentes étapes représentent à chaque fois l'introduction 10% de ZFO, jusqu'à la non convergence du modèle.....	126
Figure 56. Répartition des contraintes normales et tangentiels dans le plan de Mohr pour les modèles 1, 6 et 7 (pente de 80°) et les modèles 2, 8 et 9 (pente de 40°).....	128
Figure 57 Répartition des contraintes normale et tangentielle pour (a) le modèle 1 dans le cas où 3 types de contacts sont considérés et (b) le modèle 1 dans le cas où les contacts définis comme PRR sont modifiés automatiquement en ZFO.....	130

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Classification de Varnes (1984) – traduction de Pollet (2004)	11
Tableau 2. Classification des facteurs de prédisposition, préparatoires et déclencheurs des instabilités de pente (d'après (Gunzburger, 2004)).	16
Tableau 3. Pondération des divers facteurs pris en compte pour qualifier la probabilité de rupture dans la méthode Matterok (Baillifard et al., 2001).	20
Tableau 4. Echelle qualitative de la probabilité d'occurrence (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).	46
Tableau 5. Echelle temporelle proposée (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).	46
Tableau 6. Matrice d'évaluation « probabilité/délai » (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).	46
Tableau 7. Intensité du phénomène pour la méthode LPC (d'après le guide du Laboratoire des ponts et chaussées, 2004).	47
Tableau 8. Echelle qualitative de la prédisposition à l'instabilité.	47
Tableau 9. Matrice « intensité/prédisposition », permettant d'obtenir le niveau d'aléa de départ.	47
Tableau 10. Qualification de la sensibilité au travers de la valeur du SMR.	50
Tableau 11. Qualification de l'activité du massif (d'après Tritsch & Didier, 1996).	50
Tableau 12. Matrice permettant d'obtenir la probabilité d'occurrence (d'après El-Shayeb, 1999).	50
Tableau 13. Intensité du phénomène pour la méthode SMR (d'après El-Shayeb, 1999).	51
Tableau 14. Matrice « intensité/probabilité d'occurrence » permettant d'obtenir le niveau d'aléa de départ (d'après El-Shayeb, 1999).	51
Tableau 15. Tableau de contingence des fréquences observées pour les variables qualitatives X et Y.	55
Tableau 16. Présentation du plan factoriel.	56
Tableau 17. Tableau de variation de l'analyse de la variance.	58
Tableau 18. Résultats des analyses de la variance (tableaux de variation de l'ANOVA) : influence de la méthode, du niveau d'expertise, et de l'interaction entre ces deux facteurs sur le niveau d'aléa de départ final. Les valeurs en gris identifient les influences significatives des facteurs sur l'évaluation du niveau d'aléa de départ.	59
Tableau 19. Moyennes et écarts-types des paramètres utilisés dans la méthode LPC et la méthode SMR. Les valeurs grisées correspondent aux moyennes et écart-types qu'on ne peut pas différencier statistiquement.	62
Tableau 20. Les principales caractéristiques des 3 bases de données.	72

Tableau 21. Présentation des différentes bases de données factices recensant les chutes de blocs.....	81
Tableau 22. Valeurs de corrélations croisées entre la pluie et les événements pour les bases de données virtuelles, pour un délai de 0 jours. Cette valeur est comparée au seuil de significativité (égal à 0,031). C correspond au taux de corrélation entre le niveau de pluie et les chutes de blocs et x à la proportion de jours avec événements. Nous identifions en gras les résultats non significatifs.	82
Tableau 23. Valeurs du coefficient de corrélation R^2 et de la p-value de la droite de régression linéaire obtenue avec la nouvelle méthode pour l'étude de la corrélation entre les pluies suivant la répartition de celles de la Réunion et les bases de données virtuelles qui en découlent. La valeur a correspond au coefficient directeur de la droite des moindres carrés. C correspond au taux de corrélation et x à la proportion de jour avec événements. Nous identifions en grisé les résultats non significatifs.	83
Tableau 24. Valeurs du coefficient de corrélation R^2 et de la p-valeur de la droite de régression linéaire obtenue avec la nouvelle méthode pour l'étude de la corrélation entre les pluies suivant la répartition de celles de la région Bourgogne-Franche Comté et les bases de données virtuelles qui en découlent. La valeur a correspond au coefficient directeur de la droite. C correspond au taux de corrélation et x à la proportion de jour avec événements. Nous identifions en gras les résultats non significatifs.....	84
Tableau 25. Résultats obtenus avec la nouvelle méthode pour les bases de données de la Réunion, de la région Bourgogne-Franche Comté et celle d'Auvergne. Nous présentons le maximum de corrélation obtenu (meilleur R^2 et meilleure p-value).....	87
Tableau 26. Comparaison des résultats obtenus avec une analyse qualitative, la corrélation croisée et la nouvelle méthode proposée. Les croix dans le tableau présentent les corrélations détectées. Concernant l'analyse qualitative, nous considérons que la comparaison peut être faite, même si l'étude est réalisée sur une moyenne mobile sur 30 jours.	88
Tableau 27. Probabilité de chute d'au moins un événement pour différents intervalles P_i , pour l'île de la Réunion et les régions de Bourgogne et d'Auvergne.....	89
Tableau 28. Valeurs de la p-value, du coefficient de corrélation R^2 et du coefficient directeur de la droite basée sur le processus de Poisson. Nous testons l'écart entre deux chutes, et différents cas sont évalués, en fonction de la corrélation ou non des événements avec les données météorologiques.....	92
Tableau 29. Caractéristiques physique et mécaniques de la matrice rocheuse	107
Tableau 30. Récapitulatif des caractéristiques mécaniques le long du joint séparant le bloc et le plan incliné.	108
Tableau 31. Valeurs théoriques et numériques des contraintes normales et tangentielles moyennes le long du joint.	111
Tableau 32. Proportion de contacts considérés comme des ZFO et altitude moyenne et écart type associé de ces ZFO au moment de la non convergence du modèle, pour le modèle 1 et 2.	124

Tableau 33. Caractéristiques mécaniques des ponts rocheux pour les modèles utilisées lors de l'étude de la résistance en traction. La pente du massif dans les modèles est toujours égale à 80°.....	125
Tableau 34. Caractéristiques mécaniques des blocs pour les modèles 1, 2, 6, 7	127

ANNEXES

ANNEXE 1. ARTICLE ASSOCIE A LA PARTIE 2 DU MANUSCRIT : « IMPACT OF EXPERTISE ON ROCK FALL ASSESSMENT – AN ORIGINAL STUDY »	155
ANNEXE 2. FICHE EXPERIMENTALE PROPOSEE AUX 3 POPULATIONS AFIN D’EVALUER LE NIVEAU D’ALEA DE DEPART <i>A PRIORI</i> ET PAR LES METHODES LPC ET SMR	161
ANNEXE 3. ANALYSES STATISTIQUES.....	167
1- TEST D’INDEPENDANCE.....	168
2 -TEST SUR LES MOYENNES.....	172
ANNEXE 4. ARTICLE ASSOCIE AU CHAPITRE 5 DU MANUSCRIT : « STATISTICAL CORRELATION BETWEEN METEOROLOGICAL AND ROCKFALL DATABASES »	175
ANNEXE 5. APPROCHE PAR FREQUENCE RELATIVE DES PARAMETRES METEOROLOGIQUES – PROGRAMME MATHEMATICA DEVELOPPE	189
ANNEXE 6. REPARTITION DES CONTRAINTES NORMALE ET TANGENTIELLE POUR DES PONTS ROCHEUX AYANT LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU CALCAIRE.....	193
ANNEXE 7. FICHIER DE COMMANDE UDEC : PROTOCOLE DE PERTURBATION DE LA STABILITE DU BLOC.....	197

**ANNEXE 1. ARTICLE ASSOCIE A LA PARTIE 2 DU MANUSCRIT :
« IMPACT OF EXPERTISE ON ROCK FALL ASSESSMENT – AN
ORIGINAL STUDY »**

Impact of expertise on rock fall assessment – An original study

A. Delonca, T. Verdel & Y. Gunzburger

Université de Lorraine, GeoRessources, Nancy, France

ABSTRACT: The mapping assessment of rock fall probability is mostly based on qualitative observations. For this reason, expertise is of great importance in determining to which hazard class a sub-area belongs. Consequently, the resulting hazard map may depend on the person in charge of the field study. We present an experiment that was realized in order to evaluate the importance of subjective assessment: three populations, with different level of expertise (students in geosciences, researchers in geosciences and confirmed experts) have been asked to assess rock fall hazard on a test site divided in three different sectors. Their first assessment of the probability of a rock fall was given without using any method. Then, they used the “Laboratoire des Ponts et Chaussées” (LPC) method, which is a qualitative method frequently used in France and the “Slope Mass Rating” (SMR) method which is a more quantitative approach, resulting from the classifications of rock masses. An analysis of results variance shows that there is a significant influence of the method used on the assessment of rock fall probability, but a non-significant influence of the expertise level of the population. The SMR method seems highly sensitive to the presumed instable volume and exhibits an important dispersion on the results. To the contrary, with the LPC qualitative method, the results are similar.

1 INTRODUCTION

Rock fall instabilities are a major risk for population, human activities and infrastructure (Bell & Glade 2004, Moreiras 2006). It is thus necessary to evaluate the level of rock fall hazard and propose hazard maps in order to manage risk in urban areas. Construction in some high hazard areas is excluded, or requires geotechnical engineering assessment of slope stability (Fell et al. 2008). In some parts of the world, landslide hazard and risk maps are introduced across the country. They provide different hazard classes as for example the PPR (“Plans de Prévention des Risques Naturels Prévisibles”) in France (Laboratoire des Ponts et Chaussées 1999) and the “Cartes de Dangers” in Switzerland (Leroi et al. 2005). This evaluation will also allow to establish a monitoring system of rock mass movement or a suitable protection. It must be as accurate as possible (not underestimated neither overestimated) and reproducible.

Rock fall hazard can be defined as the probability that a specific location at the toe of a studied slope is reached by a rock fall of a given intensity (Jaboyedoff et al. 2001). What ever is the intensity of the expected rock fall, the previous probability can be divided in two terms as (Hantz 2011): the probability of detachment (or probability of failure) and the propagation probability.

Various methods exist to simulate the trajectory of rock mass after rupture and assess the propagation probability (Dorren 2003). However, in the present state of knowledge, there is no fully reliable method to estimate the probability of failure (Hantz 2007). Some

of the existing methods are quantitative and based on historical inventory (Dussauge-Peisser et al. 2002, Hungr et al. 1999, Luckman 1976). However, most of the time, such an inventory is not available, and qualitative assessment methods are thus used, mainly based on expert judgment (Hantz et al. 2003, Jaboyedoff et al. 2001, Laboratoire des Ponts et Chaussées 2004). These methods are based on the qualitative study of two different kinds of parameters: internal parameters (IP), which are intrinsic features of the slopes (e.g. the geology of the site, the mechanical properties of rock and soil or the fracturing), and external factors (EF) (e.g. water circulation or human activities, Volkwein et al. 2011). They allow the instable volume and the occurrence probability of rock fall to be defined. Consequently, experts have a key role in hazard assessment.

The present paper presents an experiment developed to evaluate the influence of subjective judgments in the process of expertise in rock fall assessment. This experiment is based on the comparison of the results obtained after evaluation of the hazard level on a test-site by three populations having different levels of expertise. Two different methods for rock fall assessment are tested. Results are presented and discussed in a second part.

2 EXPERIMENTAL PROTOCOL

2.1 Selection of the test site

The experiment was realized on a cliff situated in Liverdun (close to Nancy, France), that has been

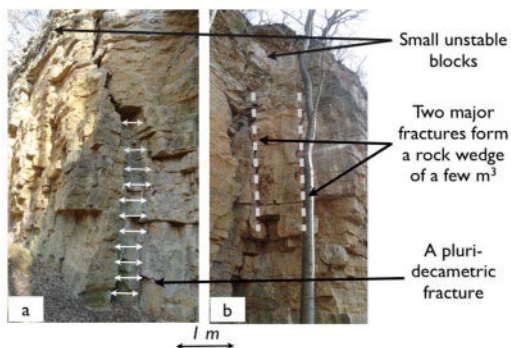


Figure 1. Sector 1 (a) and sector 2 (b) and their mean characteristics.

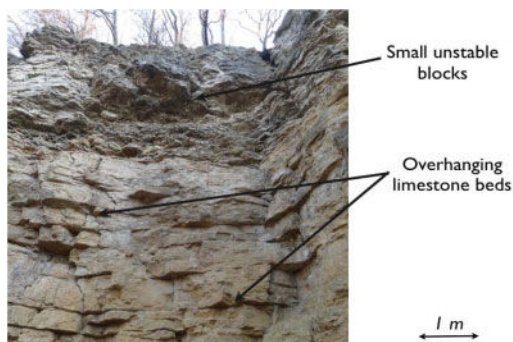


Figure 2. Sector 3 and its mean characteristics.

previously classified as presenting a high level rock fall hazard (Moiriat et al. 2008). The site is a 50-meters cliff of Jurassic limestone. It is made up by massive blocks in the base, and small blocks in the upper part.

Three sectors were identified:

- Sector 1 presents a massive wall with well-defined stratification beds. A pluri-decametric fracture isolates a rock panel of several hundred of m^3 . On the top, small unstable blocks can be noticed (Figure 1).
- On sector 2, two major fractures form a rock wedge of a few m^3 . Small unstable blocks are present in the upper part (Fig. 1).
- On sector 3, limestone beds are overhanging and some blocks at the top are unstable (Figure 2).

2.2 Population

Three populations were defined:

- 25 first year master students in geosciences who were confronted to a risk assessment study for the first time. These students may be later asked for making hazard or risk maps, in internships for e.g.
- 10 researchers in geosciences who work in risk assessment field. This population is not accustomed to regular rock fall assessment studies
- 6 confirmed experts who benefit from a long experience in field rock fall hazard and risk study.

Table 1. Assessment of the probability of failure with the LPC method.

Predisposition intensity	Very low	Low	Medium	High	Very high
$<0.001 \text{ m}^3$	L	L	L	M	M
$0.001 \text{ to } 0.01 \text{ m}^3$	L	L	M	M	H
$0.01 \text{ to } 1 \text{ m}^3$	L	M	M	H	H
$1 \text{ to } 100 \text{ m}^3$	M	M	H	H	H
$>100 \text{ m}^3$	M	H	H	H	H

L : Low – M : Moderate – H : High

The comparison of the rock fall hazard evaluation obtained by each population will highlight the influence of the level of expertise on rock fall hazard assessment.

2.3 Methods used in the rock fall assessment

At first, an “a-priori” hazard level was asked to each population, without making use of any method. Then two rock fall assessment methods were used: the “Laboratoire des Ponts et Chaussées” (LPC) method which is a qualitative method frequently used in France and the “Slope Mass Rating” (SMR) method which relies on a more quantitative approach.

2.3.1 LPC method

The LPC method is detailed in Laboratoire des Ponts et Chaussées (2004). It proposes three main steps:

- Localize and identify potential instabilities using the following parameters:
 - Nature of the studied blocks:
 - Description of the instable rock mass;
 - Lithology;
 - Hydraulic and hydrologic data;
 - Geometrical parameters: geometry and dimensions of the potentially instable compartment;
 - Geomechanical parameters of discontinuities: frequency, roughness, discontinuities aperture, filling, orientation of critical discontinuities. . .
 - Triggering factors: interstitial water, rainfall, high temperature variation, freeze-thaw cycles, vegetation. . .

This step helps to determine the unstable volume and the mechanism of failure.

- Define of the failure probability. The study of the previously parameters helps determining potentially instable volumes. For each of these, a temporal probability (annual frequency or return period) and an occurrence probability is associated. The combination of these two data gives a level of the predisposition at the instability, which, coupled with the corresponding volume, determines the probability of failure (Table 1).
- The next step would be to determine the probability of propagation, but this step was not considered in this study, its objective being only to study the probability of failure.

2.3.2 SMR method

The Slope Mass Rating (SMR) index, proposed by Romana (1985), is a geomechanical classification commonly used for the characterization of rock slope. It is obtained by:

$$SMR = RMR_b(F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (1)$$

where:

- RMR_b is the basic RMR index resulting from Bieniawski's rock mass classification without any correction (Bieniawski 1989). The later is obtained by adding rating values for five parameters: (i) strength of intact rock; (ii) RQD; (iii) spacing of discontinuities; (iv) condition of discontinuities; and (v) water inflow through discontinuities and/or pore pressure ratio;
- F_1 depends on the parallelism between joint azimuth and slope face strike. It ranges from 0.15 to 1.00 according to the relationship: $F_1 = (1 + \sin(A))^2$ where A denotes the angle between the strike of slope face and that of the joints;
- F_2 refers to joint dip angle. For a plane sliding mechanism, its value varies from 1.00 to 0.15, according to the relationship: $F_2 = \tan(B_j)^2$ where B_j denotes the joint dip angle. For a toppling mode of failure, F_2 is equal to 1.00;
- F_3 reflects the relationship between slope and joints dips. This parameter retains the Bieniawski adjustment factors that vary from 0 to -60 points and expresses the probability of discontinuity outcropping on the slope face for planar and wedge failure;
- F_4 is an adjustment factor for taking into account the method of excavation (natural slope, presplitting, smooth blasting, blasting or mechanical and deficient blasting). Its value varies from -8 to 15, and it is fixed empirically.

The SMR calculation leads to five stability classes (Romana 1985). Then, based on the work of El-Shayeb (1999), a level of the site activity is evaluated. There are four different levels of activity corresponding to:

- (i) Dormant: morphological traces are faded, and there is no alteration of rock mass;
- (ii) Inactive: morphological traces are evolved, and there is superficial alteration;
- (iii) Low active: recent morphological traces, and the rock mass are altered;
- (iv) Active: numerous morphological traces, and the rock mass are profoundly altered.

The combination of the SMR classes and the site activity provides a level of occurrence probability (Table 2), which in turn is coupled to the volume of unstable masses to obtain the hazard level (Table 3).

2.4 Tools for the statistical treatment

Each individual evaluated three levels of rock fall hazard: "a-priori" assessment, assessment with the LPC method and with the SMR method. After a first

Table 2. Assessment of the occurrence probability with the SMR method.

SMR Activity	VF	F	M	U	VU
Dormant	VL	L	L	M	M
Inactive	L	L	M	M	H
Low active	L	M	M	H	H
Active	M	M	H	H	H

SMR : VF : Very Favorable – F : Favorable – M : Moderate
U : Unfavorable – VU : Very Unfavorable
VL : Very Low – L : Low – M : Moderate – H : High

Table 3. Assessment of the probability of failure with the SMR method.

Occurrence probability Intensity	Very low	Low	Medium	High
<0.01 m ³	VL	L	L	M
0.01 to 1 m ³	L	L	M	M
1 to 10 m ³	L	M	M	H
> 10 m ³	M	M	H	H

VL : Very Low – L : Low – M : Moderate – H : High

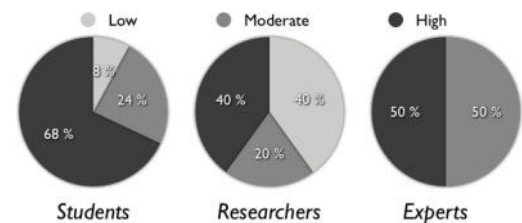


Figure 3. Rock fall hazard level with the "a-priori" assessment – Sector 2.

statistical treatment in order to compare the results, they were analyzed using the analysis of variance (ANOVA) method (Scheffé 1959) in order to assess the influence of the level of expertise, and the method on the final hazard level.

3 RESULTS

3.1 First statistical treatment

For this part, the results are only presented for the sector 2, which is a good representation of the global results.

The first statistical treatment shows that:

- With an "a-priori" assessment, there is a wide dispersion in the results, in particular for the students and the researchers (Fig. 3);
- With the LPC method, the results are similar regardless the population groups; Experts give a lower

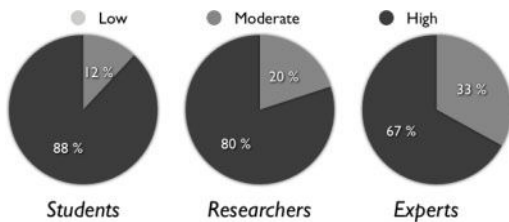


Figure 4. Rock fall hazard level with the LCP method – Sector 2.

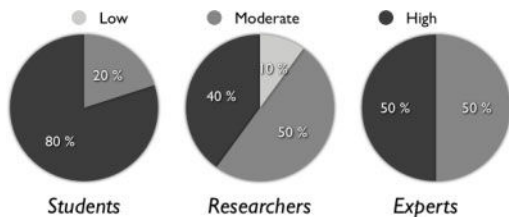


Figure 5. Rock fall hazard level with the LCP method – Sector 2.

level of rock fall hazard. A decrease of the proportion of high rock fall hazard level is observed, parallel to the increase of the level of expertise (Fig. 4).

For comparison, random sampling was conducted using the LPC matrix (predisposition – intensity). The five levels of predisposition and intensity have been quantified from 1 to 5. Then, 100 000 random values were generated for these two parameters. It gave the following results: 24% of low rock fall hazard level, 36% of moderate rock fall hazard level and 40% of high rock fall hazard level;

- With the SMR method, the results exhibit a wide dispersion too. The mean hazard level is lower than with the LPC method (Fig. 5).

For comparison, random sampling conducted using the SMR matrix (Occurrence probability – Intensity) gave the following results: 24% of low rock fall hazard level, 51% of moderate rock fall hazard level and 25% of high rock fall hazard level.

3.2 Analysis of the variance (ANOVA)

In order to use the analysis of variance (ANOVA) method, the three hazard levels of rock fall have been transformed into a quantitative variable: low hazard level has been coded to '1', moderate level to '2' and high level to '3', seeing that it reflects the increase of the hazard in a familiar and convenient way. Therefore, several quantification methods have been tested which did not change the following conclusions.

Reminding that the influence of a factor is considered as significant when the probability to exceed the F-value is lower than 5%, the ANOVA method shows the significant influence of the factor "method", and

Table 4. Results of ANOVA: influence of the level of expertise and the choice of the method on the level of rock fall hazard – Sector 1.

	DF	Sum of Squares	Mean square	F value	Prob(X > F)
Method	2	7.317	3.66	8.52	0.00036
Expertise	2	2.645	1.32	3.08	0.0499
Method-Expertise	4	0.946	0.24	0.55	0.699
Residuals	114	47.684	0.43		
TOTAL	122	58.592	5.65		

Table 5. Results of ANOVA: influence of the level of expertise and the choice of the method on the level of rock fall hazard – Sector 2.

	DF	Sum of Squares	Mean square	F value	Prob(X > F)
Method	2	5.463	2.73	8.62	0.00033
Expertise	2	1.174	0.59	1.85	0.161
Method-Expertise	4	1.834	0.46	1.45	0.223
Residuals	114	36.113	0.32		
TOTAL	122	44.584	5.1		

Table 6. Results of ANOVA: influence of the level of expertise and the choice of the method on the level of rock fall hazard – Sector 3.

	DF	Sum of Squares	Mean square	F value	Prob(X > F)
Method	2	6.455	3.23	12.11	1.70e-5
Expertise	2	1.694	0.85	3.18	0.0455
Method-Expertise	4	2.204	0.55	2.07	0.0875
Residuals	114	30.395	0.27		
TOTAL	122	40.748	4.9		

the non-significant influence of the factor "expertise" nor the interaction between these 2 factors, on the level of rock fall hazard assesses (Table 4, Table 5 & Table 6).

4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

During the experiment, three methods were tested: (i) the "a-priori" assessment, (ii) the use of the LPC method and (iii) the use of SMR method. This order allowed each participant to assess the rock fall hazard with their own experience at first, then with a qualitative method (LPC method) then with a quantitative method (SMR method).

The results show dispersion in the hazard level for the “a-priori” assessment, especially for the students and researchers, explained by their non-experience in this type of exercise. The guidance in LPC method helps the user to identify the blocks mass potentially mobilisable, its intensity and helps to reflect on its probability occurrence. Consequently, this method seems applicable for all the populations. Note that the experts give a lower overall level than the two other populations, which suggests that the experts do not overestimate the final hazard level. This remark deserves to be validated by further work.

SMR method shows similar results to those obtained by the LPC method for students. However, for the researcher and expert populations, the dispersion in the results is important. The choice of the joint family and the volume of the potentially unstable rock mass can explain it.

REFERENCES

- Bell, R. & Glade, T., 2004. Multi-hazard Analysis in Natural Risk Assessment, in: *International Conference on Computer Simulation in Risk Analysis and Hazard Mitigation*, edited by: Brebbia, C. A.: WIT Press, 26–29 September, Rhodes (GR), 197–206.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley and Sons Inc.
- Dorren, L.K., 2003. A review of rockfall mechanics and modelling approaches. *Progress in Physical Geography*, 27(1), pp. 69–87.
- Dussauge-Peisser et al. 2002. Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards And Earth System Science*, 2(1/2), pp. 15–26.
- El-Shayeb, Y. 1999. *Apport à la logique floue à l'évaluation de l'aléa "Mouvement de Terrain des sites géotechniques": propositions pour une méthodologie générale*. Ecole des mines de Nancy: Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Fell, R. et al. 2008. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. *Engineering Geology*, 102(3-4), pp. 85–98.
- Hantz, D. 2007. *Contribution à l'évolution de l'aléa éboulement rocheux – Approche multidisciplinaire et multiéchelles*. Mém. De Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches, Université Joseph Fourier, Grenoble 1, 79 p.
- Hantz, D. 2011. Quantitative assessment of diffuse rock fall hazard along a cliff foot. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11(5), pp. 1303–1309.
- Hantz, D., Vengeon, J.M. & Dussauge-Peisser, C. 2003. An historical, geomechanical and probabilistic approach to rock-fall hazard assessment. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3(6), pp. 693–701.
- Hungr, O., Evans, S.G. & Hazzard, J. 1999. Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(2), pp. 224–238.
- Jaboyedoff, M. et al. 2001. *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises?: confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin*, Suisse: Programme INTERREG II.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées, 2004. *Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux*, Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1999. *Plans de prévention des risques naturels (PPR) – Risques de mouvements de terrain*, Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Leroi, E. et al. 2005. Risk assessment and management. *Landslide risk management*, pp. 159–198.
- Luckman, B.H. 1976. Rockfalls and rockfall inventory data: Some observations from surprise valley, Jasper National Park, Canada. *Earth Surface Processes*, 1(3), pp. 287–298.
- Moiriat, D., Colin, S. & Dufrenoy, R. 2008. *Aléa chute de blocs sur le territoire de Meurthe et Moselle (54) – Etat des connaissances et cartographie au 1/50000*, BRGM.
- Moreiras, S.M. 2006. Frequency of debris flows and rock-fall along the Mendoza river valley (Central Andes), Argentina: Associated risk and future scenario. *Quaternary International*, 158(1), pp. 110–121.
- Romana, M. 1985. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In *Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works*. Zacatecas: International Society of Rock Mechanics, pp. 49–53.
- Scheffé, H. 1959. *The Analysis of Variance*, John Wiley & Sons.
- Volkwein, A. et al. 2011. Rockfall characterisation and structural protection—a review. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11.

**ANNEXE 2. FICHE EXPERIMENTALE PROPOSEE AUX 3
POPULATIONS AFIN D'EVALUER LE NIVEAU D'ALEA DE DEPART A
PRIORI ET PAR LES METHODES LPC ET SMR**

N.B : Le niveau d'influence de chaque facteur sur la stabilité s'évalue sur une échelle de 1 (stable) à 4 (instable) comme le montre l'exemple. De plus les discontinuités prisent en compte correspondent aux discontinuités critiques.

Méthode LCPC (2/2)

Vous évaluez la probabilité de rupture pour le ou les blocs que vous jugerez le(s) plus défavorable(s).

Prédisposition de chute d'un bloc ou ensemble de blocs :

Cochez la case correspondante à la probabilité d'occurrence du site, en fonction des observations faites précédemment.

Prédisposition	Echelle	Cochez
Très élevée (te)	La rupture du ou des bloc(s) va avoir lieu. Qu'elle n'ait pas lieu serait exceptionnel	
Elevée (e)	La rupture du ou des bloc(s) est plus envisageable que sa stabilité	
Modérée (m)	La rupture du ou des bloc(s) est équivalente à sa stabilité	
Faible (f)	La stabilité du ou des bloc(s) est plus envisageable que sa rupture	
Très faible (tf)	La stabilité du ou des bloc(s) est normale. Une rupture serait exceptionnelle	

Intensité du phénomène :

Volume mobilisable	Qualification de l'intensité	Cochez
< 0.001 m³	Très faible	
0.001 à 0.01 m³	Faible	
0.01 à 1 m³	Moyenne	
1 à 100 m³	Elevée	
> 100 m³	Très élevée	

Matrice d'évaluation "Prédisposition-Intensité" par la méthode LCPC :

En croisant ces probabilités, cochez la case correspondant à votre évaluation du site suivant la méthode LCPC.

Intensité Prédisposition	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Très faible	F	F	F	M	M
Faible	F	F	M	M	E
Modérée	F	M	M	E	E
Elevée	M	M	E	E	E
Très élevée	M	E	E	E	E

F	Aléa Faible
M	Aléa Moyen
E	Aléa élevé

Méthode SMR (1/2)

La méthode SMR (Slope Mass Rating) s’appuie sur le principe de classification RMR (Rock Mass Rating) et est définie par la formule suivante :
SMR = RMR + (F1.F2.F3) + F4

Le RMR est calculé comme suit :
Cochez la case correspondante dans la dernière colonne, et faites le total en sommant les indices de chaque paramètre.

Valeur du rebondissement au scléromètre	Résistance à la compression simple	Indice	Cochez
 -	> 250 Mpa	15	
-	100-250 Mpa	12	
> 51	50-100 Mpa	7	
34-51	25-50 Mpa	4	
20-34	5-25 Mpa	2	
-	1-5 Mpa	1	
-	< 1 Mpa	0	
Espacement moyen des discontinuités	RQD (qualité de la roche)		
> 2 m	90% - 100% (excellente)	40	
0,6 - 2 m		35	
200 - 600 mm	75% - 90% (bonne)	27	
105 mm - 200 mm		25	
60 mm - 105 mm	50% - 75% (moyenne)	21	
30 mm - 60 mm	25% - 50% (faible)	13	
< 30 mm	< 25% (très faible)	8	
Condition des joints (qualité des discontinuités)			
Surfaces très rugueuses, discontinues. Epontes non altérées.		30	
Surfaces légèrement rugeuses, ouverture < 1 mm. Epontes légèrement altérées.		25	
Surfaces légèrement rugeuses, ouverture < 1 mm. Epontes fortement altérées.		20	
Surfaces ondulées, ouvertures 1-5 mm.		10	
Ouvertures > 5 mm.		0	
Eaux souterraines			
Complètement sec		15	
Humide		10	
Mouillé		7	
Venues par gouttes		4	
Venues à flots		0	
Total			

Les facteurs F1, F2, F3 et F4 sont à définir pour le calcul du SMR. Voici leurs significations et la valeur de leurs indices.
De la même manière que précédemment, cochez la case correspondante dans la dernière colonne.

F1 : Mesure la différence d'azimut entre le talus et les discontinuités critiques (VALEUR ABSOLUE) (αj - αs)	Indice	Cochez
> 30°	0,15	
30°-20°	0,4	
20°-10°	0,7	
10°-5°	0,85	
> 5°	1	
F2 : Pendage des discontinuités critiques (βj)		
< 20°	0,15	
20°-30°	0,4	
30°-35°	0,7	
35°-45°	0,85	
> 45°	1	

F3 : Mesure la différence d'angle entre le pendage des discontinuités et celui de la pente (βj - βs)	Indice	Cochez
> 10°	0	
[0°, 10°]	-6	
0°	-25	
[-10°, 0°]	-50	
< -10°	-60	
F4 : Type de talus		
Naturel	+15	
Prédécoupé	+10	
Dynamitage doux	+8	
Dynamitage ou pelle mécanique	0	
Artificiel	-8	

Avec αs : azimut de la pente, αj : azimut des discontinuités critiques, βs : le pendage de la pente et βj : le pendage des discontinuités critiques.

Valeur de αs :
αj :
βs :
βj :

Connaissant la formule du SMR (SMR = RMR + (F1.F2.F3)+F4), notez la valeur que vous avez calculée : _____

Méthode SMR (2/2)

La valeur du SMR permet de définir la sensibilité du site, qui caractérise l’instabilité potentielle du site d’un point de vue géomécanique (cf. Tableau 1). Les tableaux 2 et 3 décrivent respectivement la qualification de l’intensité du phénomène et de l’activité, dont vous aurez besoin pour définir le niveau d’aléa. Cochez la case correspondant à la situation sur site.

Tableau 1. Qualification de la sensibilité

Valeur du SMR	Qualification de la sensibilité	Cochez
0-20	Très défavorable à la stabilité du site	☐
21-40	Défavorable à la stabilité du site	☐
41-60	Moyennement favorable à la stabilité du site	☐
61-80	Favorable à la stabilité du site	☐
81-100	Très favorable à la stabilité du site	☐

Tableau 2. Qualification de l'intensité du phénomène

Volume mobilisable	Qualification de l'intensité	Cochez
$< 10^{-3} \text{ m}^3$	Chutes de pierres	☐
$10^{-3} - 1 \text{ m}^3$	Chutes de blocs	☐
$> 1 \text{ m}^3$	Eboulements	☐
$> 10 \text{ m}^3$	Eboulements majeurs	☐

Tableau 3. Qualification de l'activité

Principaux indices d'activité	Qualification du massif	Cochez
Traces morphologiques estompées, Pas d’altération du massif, Pas de fractures mécaniques.	Dormant	☐
Traces morphologiques évoluées, Altération superficielle, Fractures mécaniques anciennes.	Inactif ou peu actif	☐
Traces morphologiques fraîches, Altération profonde, Fractures mécaniques développées.	Frais	☐
Traces morphologiques, Altération active, Fractures mécaniques ouvertes et évolutives.	Actif	☐

Compte tenu de vos résultats, nous vous demandons d’évaluer la probabilité d’occurrence dans un premier temps, puis l’aléa « éboulement rocheux ».
La matrice "probabilité d'occurrence du phénomène" permet de pondérer la sensibilité du massif avec les indices d'activité du massif.

Probabilité d'occurrence du phénomène :

Massif \ "Sensibilité" (SMR)					
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Dormant	Négligeable	Faible	Faible	Moyenne	Moyenne
Inactif ou peu actif	Faible	Faible	Moyenne	Moyenne	Forte
Frais	Faible	Moyenne	Moyenne	Forte	Forte
Actif	Moyenne	Moyenne	Forte	Forte	Forte

Probabilité d'occurrence du phénomène :	
Négligeable	☐
Faible	☐
Moyenne	☐
Forte	☐

N.B : Les cases grisées correspondent à des cas très peu probables.

Calcul de l'aléa "éboulement rocheux" :

En croisant la probabilité d'occurrence du phénomène avec l'intensité, cochez la case correspondant à votre évaluation du site suivant la méthode SMR.

Intensité \ Probabilité d'occurrence	Négligeable	Faible	Moyenne	Forte
	Négligeable	F	F	M
Chutes de pierre	Négligeable	F	F	M
Chute de blocs	F	F	M	M
Eboulements	F	M	M	E
Eboulements majeurs	M	M	E	E

F	Aléa Faible	☐
M	Aléa Moyen	☐
E	Aléa élevé	☐

Comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes :

Résultats identiques ☐ Résultats différents ☐

ANNEXE 3. ANALYSES STATISTIQUES

(1) Test d'indépendance

(2) Test sur les moyennes

1- TEST D'INDEPENDANCE

Ce test s'applique lorsque l'on souhaite démontrer l'indépendance ou la dépendance de deux variables. Nous appliquons ce test pour étudier l'indépendance entre (1) le niveau d'expertise et le niveau d'aléa, et (2) la méthode choisie et le niveau d'aléa.

Hypothèse initiale (hypothèse H0) : le niveau d'expertise (ou de la méthode choisie) a une influence sur le niveau d'aléa.

Hypothèse alternative (H1) : le niveau d'aléa évalué ne dépend pas du niveau d'expertise (ou de la méthode choisie).

(1) Indépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa, pour les 3 secteurs

Secteur 1

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	6	55	53	114
Chercheurs	7	14	9	30
Experts	7	11	6	24
TOTAL	20	80	68	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	13,57142857	54,28571429	46,14285714	114
Chercheurs	3,571428571	14,28571429	12,14285714	30
Experts	2,857142857	11,42857143	9,714285714	24
TOTAL	20	80	68	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	4,22406015	0,009398496	1,019018134	5,25247678
Chercheurs	3,291428571	0,005714286	0,813445378	4,110588235
Experts	6,007142857	0,016071429	1,420168067	7,443382353
TOTAL	13,52263158	0,031184211	3,252631579	16,80644737

Dans notre cas, l'expérience comporte 4 degrés de liberté. Pour un intervalle de confiance à 95% (alpha 5%), la valeur de khi-carré est égal à 9,49. Si le khi-carré observé est plus grand que le chi-carré théorique, alors on rejette l'hypothèse nulle (H0). **Ici, nous concluons qu'il y a une dépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa pour le secteur 1.**

Secteur 2

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	3	27	85	115
Chercheurs	3	10	16	29
Experts	0	10	14	24
TOTAL	6	47	115	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	4,071428571	31,89285714	78,03571429	115
Chercheurs	1,071428571	8,392857143	20,53571429	29
Experts	0,857142857	6,714285714	16,42857143	24
TOTAL	6	47	115	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	0,281954887	0,750639898	0,621526643	1,654121428
Chercheurs	3,471428571	0,30775076	1,001801242	4,780980574
Experts	0,857142857	1,607902736	0,359006211	2,824051804
TOTAL	4,610526316	2,666293393	1,982334096	9,259153805

Ici, nous concluons qu'il n'y a pas de dépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa pour le secteur 2.

Secteur 3

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	2	47	65	114
Chercheurs	3	15	12	30
Experts	1	11	12	24
TOTAL	6	73	89	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	4,071428571	49,53571429	60,39285714	114
Chercheurs	1,071428571	13,03571429	15,89285714	30
Experts	0,857142857	10,42857143	12,71428571	24
TOTAL	6	73	89	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	1,053884712	0,129802245	0,351461519	1,535148476
Chercheurs	3,471428571	0,295988258	0,9535313	4,72094813
Experts	0,023809524	0,031311155	0,040128411	0,095249089
TOTAL	4,549122807	0,457101658	1,34512123	6,351345695

Ici, nous concluons qu'il n'y a pas de dépendance entre le niveau d'expertise et le niveau d'aléa pour le secteur 3.

(2) Indépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa, pour les 3 secteurs

Secteur 1

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	13	30	13	56
Chercheurs	1	23	32	56
Experts	6	27	23	56
TOTAL	20	80	68	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	6,66666667	26,66666667	22,66666667	56
Chercheurs	6,66666667	26,66666667	22,66666667	56
Experts	6,66666667	26,66666667	22,66666667	56
TOTAL	20	80	68	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	6,01666667	0,41666667	4,12254902	10,55588235
Chercheurs	4,81666667	0,50416667	3,843137255	9,163970588
Experts	0,06666667	0,00416667	0,004901961	0,075735294
TOTAL	10,9	0,925	7,970588235	19,79558824

Ici, nous concluons qu'il y a une dépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa pour le secteur 1.

Secteur 2

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	5	17	34	56
Chercheurs	0	8	48	56
Experts	1	22	33	56
TOTAL	6	47	115	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	2	15,66666667	38,33333333	56
Chercheurs	2	15,66666667	38,33333333	56
Experts	2	15,66666667	38,33333333	56
TOTAL	6	47	115	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	4,5	0,113475177	0,489855072	5,10333025
Chercheurs	2	3,75177305	2,437681159	8,189454209
Experts	0,5	2,560283688	0,742028986	3,802312673
TOTAL	7	6,425531915	3,669565217	17,09509713

Ici, nous concluons qu'il y a une dépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa pour le secteur 2.

Secteur 3

Valeurs observées	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	2	23	31	56
Chercheurs	0	14	42	56
Experts	4	36	16	56
TOTAL	6	73	89	168

Valeurs théoriques	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	2	24,33333333	29,66666667	56
Chercheurs	2	24,33333333	29,66666667	56
Experts	2	24,33333333	29,66666667	56
TOTAL	6	73	89	168

Test du khi deux	Aléa faible	Aléa moyen	Aléa élevé	TOTAL
Etudiants	0	0,073059361	0,059925094	0,132984454
Chercheurs	2	4,388127854	5,127340824	11,51546868
Experts	2	5,593607306	6,29588015	13,88948746
TOTAL	4	10,05479452	11,48314607	25,53794059

Ici, nous concluons qu'il y a une dépendance entre la méthode choisie et le niveau d'aléa pour le secteur 3.

2 -TEST SUR LES MOYENNES

Le test de comparaison des moyennes se réalise en deux étapes :

1. Comparaison des variances ;
2. Comparaison des moyennes.

Nous avons étudié les moyennes :

- des niveaux de prédispositions, codés de 1 (prédisposition à l'instabilité très faible) à 5 (prédisposition à l'instabilité très élevée), utilisés dans la méthode LPC ;
- des niveaux d'intensité, codés de 1 (intensité très faible) à 5 (intensité très élevée), utilisés dans la méthode LPC ;
- des niveaux de sensibilité, codés selon les valeurs de SMR calculées, utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux de qualification du massif, codés de 1 (dormant) à 4 (actif), utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux de probabilité d'occurrence, codés de 1 (probabilité d'occurrence très faible) à 4 (probabilité d'occurrence très élevée), utilisés dans la méthode SMR ;
- des niveaux d'intensité, codés de 1 (intensité très faible) à 5 (intensité très élevée), utilisés dans la méthode SMR.

Le test se réalise 2 à 2, c'est à dire que nous allons comparer les moyennes des niveaux de ces paramètres, proposés par (i) les étudiants et les enseignants, (ii) les étudiants et les experts et (iii) les enseignants et les experts. Pour chaque couple nous vérifions l'égalité des variances, et nous comparons les moyennes.

Dans le tableau des variances, nous présentons la valeur du quotient F, calculé suivant l'équation (18), que nous comparons à la valeur obtenu dans la table de Snedecor. Pour valider l'hypothèse d'égalité des variances avec un risque de 5%, il faut que F soit inférieur à **3,4720** (obtenu dans la table de Snedecor). Si le test d'égalité des variances est vérifié, nous calculons le quotient t suivant l'équation (19), que nous présentons dans le tableau des moyennes. Pour un risque de 5%, si t est compris entre **-2 et 2**, les moyennes ne sont statistiquement pas différenciable (on les considère comme égale). Nous grisons dans les tableaux les valeurs considérées comme égales.

Secteur 1

Variance	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	0,781512605	1,45210084	1,858064516
Intensité (LPC)	1,826086957	2,754782609	1,508571429
Sensibilité (SMR)	1,134892939	1,497356615	1,319381382
Qualification (SMR)	1,32	0,6912	0,523636364
Occurrence (SMR)	1,97260274	1,262465753	0,64
Intensité (SMR)	3	1,208888889	2,481617647

Moyennes	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	0,83436433	-0,494767627	-1,02149372
Intensité (LPC)	0,556365423	3,396912223	1,958098651
Sensibilité (SMR)	1,601863076	2,869773827	1,220757966
Qualification (SMR)	3,81107967	1,56626689	-1,547325478
Occurrence (SMR)	1,385004301	-1,082633052	-1,606040186
Intensité (SMR)	0,112022407	2,516520461	1,386750491

Secteur 2

Variance	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	0,737704918	1,605245902	2,176
Intensité (LPC)	0,733980583	2,236893204	3,047619048
Sensibilité (SMR)	1,826086957	2,754782609	1,508571429
Qualification (SMR)	1,296	1,9584	1,511111111
Occurrence (SMR)	1,355844156	1,196883117	0,882758621
Intensité (SMR)	1,023350254	0,526294416	1,944444444

Moyennes	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	-0,597419343	-1,522279132	-0,971722493
Intensité (LPC)	-0,979481147	0,489775834	1,015615779
Sensibilité (SMR)	0,824264637	0,464288445	-0,188447602
Qualification (SMR)	5,89758134	0,115274122	-3,53375559
Occurrence (SMR)	2,574484437	-0,948319163	-2,472425709
Intensité (SMR)	-1,7367569	0,388559348	1,760374653

Secteur 3

Variance	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	0,192513369	0,440030558	2,285714286
Intensité (LPC)	0,769736842	3,031578947	3,938461538
Sensibilité (SMR)	1,32	0,6912	0,523636364
Qualification (SMR)	1,44	0,822857143	0,571428571
Occurrence (SMR)	2,103896104	1,06864564	0,507936508
Intensité (SMR)	1,826086957	1,431055901	1,276041667

Moyennes	Etudiants-Enseignants	Etudiants-Experts	Enseignants-Experts
Prédisposition (LPC)	0,254113852	0,7056961	0,766477872
Intensité (LPC)	1,637342688	1,459205948	0,226623089
Sensibilité (SMR)	-0,467242281	0,059037719	0,394475375
Qualification (SMR)	4,051601449	1,967367712	-1,534728692
Occurrence (SMR)	3,406030205	0,695080547	-1,850858092
Intensité (SMR)	0,556365423	1,412909539	0,604068696

**ANNEXE 4. ARTICLE ASSOCIE AU CHAPITRE 5 DU MANUSCRIT :
« STATISTICAL CORRELATION BETWEEN METEOROLOGICAL AND
ROCKFALL DATABASES »**



Statistical correlation between meteorological and rockfall databases

A. Delonca, Y. Gunzburger, and T. Verdel

GeoRessources, Université de Lorraine, CNRS – CREGU, Ecole des Mines de Nancy, Campus Artem, CS14234, 54042 Nancy CEDEX, France

Correspondence to: A. Delonca (adeline.delonca@univ-lorraine.fr)

Received: 9 December 2013 – Published in Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.: 10 February 2014

Revised: 25 June 2014 – Accepted: 26 June 2014 – Published:

Abstract. Rockfalls are a major and essentially unpredictable sources of danger, particularly along transportation routes (roads and railways). Thus, the assessment of their probability of occurrence is a major challenge for risk management. From a qualitative perspective, it is known that rockfalls occur mainly during periods of rain, snowmelt, or freeze–thaw. Nevertheless, from a quantitative perspective, these generally assumed correlations between rockfalls and their possible meteorological triggering events are often difficult to identify because (i) rockfalls are too rare for the use of classical statistical analysis techniques and (ii) not all intensities of triggering factors have the same probability. In this study, we propose a new approach for investigating the correlation of rockfalls with rain, freezing periods, and strong temperature variations. This approach is tested on three French rockfall databases, the first of which exhibits a high frequency of rockfalls (approximately 950 events over 11 years), whereas the other two databases are more typical (approximately 140 events over 11 years). These databases come from (1) national highway RN1 on Réunion, (2) a railway in Burgundy, and (3) a railway in Auvergne. Whereas a basic correlation analysis is only able to highlight an already obvious correlation in the case of the “rich” database, the newly suggested method appears to detect correlations even in the “poor” databases. Indeed, the use of this method confirms the positive correlation between rainfall and rockfalls in the Réunion database. This method highlights a correlation between cumulative rainfall and rockfalls in Burgundy, and it detects a correlation between the daily minimum temperature and rockfalls in the Auvergne database. This new approach is easy to use and also serves to determine the conditional

probability of rockfall according to a given meteorological factor. The approach will help to optimize risk management in the studied areas based on their meteorological conditions.

1 Introduction

Rockfall hazard is defined as the probability that a rockfall of a given volume occurs in a given area within a specified time interval (Varnes, 1984). This definition considers three different components of hazard: space, time (rockfall frequency), and the intensity (volume) of the event. Numerous studies on hazard mapping (e.g. Baillifard et al., 2003; Jaboyedoff et al., 2005) and rockfall frequency (e.g. Brunetti et al., 2009; Dussauge et al., 2003) are available in the literature, but little work has been conducted to quantify the influence of meteorological factors on rockfall frequency.

Temporal probability can be estimated through the study of triggering factors, which are external causes that are principally climatic in origin. These factors, which appear only at discrete times, induce changes in the forces acting on rock blocks (Hoek, 2007) and cause the blocks to fall. The most common triggering factors are intense rainfall episodes (André, 1997; Berti et al., 2012; Ilinca, 2008; Rapp, 1960), the freeze and thaw of water-filled fractures (Ilinca, 2008; Matsuoka and Sakai, 1999), and repeated rock surface temperature variations (Frayssines and Hantz, 2006; Gunzburger et al., 2005; Luckman, 1976). Furthermore, seismic activity has been shown to influence rockfall events (Bull et al., 1994; Vidrih et al., 2001; Zellmer, 1987).

Table 1. Principal characteristics of the three databases.

	RN1 on Réunion	Burgundy	Auvergne
Number of events	949	135	142
Number of days with events	529	126	122
Average number of events per day with events	3.51	1.07	1.16
Number of days in the database	4008	4739	4008
Daily rockfall hazard	0.13	0.03	0.03

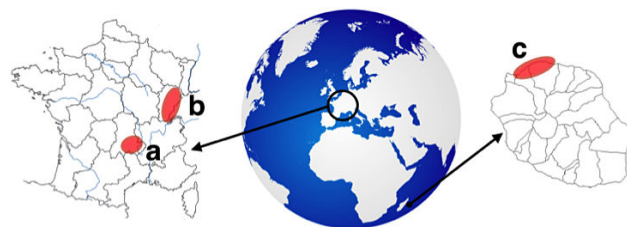
Rockfall inventories can be used to quantify the statistical correlation between rockfall events and their triggering factors (Chau et al., 2003; Helmstetter and Garambois, 2010). However, it is generally difficult to identify such a correlation because (i) rockfalls are too rare for the use of classical statistical analysis techniques and (ii) all intensities of triggering factors do not have the same probability. More precisely, as the occurrence or action of a triggering factor does not necessarily result in a rockfall, it is necessary to distinguish the rockfall probability itself from the frequency of its potential triggering factors.

In this paper, we present a new approach for investigating the correlation of rockfalls with rain, freezing periods, and strong temperature variations. This approach is tested on three French rockfall databases, the first of which exhibits a high rockfall frequency (approximately 950 events over 11 years). The two other databases contain approximately 140 events over 11 years. The three databases came from the following sources: (1) national highway RN1 on Réunion (Indian Ocean), (2) a railway in Burgundy, and (3) a railway in Auvergne, France (Fig. 1 and Table 1). The spatial location and intensity of the events are not studied in this paper; only the number of rockfalls during the period of monitoring is considered. However, the volume range and the mean height of the source rock walls are given for each sector (cf. Part 2).

The standard time series approach (Helmstetter and Garambois, 2010) is able to highlight an already obvious correlation only in the case of the “rich” database. The newly suggested method also appears to detect correlations in the “poor” databases. This approach will help to optimize risk management in the areas considered in terms of the meteorological conditions.

2 Rockfall databases

There is a significant difference between the three databases: for Réunion, 13 % of the days have at least one rockfall (529 days out of 4008 days in the entire database), compared with 3 % for the Auvergne and Burgundy databases. The high frequency of events makes the first database particularly unique. Rockfall databases typically have an event frequency of approximately 3 % (Hungr et al., 1999; Jeannin, 2001; RTM Isère, 1996; Wieczorek et al., 1992).

**Figure 1.** Location of the three sites, corresponding to (a) Auvergne, (b) Burgundy, and (c) Highway RN1 on Réunion.

The daily rockfall hazard, which is the probability of a fall on a given day, regardless of the meteorological factors, is similar to these frequencies under the assumption of spatial and temporal homogeneity.

2.1 Highway RN1 on Réunion

National Road #1 (RN1) on Réunion (Indian Ocean, latitude: 21°10' S, longitude: 55°30' E) runs along the coast at the base of a 10 km long and up to 200 m high cliff composed of basaltic lava strata alternating with pyroclastic layers. This region has a tropical climate. In the studied area, precipitation can reach 372 mm a day, and temperatures typically vary from 16 to 35 °C over the year, with an average amplitude of 9.2 °C in a day.

Daily rockfall data are available due to the regular patrols conducted by the local public works authorities (DDE). A total of 949 rockfalls were recorded within the 11 year span between 1998 and 2009. The volumes of the rockfalls range between 2 and $27 \times 10^3 \text{ m}^3$. Previous studies (Durville, 2004; Rat, 2006) that considered only a portion of the database (352 rockfalls recorded between 1998 and 2002) have shown that rockfalls are mainly correlated with intense rainfall episodes. We repeated this study with a more exhaustive database and also evaluated the influence of temperature on rockfalls.

2.2 Railway in Burgundy, France

The altitude of the study area is between 300 and 400 m. It consists of limestone–marl alternations. Its climate is oceanic to semi-continental. The oceanic influence is responsible for

frequent rainfall in every season, with a maximum in autumn (up to 89 mm daily). The semi-continental influence produces cold winters (minimum temperatures down to -20°C) and hot summers (maximum temperatures up to 36°C). The daily temperature amplitude may be up to 24°C .

Technicians from the French National Railway Company (SNCF), who ensure railroad safety, are in charge of the rockfall inventory. Daily data are available, and 135 rockfalls were recorded within a 13 year span (1999–2012) along 100 km of the railroad studied. The average height of the rock walls is 20 m in the cut areas and more than 20 m in the areas of natural slopes. The volumes of the rockfalls range between 8 and $80 \times 10^3 \text{ m}^3$.

2.3 Railway in Auvergne, France

The altitude of the study area is between 700 and 900 m. It consists of volcanic (basalt) and plutonic (granite) magmatic rocks. Its climate is similar to that of Burgundy. Rainfall can reach 125 mm a day. Temperatures range between -18 and 36°C , with a daily temperature amplitude of up to 23°C .

The Auvergne database provides daily data based on a rockfall inventory maintained by technicians from SNCF. Overall, 40 km of railroads are included in this database, and the mean height of the cliffs is 15 m in the cut areas and more than 15 m in the areas of natural slopes. The database includes 142 rockfalls, which were recorded over an 11 year span (2001–2012). The volumes of the rockfalls range between 2 and $6 \times 10^3 \text{ m}^3$.

The following analyses were conducted for the three study sites taken separately.

3 Preliminary analysis using a standard time series approach

3.1 Possible triggering factors considered in this study

Possible triggering factors include the following:

- P_{DN} , the amount of precipitation (or rainfall) of the considered day (D_0), or N days before (D_N), with N varying from 1 to 10;
- P_{cN} , the amount of precipitation (or rainfall) accumulated over N days (up to 10 days): $P_{cN} = P_{D0} + P_{D1} + \dots + P_{DN}$;
- the day's temperature range, indicated by the minimum temperature ($T_{\min}$), maximum temperature ($T_{\max}$), and temperature amplitude ($T_{\text{amp}} = T_{\max} - T_{\min}$);
- the daily duration of freezing. This factor was considered only for Burgundy and Auvergne because the temperatures on Réunion are never below 0°C .

These meteorological parameters were provided by Météo France (the French national weather service) for each sector

on a daily basis. The weather stations selected for this purpose were located no more than 30 km away from the studied area. The stations used in the study of the highway on Réunion have a mean altitude of 100 m. Those used for Burgundy have a mean altitude of 310 m, and those used for Auvergne have a mean altitude of 700 m.

3.2 Results

First, a qualitative analysis of the three databases was performed. Figure 2 shows the visual correlation between the rockfalls and meteorological factors over a 3-year period. The graphs were obtained by calculating a 30-day moving average to smooth the data and to focus on the trend. From a purely qualitative perspective, the graphs shed light on the following:

- a good correlation between rockfalls and rainfall and between rockfalls and minimum temperatures for Réunion;
- no noticeable correlation between rockfalls and meteorological factors in Burgundy;
- a low correlation between rainfall and rockfalls in Auvergne but no noticeable correlation between temperatures and rockfalls.

Table 2 presents the distribution of the total number of rockfalls per day as a function of the daily amount of rain for the three studied areas. The maximum frequency of rockfalls occurs for the lowest daily amount of rainfall. This lowest rainfall interval is also the most frequent. Low levels of rain are more frequent than high levels. This difference in frequency tends to conceal the effect of rain on triggering rockfall events.

The cross-correlation between the daily number of rockfalls (R) and the amount of precipitation (P), both expressed as time series, was investigated by calculating

$$C_k(X, Y) = \frac{\sum (X_t - \bar{X}) (Y_{t-k} - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (X_t - \bar{X})^2} \sqrt{\sum (Y_t - \bar{Y})^2}}, \quad (1)$$

with k corresponding to the time delay between the rain episode and the rockfalls that it may have triggered (Hipel and McLeod, 2005).

Figure 3 presents the cross-correlation function of Eq. (1) for Réunion by considering various delays. A maximum value of 0.563 is reached for a delay of 1 day; this value is statistically significant in terms of the significance threshold applied to the data. If the cross-correlations are larger than $1.96/\sqrt{n}$ in magnitude, with n as the number of pairs of (R_t , P_t) available (equal to the number of days in the databases), then they are deemed significant. Similar cross-correlation analyses were performed for the other two study sites and two meteorological parameters (the daily temperature and

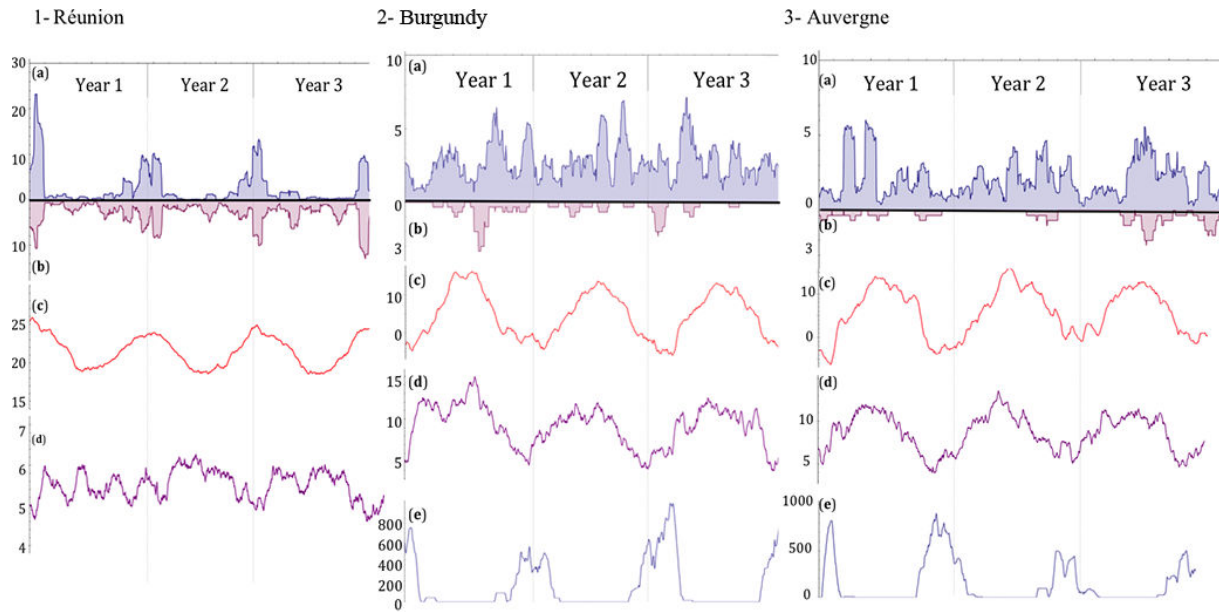


Figure 2. Temperature, rainfall, and rockfall for a 3-year period for the three studied sites (30-day moving average). (a) Precipitation (mm of rain). (b) Rockfall. (c) Minimum of temperature (°C). (d) Daily temperature amplitude (°C). (e) Duration of the freezing period (min).

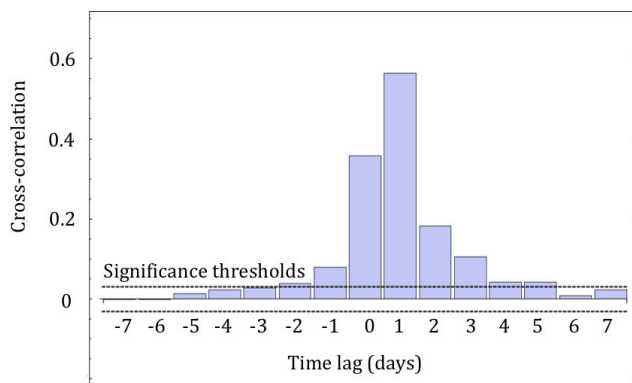


Figure 3. Cross-correlation of rockfall and rainfall for (a) Réunion and (b) Burgundy. The significance threshold, equal to 0.031, is represented by the dashed lines.

the daily freezing duration), but none of these yielded satisfactory results (maximum value of 0.07 with a significant threshold of 0.031).

3.3 Limitations of the typical approach

The preliminary analysis presented here only confirms the visual correlation between rainfall and rockfalls for Réunion. Although meteorological factors are frequently mentioned in the literature as an explanation of rockfalls there, no other correlations were identified for the two other databases.

This lack of significant results can be explained by the nature of databases: using only 3 % of the days in the database resulted in a relatively weak time series analysis.

Furthermore, these days typically contain only one event (1 % of days with rockfalls are days with several events in the railway databases). These characteristics lead to a smoothing of the results and do not permit us to draw any conclusions regarding potential correlations.

Our proposed method does not consider the delay in time, only the influence of the intensity of the parameters on rockfalls.

4 Suggested new methodology of analysis

4.1 Principle

The objective of the new methodology is to weight the number of rockfalls by the probability of occurrence of the studied triggering factor (rainfall, temperatures, and freezing period). To this end, three steps are required. These steps will now be detailed for the case of rainfall.

First, rainfall intervals $[P_i, P_{i+1}]$ are defined, where P designates the daily or cumulated rainfall. These intervals are defined such that (i) the number of days within this rainfall interval is equal or greater to five (to avoid non-statistically significant intervals) and (ii) at least one event occurs within this rainfall interval.

Second, the following ratio is calculated for each interval:

$$E_i = \text{Nr}_i / \text{Nd}_i, \quad (2)$$

where Nr_i is the number of rockfall(s) that occurred within the given rainfall interval and Nd_i is the number of days in

Table 2. Number of rockfalls for various intervals of daily rainfall.

RN1 on Réunion			Burgundy			Auvergne		
Daily rainfall interval (mm day ⁻¹)	Frequency of the interval	Frequency of rockfalls in the interval	Daily rainfall interval (mm day ⁻¹)	Frequency of the interval	Frequency of rockfalls in the interval	Daily rainfall interval (mm day ⁻¹)	Frequency of the interval	Frequency of rockfalls in the interval
0–20	0.97	0.76	0–5	0.79	0.6	0–5	0.88	0.77
20–40	0.014	0.053	5–10	0.099	0.16	5–10	0.062	0.12
40–60	0.0077	0.072	10–15	0.051	0.13	10–15	0.022	0.049
60–80	0.0032	0.022	15–20	0.029	0.044	15–20	0.014	0.035
80–100	0.0014	0.02	20–25	0.014	0.022	20–25	0.0077	0.014
100–120	0.00075	0.013	25–30	0.0055	0.007	25–35	0.0072	0.007
120–140	0.00075	0.023	30–35	0.0055	0.022	35–60	0.0048	0.007
140–160	0.0005	0.022	35–50	0.0061	0.015			
160–180	0.00075	0.012						
180–220	0.00075	0.003						
220–370	0.00025	2						

this interval. Thus, E_i corresponds to the daily rockfall frequency for each interval.

Third, a linear regression analysis of the values E_i is performed with respect to P_i to search for a possible linear relationship between the magnitude of the triggering factor and the corresponding average number of rockfalls. To validate the correlation, we have considered the squared correlation coefficient R^2 and the p value of the linear regression. If the p value was less than 0.05 (significance level), the linear model was considered satisfactory, and the R^2 value corresponds to the best correlation.

To test the relevance of the method, virtual rockfalls and rainfall databases were created. To confirm the importance of the number of events in the database, rich and poor databases were generated such that the correlation between rainfall and the number of events could be determined in advance. The method was then applied to determine the correlations for different cases.

4.2 Validation of the new methodology: case study on virtual databases

4.2.1 Generation of virtual databases

For the first case study, the virtual databases were generated using Mathematica software (V9, Wolfram Research, Champaign, Illinois, USA). The following parameters were used as fixed components of the databases:

- the number of days in the entire database (N). N is considered as equal to 4015 days (11 years), similar to the real databases;
- the type of triggering meteorological factor and its distribution. The chosen factor is rainfall, which follows the same distribution as the measured rainfall of Réunion (Fig. 5). Overall, 43 % of the days were rainy;

- the ratio between rainfall and the number of events, which gives the number of rockfalls given the amount of rain for each day, is taken to be equal to 0.1 in the case of the virtual databases (a rainfall of 10 mm over 1 day is assumed to trigger one rockfall on the same day; in the case of a day without rainfall, zero rockfalls occur on this day);
- k , the time delay (in days) between a rain episode and the rockfalls that it may have triggered. k is always equal to zero in the virtual databases (because all rockfalls are assumed to occur within the same day of the rain episode).

Two other parameters will vary depending on the databases:

- the “correlation rate” C_r between rainfall and number of events. For example, a perfect correlation (correlation rate of 100 %) indicates that all rainy days are days with rockfalls, in accordance with the fixed proportionality coefficient. A correlation rate of 50 % means that half of the events are perfectly correlated with rainfall, whereas the others are randomly distributed throughout the database;
- the proportion x of days with events. Three cases were tested: (1) $x = 43$ %, corresponding to the proportion of rainy days in the Réunion database; (2) $x = 13$ %, corresponding to the proportion of days with events in the Réunion database; and (3) $x = 3$ %, corresponding to the proportion of days with events in the railway databases.

The cross-correlation approach and the method developed were used for the virtual databases, and the results are presented in the next section. The comparison of the results allows for the detection and verification of correlations by the proposed method even in the case of the railway databases.

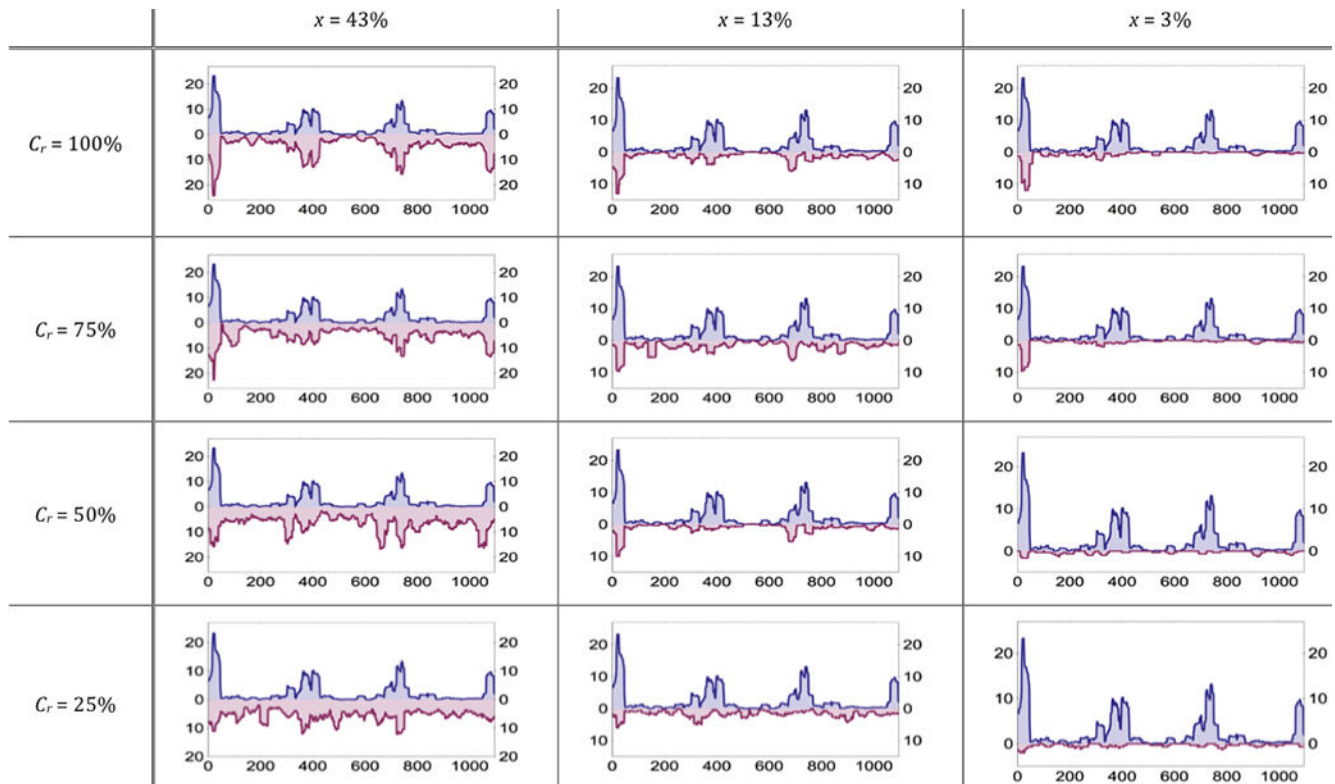


Figure 4. Qualitative correlation between rockfalls and rainfall (30-day moving average) for the 12 virtual databases. C_r corresponds to the “correlation rate” between rainfall and number of events, and x corresponds to the proportion of days with events. The x axis shows days. The y axis shows daily rainfall in mm (above zero) versus the number of rockfalls (below zero).

4.2.2 Results

Figure 4 shows the different cases tested and the correlations from a graphical perspective. The correlation is noticeable regardless of the proportion x of days with events if $C_r = 100\%$.

If this value decreases, the proportion of days with events has a stronger influence.

Table 3 presents the values of the cross-correlation function for all of the databases, obtained for a time delay $k = 0$. In the case of a high-frequency database ($x = 43\%$), the correlation was detected for $C_r = 50\%$. However, the cross-correlation did not permit the establishment of a correlation between rainfall and rockfalls for $C_r = 25\%$. The same negative conclusion applies to the case of a database with 13% of days with events when $C_r = 50$ and 75% for a “typical” database ($x = 3\%$). Thus, by analogy, the value of the maximum of the cross-correlation function (0.563) for the Réunion database indicated that at least 75% of the events were correlated with rain.

Table 4 presents the results obtained with the proposed method, allowing us to identify the correlation between rainfall and number of rockfalls, provided that the number of rockfalls and rainfall events are 100% correlated.

Similar tests were also performed with the rainfall distribution for Burgundy (Fig. 6), and the results were found to be similar to those presented here.

5 Application of the proposed method to the three real databases

Table 5 summarizes the correlations identified using the proposed method. Only the maximum correlation values are presented in the table. The new method confirms the existence of a positive correlation between rainfall and rockfalls on Réunion. This correlation exists with the daily rainfall and with the cumulative multi-day rainfall (Fig. 7) but is more significant in the case of the accumulated rains. The method also detects a correlation between the minimum and maximum temperatures and the rockfalls in the same region, which is not surprising because the rainy season is characterized by both high temperatures and intense rainfall. These correlations are maximal for a time delay of 1 day.

Whereas the standard analysis did not identify any correlation for the two other databases, the new approach detected several correlations. Indeed, the new approach detected a correlation between the accumulated rainfall and rockfalls for Burgundy. More precisely, the method indicates that the

Table 3. Values of the cross-correlation between rainfall and rockfalls for three virtual databases, with a time delay of zero days. This value is compared to the significance threshold, which is equal to 0.031 in all cases. The results presented in italic identify the non-significant correlations (values equal to the threshold value were also considered insignificant).

	$x = 43 \%$	$x = 13 \%$	$x = 3 \%$
$C_r = 100 \%$	Maximum value of cross-correlation = 0.65	Maximum value of cross-correlation = 0.42	Maximum value of cross-correlation = 0.23
$C_r = 75 \%$	Maximum value of cross-correlation = 0.45	Maximum value of cross-correlation = 0.18	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.031</i>
$C_r = 50 \%$	Maximum value of cross-correlation = 0.23	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.031</i>	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.031</i>
$C_r = 25 \%$	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.031</i>	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.030</i>	<i>Maximum value of cross-correlation = 0.026</i>

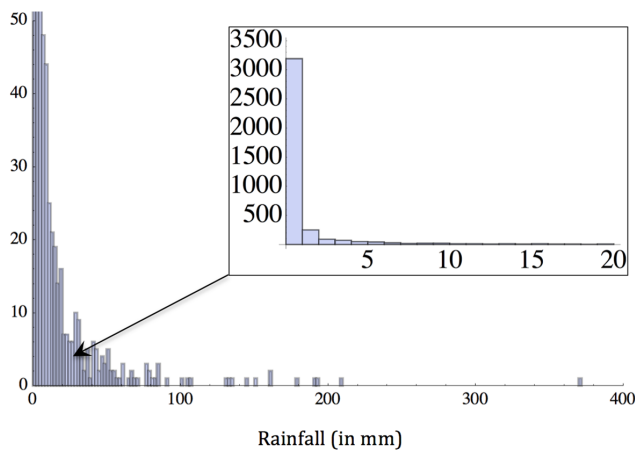


Figure 5. Histogram of rainfall for Réunion.

occurrence of two successive days with intense rainfall is the most favourable meteorological factor, among those studied, for triggering rockfall events (Fig. 8).

A correlation between the daily minimum temperature and number of rockfalls was also identified for the Auvergne database. The maximal correlation occurred for the minimum temperature recorded two days before the event (D_2) (Fig. 9). Temperatures lower than 0°C also triggered rockfall events after a delay of two days.

For the two databases, no correlation was detected between rockfalls and the daily temperature amplitude or the freezing duration. Another marker of freeze–thaw activity could be the number of freeze–thaw cycle occurrences in a day. This marker is frequently cited in the literature (Douglas, 1980; Matsuoka and Sakai, 1999) and could be used to validate or invalidate our results. Unfortunately, this marker was not available for the studied data.

Table 4. R^2 and p values of the linear regression line obtained by the proposed method for three virtual databases. C_r corresponds to the correlation rate between rainfall and number of events, and x corresponds to the proportion of days with events. The results shown in italic identify non-significant correlations.

	$x = 43 \%$	$x = 13 \%$	$x = 3 \%$
$C_r = 100 \%$	$R^2 = 0.98$; $p \text{ value} \sim 10^{-36}$	$R^2 = 0.93$; $p \text{ value} \sim 10^{-18}$	$R^2 = 0.73$; $p \text{ value} \sim 10^{-6}$
$C_r = 75 \%$	$R^2 = 0.88$; $p \text{ value} \sim 10^{-20}$	$R^2 = 0.81$; $p \text{ value} \sim 10^{-12}$	$R^2 = 0.57$; $p \text{ value} \sim 10^{-4}$
$C_r = 50 \%$	$R^2 = 0.72$; $p \text{ value} \sim 10^{-11}$	$R^2 = 0.71$; $p \text{ value} \sim 10^{-7}$	$R^2 = 0.50$; $p \text{ value} \sim 10^{-3}$
$C_r = 25 \%$	$R^2 = 0.54$; $p \text{ value} \sim 10^{-6}$	$R^2 = 0.41$; $p \text{ value} \sim 10^{-4}$	$R^2 = 0.47$; $p \text{ value} > 0.05$ $p \text{ value} = 0.06$
$C_r = 10 \%$	$R^2 = 0.25$; $p \text{ value} \sim 10^{-3}$	$R^2 = 0.18$; $p \text{ value} > 0.05$ $p \text{ value} = 0.13$	–

6 Discussion

6.1 Physical processes involved in each study sites

The method presented in this paper highlights several statistical correlations between rockfalls and meteorological factors, depending on geology and the climate of the studied sites. Below are several physical interpretations of these correlations.

On Réunion, intense rainfall events, typical of the island's tropical climate, are the main triggering factor for rockfalls. Their effect is very short term, lasting no longer than 1 day. Rockfalls here consist of a leaching of the cliff, during which already unconsolidated blocks of rock are swept along by temporary torrents flowing down the steep topography.

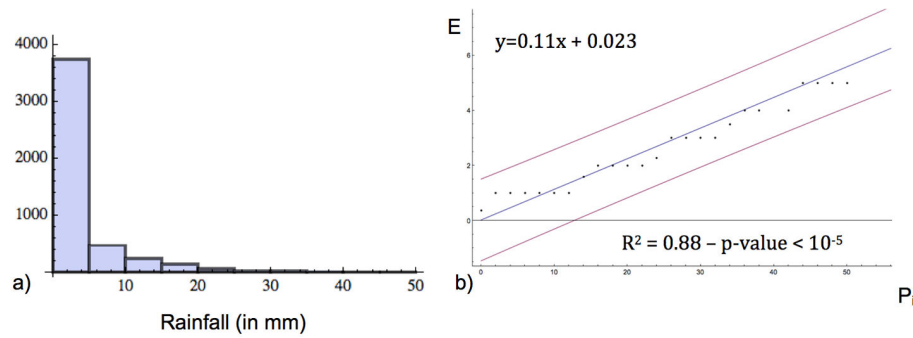


Figure 6. (a) Histogram of rainfall for Burgundy; (b) application of the method to a virtual database with 56 % of days with events and rain that fits the empirical distribution of Burgundy rainfall. For these days, the rockfall and rainfall magnitudes are 100 % correlated.

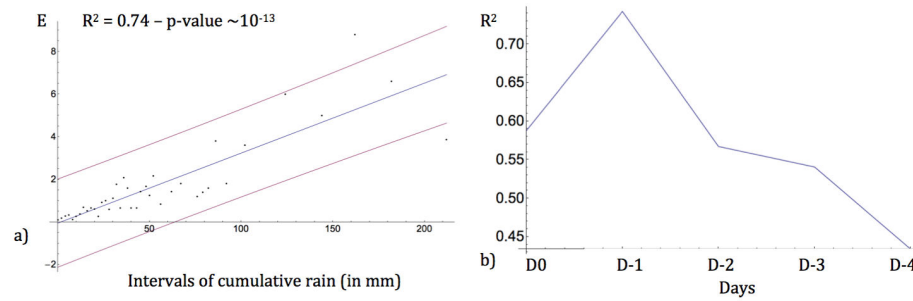


Figure 7. Réunion; (a) application of the method to cumulative rainfall over two days ($D_0 + D_1$); (b) R^2 of rockfall vs. rain accumulated over several days.

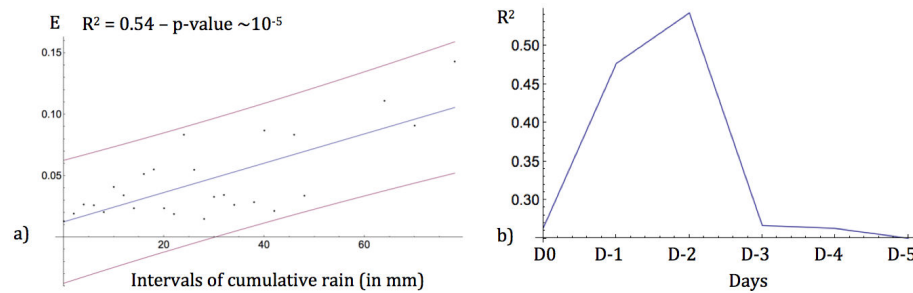


Figure 8. Same as Fig. 7 for Burgundy. Cumulative rainfall over three days ($D_0 + D_1 + D_2$) (a). (b) R^2 of rockfall vs. rain accumulated over several days.

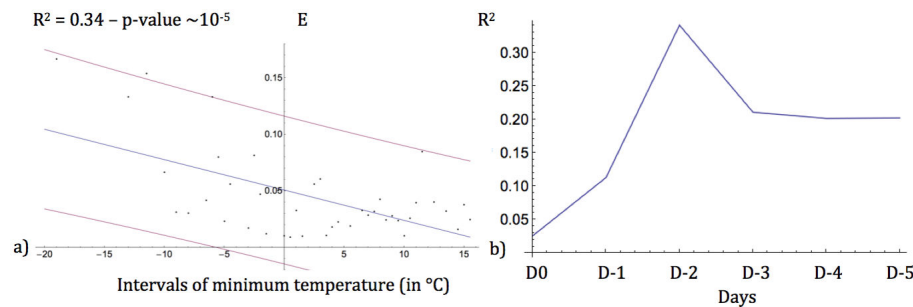


Figure 9. Same as Fig. 7 for Auvergne. Minimum temperature on D_2 (a). (b) R^2 of rockfall vs. minimum temperature of several days.

Table 5. Correlations between the chosen meteorological factors and the daily number of rockfalls; results obtained with the proposed method on the real databases. Only the maximum correlations are presented here.

	Réunion	Burgundy	Auvergne
Daily precipitation (P)	For $D_1 - R^2 = 0.70$ p value = 10^{-9} Correlation coefficient = 0.12	No correlation	No correlation
Cumulative daily precipitation (P_c)	For $D_1 - R^2 = 0.74$ p value = 10^{-13} Correlation coefficient = 0.10	For $D_2 - R^2 = 0.54$ p value = 10^{-5} Correlation coefficient = 0.012	No correlation
Daily minimum temperature ($T_{\min}$)	For $D_1 - R^2 = 0.69$ p value = 10^{-6} Correlation coefficient = 0.5	No correlation	For $D_2 - R^2 = 0.34$ p value = 10^{-5} Correlation coefficient = 0.05
Daily maximum temperature ($T_{\max}$)	For $D_1 - R^2 = 0.60$ p value = 10^{-5} Correlation coefficient = 0.8	No correlation	No correlation
Daily temperature amplitude (T_{amp})	No correlation	No correlation	No correlation
Daily freezing duration	No correlation	No correlation	No correlation

D_0 is the day of the event(s) studied, and (D_n) identifies the n days before, with n varying from 1 to 10.

Geologically, the steep slopes in Burgundy are mainly characterized by alternating layers of limestone and marl. The marls are capable of absorbing rainwater that infiltrates and causes creeping of the clay minerals contained within the substrate (Peck and Terzaghi, 1948). This process is relatively slow and is primarily related to low-intensity rainfall episodes lasting several days. Repeated water infiltrations cause the rupture of the overlying pre-fractured limestone layers via a fatigue effect (Pariseau and Voight, 1979).

Auvergne differs significantly from Burgundy in that the rupture processes leading to block detachments are associated with different geological settings and triggering factors. Auvergne is located in a region of volcanic and plutonic magmatic rocks, and the main meteorological factor observed to correlate well with rockfalls in this region is a strong negative temperature gradient occurring 2 days before the rockfalls. This correlation can be explained by the freeze–thaw process, inducing progressive expansion and loosening of rock fractures by repeated diurnal freezing and thawing of water-filled cavities (Coutard and Francou, 1989; Matsuoka and Sakai, 1999; Matsuoka, 1994, 2008).

6.2 Conditional probabilities used for risk management

The new approach also allows the estimation of the conditional probability of rockfall given the interval of rain ($[P_i, P_{i+1}]$), to be determined as follows:

$$P(\text{rockfall given the interval}) = \frac{N_{r_d}}{N_d}, \quad (3)$$

where N_{r_d} is the number of days with at least one event within the considered interval and N_d is the total number of days within the considered interval.

Table 6 provides the conditional probabilities for (1) the accumulated rainfall over 2 days for Réunion, (2) the accumulated rainfall over 3 days for Burgundy, and (3) the temperature minimum for D_2 for Auvergne. The values of the conditional probabilities (N_{r_d}/N_d) can be compared to the daily rockfall probability in each case (number of events divided by the total number of days in the database). Given the interval for the meteorological factor (e.g. the daily rainfall), the infrastructure manager can then estimate the probability of rockfall and make a risk management decision based on a rainfall forecast (a rainfall prediction provided at least a day in advance). Specifically, for both Réunion and Burgundy, when 15 mm of cumulative rainfall is reached (over 2 and 3 days, respectively), the probability of a fall is doubled compared to the daily rockfall probability. For Auvergne, this probability is doubled when -5°C is reached. When 120 mm of rain falls in Réunion, the conditional probability of rockfall reaches 1, which means that the daily rockfall probability is multiplied almost by 8. In the most unfavourable case, this probability is multiplied by 5.5 for Burgundy and by 3.5 for Auvergne.

Table 6. Probability of having at least one event on a day falling within a given interval of daily rainfall (Réunion and Burgundy) and different intervals of daily minimum temperatures (Auvergne).

Réunion		Burgundy		Auvergne	
Interval of cumulative daily rainfall over 2 days ($D_0 + D_1$) (mm day^{-1})	Probability of at least one event	Interval of cumulative daily rainfall over 3 days ($D_0 + D_1 + D_2$) (mm day^{-1})	Probability of at least one event	Interval of daily minimum of temperature (D_2) ($^{\circ}\text{C day}^{-1}$)	Probability of at least one event
Daily rockfall probability: 0.13		Daily rockfall probability: 0.02		Daily rockfall probability: 0.029	
0–5	0.09	0–5	0.013	–20; –10	0.1
5–10	0.16	5–10	0.026	–10; –5	0.052
10–15	0.25	10–15	0.036	–5; 0	0.039
15–20	0.32	15–20	0.041	0–5	0.024
20–30	0.39	20–30	0.032	5–10	0.023
30–40	0.45	30–40	0.03	10–15	0.029
40–50	0.55	40–50	0.043	15–22	0.027
50–70	0.54	50–70	0.053		
70–90	0.64	70–136	0.111		
90–120	0.64				
120–150	1				
150–200	1				
200–516	0.73				

6.3 Advantages and drawbacks of the proposed approach

The correlation between rockfalls and meteorological factors is a typical observation. However, the correlations are difficult to detect (cf. Part 3) for databases with fewer rockfalls (such as the Burgundy and Auvergne databases) (Frayssines and Hantz, 2006). By testing the proposed method on a virtual database (cf. Table 4), it was confirmed that with a correlation rate (C_r) of 100 %, a correlation could be detected even within databases containing very few events ($x = 3$ %). By reducing the correlation rate, a correlation can still be detected for only 50 % of days with events completely correlated ($C_r = 50$ %). In terms of the size of the intervals used in the correlation analysis, we conducted several tests using either the smallest or largest possible interval size when at least one event and 5 days were observed. The results, expressed in terms of the p value, did not change significantly. However, the R^2 values increased slightly in the largest intervals. Our evaluation of the cross-correlation method using the virtual databases (cf. Table 3) demonstrated that no cross-correlation is detected if there are fewer than 3 % of days with events. Moreover, the cross-correlation analysis appears unsuitable if only one event occurs per day (given that the cross-correlation is calculated as a function of the daily number of rockfalls).

For the proposed method to be applicable, the database must be as complete as possible and re-established on a daily

basis, as is the case when patrolling is performed daily. The study of the correlations between the events of the day (D_0) and the meteorological factors of the days before (D_n) is not possible if these conditions are not met. Furthermore, the studied site should present homogeneous geological conditions to allow the statistical analyses to be relevant to the entire database. Indeed, differences in geological conditions may lead to differences in the failure mechanisms (Douglas, 1980; Fityus et al., 2013; Luckman, 1976); in such an event, it is probable that both the triggering factors and statistical conclusions will differ. To be more precise in the analysis, the Burgundy and Auvergne databases could be divided into different parts according to the geology. However, the databases are not sufficiently rich to allow this partitioning.

Moreover, the assessment of the conditional probability of rockfall given the interval of the meteorological factor allows us to compare each of the conditional probabilities with the daily rockfall hazard, which corresponds to the proportion of days with events in the entire database.

At present, one of our objectives is to investigate other fields by testing this method on databases involving events other than rockfalls. This extension will permit us to examine the scope of this method, particularly in the study of slow phenomena (at least 15 days between the factor and the event).

7 Conclusions

The objective of this study was to identify any possible correlation between meteorological factors and rockfalls, even in the case of databases containing very few events. Preliminary statistical analyses helped to identify several correlations in the case of a “rich” database. However, no correlation was detected in the more typical “poor” databases due to the sparse representation of days with several rockfalls. The proposed method uses the probability of occurrence of the chosen triggering factor to assess the influence of this factor on the rockfalls. This approach serves to highlight the correlation between a small number of events and a meteorological factor. For a database containing only 3 % of days with events, the method used to detect a correlation assessed whether approximately 50 % of the events were perfectly correlated with the meteorological factor chosen. The use of this method confirms the positive correlation between rainfall and rockfalls in the Réunion database. It highlights a correlation between the cumulative rainfall and rockfalls in Burgundy, and it detects a correlation between the daily minimum temperature and rockfalls in the Auvergne database. The proposed method allowed the probability of events to be estimated given the value of the meteorological factor studied. These probabilities should be helpful in terms of risk management, for example, for optimizing the patrolling services for each site according to the susceptibility of that site to the meteorological factors.

Acknowledgements. The authors acknowledge Jean-Louis Durville, from the Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement, for providing the Réunion database. We also thank him, as well as Nicolas Pollet and Florence Belut from the SNCF, for useful discussions. More generally, we acknowledge the SNCF for providing the Burgundy and Auvergne databases and METEO FRANCE for providing the meteorological data. Finally, we would like to thank the Region of Lorraine for financial support.

Edited by: P. Bartelt

Reviewed by: three anonymous referees

References

- André, M.-F.: Holocene rockwall retreat in Svalbard: a triple-rate evolution, *Earth Surf. Proc. Land.*, 22, 423–440, 1997.
- Baillifard, F., Jaboyedoff, M., and Sartori, M.: Rockfall hazard mapping along a mountainous road in Switzerland using a GIS-based parameter rating approach, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 3, 435–442, doi:10.5194/nhess-3-435-2003, 2003.
- Berti, M., Martina, M. L. V., Franceschini, S., Pignone, S., Simoni, A., and Pizziolo, M.: Probabilistic rainfall thresholds for landslide occurrence using a Bayesian approach, *J. Geophys. Res.*, 117, F04006, doi:10.1029/2012JF002367, 2012.
- Brunetti, M. T., Guzzetti, F., and Rossi, M.: Probability distributions of landslide volumes, *Nonlin. Processes Geophys.*, 16, 179–188, doi:10.5194/npg-16-179-2009, 2009.
- Bull, W. B., King, J., Kong, F., Moutoux, T., and Phillips, W. M.: Lichen dating of coseismic landslide hazards in alpine mountains, *Geomorphology*, 10, 253–264, 1994.
- Chau, K. T., Wong, R. H. C., Liu, J., and Lee, C. F.: Rockfall hazard analysis for Hong Kong based on rockfall inventory, *Rock Mech. Rock Eng.*, 36, 383–408, 2003.
- Coutard, J.-P. and Francou, B.: Rock Temperature Measurements in Two Alpine Environments: Implications for Frost Shattering, *Arct. Alp. Res.*, 21, 399–416, doi:10.2307/1551649, 1989.
- Douglas, G. R.: Magnitude frequency study of rockfall in Co. Antrim, N. Ireland, *Earth Surf. Proc.*, 5, 123–129, 1980.
- Durville, J. L.: Remarks on the use of probability techniques in the field of natural hazards: The case of landslides, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 249, 3–17, 2004.
- Dussauge, C., Grasso, J. R., and Helmstetter, A.: Statistical analysis of rockfall volume distributions: Implications for rockfall dynamics, *J. Geophys. Res.*, 108, 2286, doi:10.1029/2001JB000650, 2003.
- Fityus, S. G., Giacomini, A., and Buzzi, O.: The significance of geology for the morphology of potentially unstable rocks, *Eng. Geology*, 162, 43–52, doi:10.1016/j.enggeo.2013.05.007, 2013.
- Frayssines, M. and Hantz, D.: Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the Subalpine Ranges (French Alps), *Eng. Geology*, 86, 256–270, doi:10.1016/j.enggeo.2006.05.009, 2006.
- Gunzburger, Y., Merrien-Soukatchoff, V., and Guglielmi, Y.: Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: case study of the Rochers de Valabres-slope (France), *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 42, 331–349, 2005.
- Helmstetter, A. and Garambois, S.: Seismic monitoring of Séchillienne Rockslide (French Alps): analysis of seismic signals and their correlation with rainfalls, *J. Geophys. Res.*, 115, F03016, doi:10.1029/2009JF001532, 2010.
- Hipel, K. W. and McLeod, A. I.: Time Series Modelling of Water Resources and Environmental Systems, European Environment Agency – EEA, available from: <http://www.eea.europa.eu/data-and-maps/indicators/chlorophyll-in-transitional-coastal-and/methodologyreference>. 2012-07-08.9058722654 (last access: 7 November 2013), 2005.
- Hoek, E.: Practical rock engineering, <http://www.rocksience.com/education/hoekscorner> (last access: 2013), 2007.
- Hungr, O., Evans, S. G., and Hazzard, J.: Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia, *Can. Geotech. J.*, 36, 224–238, doi:10.1139/t98-106, 1999.
- Ilinca, V.: Rockfall Hazard Assessment. Case study: Lotru Valley and Olt Gorge, in: *Revista de geomorfologie*, vol. 11, Paper presented at the “IAG Regional Conference on Geomorphology: Landslides, Floods and Global Environmental Change in Mountain Regions”, 15–25 September 2008, Braşov, Romania, 101–108, 2008.
- Jaboyedoff, M., Dudt, J. P., and Labiouse, V.: An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation degree, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 5, 621–632, doi:10.5194/nhess-5-621-2005, 2005.

- Jeannin, M.: Approches quantitatives de l'érosion des versants rocheux. Etude des gorges de l'Arly et du sillon Alpin, DEA report, Lirigm, Univ. Joseph Fourier, Grenoble, 2001.
- Luckman, B. H.: Rockfalls and rockfall inventory data: Some observations from surprise valley, Jasper National Park, Canada, *Earth Surf. Process.*, 1, 287–298, doi:10.1002/esp.3290010309, 1976.
- Matsuoka, N.: Diurnal freeze–thaw depth in rockwalls: Field measurements and theoretical considerations, *Earth Surf. Process. Land.*, 19, 423–435, doi:10.1002/esp.3290190504, 1994.
- Matsuoka, N.: Frost weathering and rockwall erosion in the southeastern Swiss Alps: Long-term (1994–2006) observations, *Geomorphology*, 99, 353–368, doi:10.1016/j.geomorph.2007.11.013, 2008.
- Matsuoka, N. and Sakai, H.: Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods, *Geomorphology*, 28, 309–328, 1999.
- Pariseau, W. G. and Voight, B.: Rockslides and avalanches: Basic principles and perspectives in the realm of civil and mining operations, in: *Rockslides and Avalanches, 2. Engineering sites*, edited by: Voight, B., Elsevier, Amsterdam, 1–92, 1979.
- Peck, R. B. and Terzaghi, K.: *Soil mechanics in engineering practice*, John, available from: http://sypdf.yombabook.com/ralph_soilmechanicsin_pdf8828310.pdf (last access: 22 May 2014), 1948.
- Rapp, A.: Recent development of mountain slopes in Kärkevagge and surroundings, northern Scandinavia, *Geografiska Annaler*, 42, 65–200, 1960.
- Rat, M.: Optimisation de la gestion de la route du littoral à la Réunion vis-à-vis du risque de chutes de blocs, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 263–264, 43–52, 2006.
- RTM Isère: Inventaire des mouvements rocheux, secteur de l'Y grenoblois, Service de Restauration des Terrains en Montagne de l'Isère, Grenoble, France, 1996.
- Varnes, D. J.: *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*, Unesco, Paris, 1984.
- Vidrih, R., Ribičič, M., and Suhadolc, P.: Seismogeological effects on rocks during the 12 April 1998 upper Soča Territory earthquake (NW Slovenia), *Tectonophysics*, 330, 153–175, 2001.
- Wieczorek, G. F., Snyder, J. B., Alger, C. S., and Isaacson, K. A.: Yosemite historical rockfall inventory, US Geol. Surv. Open File Report 92-387, US Geological Survey, 38 pp., 1992.
- Zellmer, J. T.: The unexpected rockfall hazard, *Bull. Ass. Eng. Geol.*, 24, 281–283, 1987.

**ANNEXE 5. APPROCHE PAR FREQUENCE RELATIVE DES
PARAMETRES METEOROLOGIQUES – PROGRAMME MATHEMATICA
DEVELOPPE**

APPROCHE PAR FREQUENCE RELATIVE DES PARAMETRES METEOROLOGIQUES

La méthode développée ici vise à étudier les corrélations entre des facteurs météorologiques et les chutes de blocs. Pour ce faire, nous avons développé une méthode basée sur l'étude de la fréquence relative des paramètres météorologiques.

Comme présenté §3 du Chapitre 6, trois étapes sont définies dans la méthode. Nous les présentons ici pour la pluviométrie :

- 1) La première consiste à définir les plus petits intervalles de pluie $[P_i, P_{i+1}]$, où P désigne les pluies quotidiennes ou cumulées. Chaque intervalle est défini tel que (1) le nombre de jours dans l'intervalle est égal ou supérieur à cinq (afin d'éviter des intervalles non significatifs d'un point de vue statistique) et (2) on y compte au moins un événement ;
- 2) La deuxième étape consiste à calculer pour chaque intervalle le ratio F_i donné par l'équation suivante :

$$F_i = \frac{Ne_i}{Nj_i}$$

où :

- Ne_i est le nombre d'événements observés dans l'intervalle de pluie considéré ;
- Nj_i est le nombre de jours où le niveau de pluie appartient à l'intervalle considéré.

Le ratio F_i revient à pondérer les événements de la base de données par la fréquence des classes de pluie (ou intervalle de pluie). Il donne une estimation de l'espérance conditionnelle du nombre quotidien de chute sachant la classe de pluie ;

- 3) La troisième étape consiste à étudier la relation entre les chutes de blocs pondérées par la probabilité d'occurrence des pluies (F_i) et l'intensité de la pluie (niveau des intervalles $[P_i, P_{i+1}]$). Nous réalisons une analyse par régression linéaire des points obtenus pour chaque intervalle (couples $F_i - P_i$), et nous testons la validité statistique de cette régression (p-valeur et R^2).

Nous avons développé la méthode basée sur l'étude de la fréquence relative des paramètres météorologiques à l'aide du programme *Mathematica*. Les différentes étapes sont définies comme suit :

1- Définition de la fonction « evestat » qui :

- calcule automatiquement les intervalles (avec au moins 5 jours et 1 événement) ;
- calcule la valeur de F_i dans ces intervalles ;
- stock ces informations dans une table ;
- trace dans un graphique la relation entre les chutes de blocs pondérées par la probabilité d'occurrence des pluies (F_i) et l'intensité de la pluie (niveau des intervalles $[P_i, P_{i+1}]$).

```
evestat[pluvio_, eve_, step_] :=
Module[{int, tab, cj, ne, pe, n, i, grid, dat, fit, x, pluvio2, max, pluie1, pluie2, pluie3,
k, a, b, BorneSup, BorneSup2},
-
```

2 - Comptage du nombre de jours automatiquement ainsi que le nombre d'événements associé

```
Pluie1 = Table[{i[[1]], i[[2]], cj = Count[pluvio2, p_ /; i[[1]] ≤ p < i[[2]]],
  ne = Apply[Plus, Cases[pe, {p_ /; i[[1]] ≤ p < i[[2]], n_} → n]]}, {i, Partition[int, 2, 1]};
```

3 - Définition des intervalles, qui suit les conditions : (i) au moins 5 jours dans l'intervalle et (ii) au moins 1 événements dans l'intervalle.

```
BorneSup = Floor[Max[pluvio2]];
If[BorneSup - Max[pluvio2] == 0, BorneSup2 = BorneSup, BorneSup2 = BorneSup + 1];
int = Table[j, {j, 0, BorneSup2, step}];

k = 1;
n = Dimensions[Pluie1][[1]];
Pluie2 = Table[{0, 0, 0, 0}, {n}];
Pluie2[[1]] = Pluie1[[1]];

For[j = 2, j ≤ n, j++,
  If[Pluie2[[k, 3]] < 5 || Pluie2[[k, 4]] < 1,
    {a = Pluie2[[k, All]]} && {Pluie2[[k, All]] = a + Pluie1[[j, All]]} &&
    {Pluie2[[k, 2]] = Pluie1[[j, 2]]} && {Pluie2[[k, 1]] = Pluie1[[j - 1, 1]]},
    {k = k + 1} && {Pluie2[[k, All]] = Pluie1[[j, All]]}];

a = 0;
b = 0;
For[j = 1, j ≤ n, j++,
  If[Pluie2[[j, All]] == {0, 0, 0, 0},
    a = a + 1,
    b = b + 1];
If[Pluie2[[b, 3]] < 5 || Pluie2[[b, 4]] < 1,
  {b = b - 1} && {a = Pluie2[[b, All]]} && {Pluie2[[b, All]] = a + Pluie2[[b + 1, All]]} &&
  {Pluie2[[b, 1]] = Pluie2[[b - 1, 2]]} && {Pluie2[[b, 2]] = Pluie2[[b + 1, 2]]},
  a = 0];
Pluie3 = Table[{0, 0, 0, 0}, {b}];
For[j = 1, j ≤ b, j++,
  Pluie3[[j, All]] = Pluie2[[j, All]]];
```

4 - Création d'une table regroupant toutes ces informations

```
tab = Table[{Pluie3[[j, 1]], Pluie3[[j, 2]], cj = Pluie3[[j, 3]], ne = Pluie3[[j, 4]], ne / cj,
  fit[Pluie3[[j, 3]] * cj], {j, b}];
dat = tab[[All, {2, 5}]];
grid = Prepend[tab, {"borne inférieure de l'intervalle", "borne supérieure de l'intervalle",
  "nombre de jour dans l'intervalle", "nombre d'événements dans l'intervalle",
  "Fi=nombre d'événements/nombre de jour"}];
```

5 – Visualisation et récupération des données de la table précédente, de la valeur de R^2 associée à la régression linéaire réalisée avec les données, de la p-valeur, et du graphique.

```
fit = LinearModelFit[dat, {1, x}, x];
max = int[[-2]];
{grid, {"R2", fit["RSquared"]}, fit["ParameterTable"]},
Plot[{fit["BestFit"], fit["SinglePredictionBands"]}, {x, 0, max}, Epilog → Point[dat],
  AxesLabel → {"Classe de pluie", "Nombre d'événements/Nombre de jours"}]}
```


**ANNEXE 6. REPARTITION DES CONTRAINTES NORMALE ET
TANGENTIELLE POUR DES PONTS ROCHEUX AYANT LES
CARACTERISTIQUES MECANIKES DU CALCAIRE**

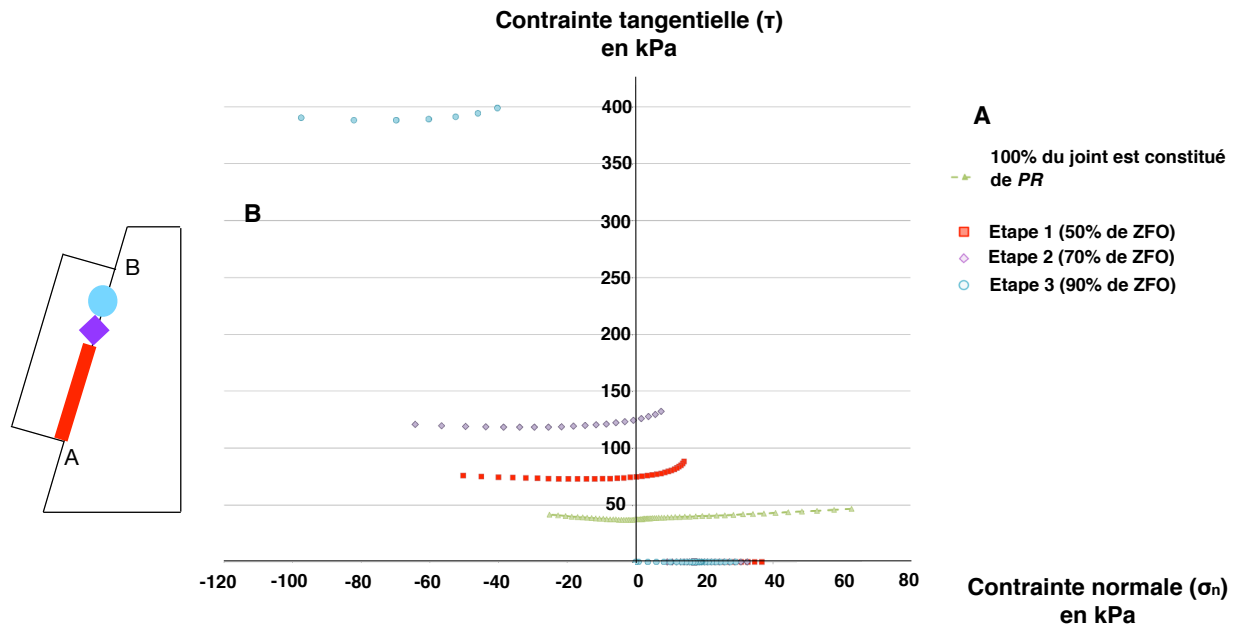
REPARTITION DES CONTRAINTES NORMALE ET TANGENTIELLE POUR DES PONTS ROCHEUX AYANT LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU CALCAIRE

Dans un premier temps de l'analyse, nous réalisons un modèle numérique (modèle 0) avec une pente de 80°. Le bloc potentiellement instable ainsi que le massif rocheux sont constitués de calcaire urogonien (cf. Tableau 29). Si l'on considère que les ponts rocheux sont des portions de roche saine reliant le bloc au massif, il semble pertinent de choisir des caractéristiques mécaniques similaires aux propriétés du calcaire urogonien. Ces caractéristiques mécaniques sont présentées dans le tableau suivant.

	Ponts rocheux (PR) Modèle 0	Zone de fracture ouverte (ZFO) Modèles 0
Cohésion (c)	38 MPa	0 Pa
Angle de frottement (φ)	38°	0°
Raideur normale (k_n)	68,9 GPa/m	68,9 GPa/m
Raideur tangentielle (k_s)	26,9 GPa/m	26,9 GPa/m
Résistance en traction (R_t)	3,7 MPa	0 Pa
Angle de dilatance (ψ)	0°	0°

Dans un premier temps, l'ensemble du joint est constitué de PR, puis nous introduisons en différentes étapes des ZFO. Nous étudions la répartition des contraintes normale et tangentielle dans le plan de Mohr. A l'étape 1, nous introduisons une ZFO à partir de la base du joint puis nous simulons une ouverture du joint vers le haut. Ainsi, les contacts ne sont pas modifiés aléatoirement, mais sont localisés dans une même zone.

La Figure suivante présente la répartition des contraintes normales et tangentielles le long du joint à différentes étapes de calcul. A l'étape 1, 50% des contacts de type PR le long du joint sont modifiés instantanément : leurs caractéristiques mécaniques sont converties pour devenir des ZFO. L'introduction de ZFO entraîne une augmentation générale des contraintes tangentielles tout le long du joint. Cette augmentation des contraintes tangentielles rapproche du critère de rupture les contacts. Les contraintes normales varient également au cours de cette première étape pour les deux modèles. Au cours de chaque étape suivante, 20% supplémentaires des contacts sont modifiés en ZFO.



Répartition des contraintes normale et tangentielle dans le plan de Mohr. Le critère de Mohr Coulomb n'est pas représenté sur cette figure, car trop élevé.

Ces modifications, mêmes si elles rapprochent les contacts du critère, ne sont pas suffisantes pour induire la rupture de contacts de type PR par augmentation des contraintes le long du joint. Aussi, pour notre analyse, nous choisissons de diminuer les valeurs de cohésion et d'angle de frottement, qui définissent notre critère de rupture, plus proche de la répartition des contraintes dans le plan de Mohr.

**ANNEXE 7. FICHIER DE COMMANDE UDEC : PROTOCOLE DE
PERTURBATION DE LA STABILITE DU BLOC**

FICHER DE COMMANDE UDEC : PROTOCOLE DE PERTURBATION DE LA STABILITE DU BLOC

Comme décrits dans le §2.6 Chapitre 5, nos modélisations numériques se déroulent selon 2 phases :

- 1 - Le modèle est soumis à un chargement par gravité afin de définir son état de contrainte initiale. Lors de cette phase, l'ensemble du joint est considéré comme étant entièrement constitué de ponts rocheux ;
- 2- Des perturbations sont introduites dans le système : certains contacts sont convertis en ZFO.

Afin d'introduire ces perturbations, nous avons défini une fonction FISH (logiciel UDEC) qui découpe le joint en N régions. Nous modifions les propriétés mécaniques des régions que nous choisissons, et nous pouvons ainsi contrôler le pourcentage de joint considéré en ZFO. Nous pouvons tirer aléatoirement les régions que nous modifions. La fonction est construite de manière à ce qu'il soit impossible de modifier 2 fois une même région. Ainsi nous sommes sûrs de modifier l'ensemble du joint si l'on souhaite 100% de ZFO. Cette fonction FISH, appelée « j_region », est présentée ci-après.

res init.sav

def j_region

contact=128 ; nombre de contact le long du joint

y_A=4.92 ; coordonnées en y du point A

y_B=10.83 ; coordonnées en y du point B

x_A=0.87 ; coordonnées en x du point A

x_B=1.9 ; coordonnées en x du point B

N=XXX ; nombre de régions voulues

delta=(10.83-4.92)/float(N) ; delta y fonction du nombre de regions

yP=y_A

jid=0

loop while jid<N ; coordonnées du point y au point B

y1=yP

yP=yP+delta

jid=jid+1

command

jregion id jid x_A,y1 x_A,yP x_B,yP x_B,y1

endcommand

end_loop

P=XXXX ; pourcentage voulu

tmax=int((P*N)/100) ; initialisation du pourcentage de valeurs de joints ouverts

tir=0 ; initialisation pour la boucle du nombre de tirage

```

num=0
reg=0
step_lim=20000
xtable(1,t)=t
ytable(1,t)=number ; création d'une table
    command
        table 1 erase ; on s'assure que la table est vide au départ
    endcommand

loop t (1,tmax) ; boucle pour tirage de t valeurs aléatoires
    boo=1
    size=table_size(1)
    number=int((N+1)*urand) ; tirage aléatoire entre 0 et N

    if number=0 then ; si on tire un 0 alors on recommence depuis le début, et
        boo signifie qu'on ne peut pas continuer le tirage
            t=t-1
            boo=0
        endif
    loop p (1,size) ; boucle pour lire toutes les valeurs déjà stockées d
        ans le tableau, afin de s'assurer qu'il n'y a pas de répétitions des valeurs
            val=int(ytable(1,p)) ; pour éviter des problèmes entre réels et
            entiers

            if val=number then ; si la valeur a déjà été tirée, alors on revient au
                début, et on ne peut pas continuer le tirage
                    boo=0
                    t=t-1
                endif
            endloop

        if boo=1 then ; si on a pu passer (donc que number#0 et d'un
            nombre déjà tiré), alors on garde le nombre, et on fait une liste reg qui
            enregistre tous ces nombres
                xtable(1,t)=t
                ytable(1,t)=number
                reg=ytable(1,t)
                command
                    change jmat=3 range jregion=reg ; change les
                    propriétés mécaniques du joint pour les régions
                    sélectionnées
                    solve step=step_lim
                endcommand
            endif
        endloop

    end
end
j_region

```


LES INCERTITUDES LORS DE L'ÉVALUATION DE L'ALÉA DE DÉPART DES ÉBOULEMENTS ROCHEUX

De nombreuses incertitudes interviennent lors de l'évaluation de l'aléa de départ des éboulements rocheux. Ce mémoire se propose de les étudier, en suivant la typologie de Baecher & Christian (2005) qui identifie (1) l'incertitude de décision, (2) l'incertitude de connaissance et (3) l'incertitude aléatoire.

L'incertitude de décision intervient au travers de l'évaluation de l'aléa par expertise. Nous avons mis au point une expérimentation visant à étudier l'influence du niveau d'expertise de la personne en charge de l'étude et de la méthode utilisée (qualitative et quantitative) sur l'évaluation de l'aléa. Nous avons montré que l'utilisation d'une méthode qualitative permet de guider la pensée et de réduire la dispersion des niveaux d'aléas finaux, ce qui n'est pas le cas d'une méthode quantitative. Nous montrons également que dans des cas spectaculaires, l'expérience de l'ingénieur lui permet de ne pas surévaluer l'aléa, et que pour des cas plus classiques, il n'y a pas d'influence du niveau d'expertise dès lors que la méthode est suffisamment détaillée.

L'incertitude aléatoire se manifeste par la variabilité temporelle des éboulements rocheux. Un travail sur des bases de données a été entrepris. Il a permis de mettre en évidence une corrélation statistique entre les éboulements rocheux et certains facteurs météorologiques (pluies et températures). Une méthode évaluant la probabilité d'occurrence des éboulements en fonction de l'intensité des pluies ou la valeur des températures a alors été développée. Elle peut être considérée comme un outil d'aide à la décision dans la gestion du risque. Un travail sur ces bases de données a également permis de montrer l'existence d'une composante de bruit de fond aléatoire, ne montrant aucune corrélation statistique, caractérisée par le fait que le temps qui sépare deux chutes de blocs suit une loi de Poisson.

L'incertitude de connaissance résulte d'un manque d'informations concernant, en particulier, les facteurs préparatoires. Afin de mieux appréhender ces incertitudes, des modèles numériques (éléments distincts - UDEC) de glissement d'un bloc sur un plan incliné, dépendants de la présence et de la proportion de ponts rocheux, ont été réalisés. Ils ont permis de montrer l'existence de deux phases dans la rupture, contrôlées par les reports des contraintes le long du joint entre le bloc et le plan, à mesure que de la rupture des ponts rocheux se propage. Cependant, ces deux phases ne se retrouvent pas dans l'étude des déplacements du bloc. Nous montrons également l'influence de la position des ponts rocheux sur la vitesse de propagation de la rupture en fonction de la pente.

Ces travaux fournissent un outil opérationnel et des indications sur le processus d'évaluation de l'aléa qui pourraient aider l'ingénieur en charge d'une étude d'aléa à justifier et à affiner son estimation.

Mots-clés : Eboulements rocheux, Aléa de départ, Incertitudes, Modélisation numérique, Analyse de données

UNCERTAINTIES ON ROCKFALL ASSESSMENT

The present dissertation proposes to study uncertainties in rockfall hazard assessment process, on the basis of the Baecher & Christian typology (2005), which identifies (1) decision uncertainties, (2) knowledge uncertainties, and (3) natural variability.

Decision uncertainties are due to the subjectivity of experts' assessment. An experiment has been realized in order to evaluate the influence of the expertise level, and the chosen method (qualitative or quantitative) on the rockfall hazard. The rockfall hazard levels obtained by the qualitative method are quite uniform while the quantitative method produces more disparate results. We have shown that, classically, the expertise level has no influence on the assessment if the method is precisely detailed. In the case of spectacular sites, experts do not overestimate the hazard.

The natural variability is associated to the temporal variability of the rockfalls. We have studied the statistical correlation between meteorological and rockfall databases. We have developed a method that takes into account the probability of occurrence of the studied triggering factor (rainfalls and temperatures). This new approach is easy to use, and also helps to determine the conditional probability of rockfall according to a given meteorological factor. This approach will help to optimize risk management in studied areas based on their meteorological conditions. A work on these databases also has allowed the unpredictability of the rockfalls to be highlighted. Indeed, the delay between two rockfalls follows a Poisson distribution.

Knowledge uncertainties may concern the preparatory factors. We have studied them with numerical models of a rock block sliding along a planar joint, depending on the proportion and position of rock bridges (distinct elements - UDEC). Two stages of the failure process have been highlighted; they have been controlled by the stress redistribution induced by the failure, and the propagation of the rock bridges. However, these two phases are not identified when studying block displacements. We also have shown the influence of the position of rock bridges on the propagation of failure.

This research provides an operational tool, and guidelines on assessment process that may help engineers in charge of a rockfall risk analysis to justify and refine the obtained risk estimations.

Keywords: Rockfall hazard, Failure probability, Uncertainties, Numerical modelling, Databases analysis