

Influence des caractéristiques mécaniques,  
géométriques et hydrauliques des discontinuités sur la  
stabilité des talus rocheux fracturés-Apport de la méthode  
des éléments distincts

Par

Hakim AHMARI

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE  
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION  
DU DOCTORAT EN GÉNIE  
Ph. D.

MONTRÉAL, LE 5 MARS 2021

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre média une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

## **PRÉSENTATION DU JURY**

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Gabriel J.Assaf, directeur de thèse  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Kamal Al Haddad, président du jury  
Département de génie électrique à l'École de technologie supérieure

M. François Duhaime, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Yannic A. Éthier, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Dr. Mireille Sandrine Ewane, membre externe indépendant  
Professionnelle en géotechnique chez SNC-LAVALIN à Montréal

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 21 JANVIER 2021

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE



## REMERCIEMENTS

La réalisation de cette recherche n'aurait pas été possible sans l'aide des gens qui y ont participé de près ou de loin. La première personne à laquelle je pense n'est autre que mon directeur de recherche, monsieur Gabriel Assaf, qui m'a fait confiance pour la réalisation de ce travail, je le remercie non seulement pour l'excellence de sa démarche scientifique, mais aussi pour son rôle de guide durant ce travail : il a su me laisser la liberté nécessaire à l'accomplissement de mes recherches, tout en conservant un œil critique et avisé. Nos échanges continuels, si riches, ont sûrement été la clé de réussite de ce travail. Je le remercie infiniment de m'avoir toujours suivi à distance et guidé par ces conseils scientifiques enrichissants pendant toute la période de la thèse.

J'aimerais aussi exprimer ma gratitude à tous les experts nationaux et internationaux qui ont participé au symposium international de la stabilité des talus rocheux fracturés qui s'est déroulé à Marrakech le mois d'avril 2014. Les discussions avec ces professionnels ayant déjà travaillé sur mon site d'étude ou sur des sites voisins similaires m'ont permis de collecter les informations nécessaires pour démarrer mon travail. Je les remercie tous pour leur accueil chaleureux, leur extrême gentillesse et leur générosité, c'est grâce aux données qu'ils m'ont fournies que l'étude de la stabilité du talus D15 a été possible.

J'exprime également mes plus sincères remerciements aux personnes qui m'ont fait l'honneur de juger mon travail : M. Kamal Al Haddad, professeur au département de génie électrique de l'école de technologie supérieure, d'avoir accepté d'être le président du jury. M. François Duhaine et M. Ethier Yannic, du département de génie de la construction de l'école de technologie supérieure d'avoir accepté d'évaluer cette thèse de doctorat et de participer en tant que jury. Je les remercie tous pour leurs remarques rigoureuses ainsi que leurs riches discussions lors de mon premier dépôt.

Je tiens aussi à remercier vivement Mme Mireille Sandrine Ewane, professionnelle en géotechnique chez SNC-LAVALIN d'avoir accepté de participer au jury comme membre externe indépendant.

En terminant, je désire remercier chaleureusement ma mère que j'aime beaucoup, mes frères et sœurs pour leur indésirable soutien. Je voudrais associer à ces remerciements mes filles

Douaa, Rim et Malak pour leur amour et leur patience. Soyez rassurées mes filles que papa sera toujours disponible pour vous. Je remercie naturellement ma conjointe Wafa Semlali pour ces innombrables encouragements et sa présence à mes côtés tout au long de ce long parcours. Elle a toujours su me soutenir pendant les moments les plus difficiles. Cette thèse est aussi à vous. Merci de tout mon cœur. Enfin, je n'oublierai pas de remercier très chaleureusement mon ami Youssef Taoufiq pour son indéfectible soutien et ses encouragements.

Je dédie cette thèse à mon père décédé qui n'a pas pu voir son fils parachever son parcours académique.

**Influence des caractéristiques mécaniques, géométriques et hydrauliques des discontinuités sur la stabilité des talus rocheux fracturés  
Apport de la méthode des éléments distincts**

Hakim AHMARI

**RÉSUMÉ**

Le sujet de cette thèse s'intègre dans un axe de recherche relatif à l'étude de la stabilité des talus rocheux fissurés. Ce travail s'intéresse précisément à l'influence des propriétés des discontinuités inter-blocs (blocs formant le talus), notamment l'angle de frottement, sur la stabilité de ces talus. La thèse porte également sur les méthodes appliquées pour l'étude de la stabilité des massifs rocheux, plus particulièrement les méthodes classiques basées sur l'analyse des forces en situation d'équilibre limite et la méthode des éléments distincts (DEM). En effet, la stabilité des talus rocheux fracturés dépend notamment des paramètres qui caractérisent les discontinuités inter-blocs. Par ailleurs, le degré d'influence de ces paramètres n'est pas le même. Par conséquent, il est intéressant de procéder à des simulations numériques et à une étude de sensibilité sur ces paramètres pour déterminer le paramètre le plus influent afin de proposer une solution de confortement adéquate permettant de mieux stabiliser les talus en question.

Pour valider l'approche par simulation numérique et les résultats ainsi obtenus, la stabilité du déblai D15, situé sur l'autoroute Marrakech-Agadir au Maroc, a été étudiée. On a effectué précisément une rétro analyse de l'instabilité de la pente « Petit D15 » située dans la zone extrême nord du déblai D15 et une étude de stabilité du massif rocheux de la zone nord de ce déblai. L'analyse est effectuée selon plusieurs approches analytiques et numériques.

L'originalité de cette thèse réside dans la démonstration du rôle déterminant de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs dans la stabilité des talus rocheux fracturés et dans la quantité d'ancrages à mettre en œuvre pour les stabiliser. En faisant ressortir la contribution significative de cet angle, cette thèse permettra de concevoir des systèmes de renforcement plus appropriés pour stabiliser des talus rocheux fracturés, résultant en des économies substantielles autant au niveau des coûts des travaux que des conséquences néfastes et des dégâts matériels engendrés par la rupture de ces talus.

**Mots-clés :** Stabilité, talus, Massif rocheux, discontinuités, équilibre limite, éléments distincts





**Influence of the mechanical, geometric and hydraulic characteristics of discontinuities  
on the stability of fractured rocky slopes  
Contribution of the Method of Distinct Elements**

Hakim AHMARI

**Abstract**

The subject of this thesis is part of a research axis relating to the study of the stability of fractured rocky slopes. This work focuses on the influence of the properties of inter-block discontinuities (blocks forming the slope), in particular the friction angle, on the stability of these slopes. The thesis also covers the methods applied in the study of the stability of rock massifs, more particularly the common methods based on the analysis of forces in limit equilibrium and the method of distinct elements (DEM). Indeed, the stability of fractured rock slopes substantially depends on the parameters of inter-block discontinuities. Moreover, the degree of influence of these parameters is not the same. Consequently, it is necessary to carry out numerical simulations and a sensitivity study on these parameters to determine the most influential parameter in order to propose an adequate reinforcement and stabilization solution.

In order to validate the numerical simulation approach and the results thus obtained, we studied the stability of the D15, a slope located on the Marrakech-Agadir motorway in Morocco. A retro-analysis was specifically carried out on the instability of the "Petit D15" slope located in the extreme north zone of the D15 excavation and a stability study of the rock massif in the northern zone of this excavation were carried out. The analysis is carried out by several analytical and numerical approaches.

The originality of this thesis lies in the demonstration of the key role played by the angle of friction of the inter-blocs discontinuities on the stability of fractured rocky slopes and in the quantity of anchors to be implemented to stabilize them. By bringing out the significant contribution of this angle, this thesis will allow designing more appropriate reinforcement systems to stabilize fractured rocky slopes, resulting in substantial savings in terms of reinforcement costs and of adverse consequences and material damage caused by the rupture of these rock slopes.

**Keywords:** Stability, slope, rock massif, discontinuities, limit equilibrium, distinct elements



INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	9
1.1 Reconnaissance et caractérisation du massif rocheux .....	9
1.1.1 Type et résistance des roches .....	11
1.1.2 Types et caractéristiques des discontinuités .....	17
1.1.3 Classification et comportement des massifs rocheux .....	27
1.2 Stabilité des pentes rocheuses .....	42
1.2.1 Méthode d'équilibre limite .....	43
1.2.2 Méthodes numériques.....	50
1.2.3 Méthode des éléments distincts.....	52
1.2.4 Étude de sensibilité (Méthode Taguchi : Méthode orthogonale).....	69
1.3 Méthodes de confortement et de surveillance.....	73
1.3.1 Méthodes de confortement .....	74
1.3.2 Dispositifs d'auscultation et de surveillance des talus .....	91
1.4 Conclusion.....	94
CHAPITRE 2 INFLUENCE DES PARAMÈTRES DES DISCONTINUITÉS SUR LA S STABILITÉ DES TALUS ROCHEUX FRACTURÉS.....	95
2.1 Résumé .....	95
2.2 Introduction.....	95
2.3 Présentation du cas d'étude .....	96
2.3.1 Conditions aux frontières et propriétés du massif rocheux .....	97
2.3.2 Validation du modèle .....	98
2.4 Résultats et discussion.....	100
2.4.1 Influence de l'angle de frottement.....	100
2.4.2 Influence de la cohésion .....	101
2.4.3 Influence du pendage .....	102
2.4.4 Étude de sensibilité.....	103
2.4.5 Détermination du schéma de renforcement optimal .....	106
2.5 Conclusion.....	115
CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DU DÉBLAI (D15).....	117
3.1 Descriptif de l'ouvrage .....	117
3.2 Données du site.....	119
3.2.1 Géométrie du site.....	119
3.2.2 Géologie du site et structure du massif rocheux.....	119
3.2.3 mécaniques et géométriques du massif rocheux.....	123
CHAPITRE 4 STABILITÉ DE LA ZONE 1 DU DÉBLAI D15.....	125
4.1 Résumé .....	125
4.2 Introduction.....	125
4.3 Présentation du site et historique des désordres .....	126
4.4 Rétro analyse de la rupture du petit d15 .....	127

4.4.1	Hypothèses générales.....	127
4.4.2	Construction du modèle .....	127
4.4.3	Conditions aux frontières.....	129
4.4.4	Paramètres du massif rocheux.....	130
4.4.5	Analyse avec la méthode d'équilibre limite (utilisation du logiciel SLIDE)..	131
4.4.6	Analyse avec la méthode des différences finies.....	135
4.5	Conclusion .....	141
CHAPITRE 5 INSUFFISANCE DE LA MÉTHODE D'ÉQUILIBRE LIMITE DANS L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES TALUS ROCHEUX FRACTURÉS ....		
5.1	Résumé.....	143
5.2	Introduction .....	143
5.3	Méthodologie .....	144
5.3.1	Présentation de la méthode de calcul à l'équilibre limite.....	144
5.3.2	Présentation du modèle.....	145
5.4	Résultats et discussions .....	147
5.4.1	Résultats relatifs au glissement des blocs.....	147
5.4.2	Résultats relatifs au basculement des blocs .....	150
5.5	Application à un cas réel : le massif rocheux de la zone nord du déblai d15 .....	151
5.5.1	Présentation du site d'étude (zone 2 du D15) .....	151
5.5.2	Conception du modèle.....	152
5.5.3	Propriétés mécaniques et géométriques du massif rocheux.....	155
5.5.4	Stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15.....	155
5.6	Conclusion .....	160
CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS.....		161
ANNEXE I	PARAMÈTRES INDIVIDUELS POUR LE CALCUL DE L'INDICE Q .....	164
ANNEXE II	DÉTAILS DE LA CLASSIFICATION RMR .....	169
ANNEXE III	PARAMÈTRES DE L'INDICE SMR.....	171
ANNEXE IV	ESTIMATION DU GSI.....	173
ANNEXE V	ESTIMATION DU GSI MODIFIÉ.....	175
ANNEXE VI	PARAMÈTRES INDIVIDUELS POUR LE CALCUL DE L'INDICE Q-slope	177
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....		217

## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Classification des roches foliées (orientées)	14
Tableau 1.2	Classification des roches non orientées	14
Tableau 1.3	Classification de la roche en fonction du RQD	28
Tableau 1.4	Classification du massif rocheux selon NGI	29
Tableau 1.5	Classification du massif rocheux selon le RMR	30
Tableau 1.6	Les différentes classes de stabilité selon la valeur SMR	32
Tableau 1.7	Les suggestions de soutènement selon la classe SMR	32
Tableau 1.8	La qualité du massif selon la valeur du GSI	33
Tableau 1.9	Comparaison entre les méthodes explicites et les méthodes implicites	51
Tableau 1.10	Le plan orthogonal de Taguchi $L_{16}(4^5)$	73
Tableau 2.1	Propriétés du massif rocheux	98
Tableau 2.2	Niveaux orthogonaux et paramètres des discontinuités inter-blocs	104
Tableau 2.3	Caractéristiques du massif rocheux, des câbles et de matériau de coulis	106
Tableau 3.1	Propriétés des discontinuités	121
Tableau 3.2	Caractéristiques mécaniques des terrains du déblai D15	124
Tableau 4.1	Propriétés du massif rocheux du «Petit D15»	130
Tableau 4.2	Résultats des différentes méthodes classiques	132
Tableau 4.3	Comparaison des résultats obtenus par les deux logiciels SLIDE et FLAC	142
Tableau 5.1	Caractéristiques du massif rocheux (Roche intacte + Discontinuités)	146
Tableau 5.2	Caractéristiques mécaniques des terrains de la zone nord	155
Tableau 5.3	Propriétés des discontinuités du massif de la zone nord	155
Tableau 5.4	Caractéristiques des câbles pour le massif de la zone nord	157



## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 0.1	Organisation de la thèse..... 7
Figure 1.1	Processus de formation et de transformation des roches ..... 11
Figure 1.2	Degrés du métamorphisme ..... 14
Figure 1.3	Dispositif pour un essai brésilien ..... 16
Figure 1.4	Évolutions de la fracturation dans le calcaire ..... 18
Figure 1.5	Types de faille..... 19
Figure 1.6	Extension d'une discontinuité ..... 20
Figure 1.7	Orientation d'un plan de discontinuité..... 21
Figure 1.8	Espacement dans un massif rocheux avec trois familles de discontinuités ..... 22
Figure 1.9	Rigidités normale et tangentielle des discontinuités ..... 23
Figure 1.10	Profils de rugosité typiques et valeur correspondante du JRC..... 24
Figure 1.11	Angle de dilatance ..... 25
Figure 1.12	Modèle conceptuel des plaques parallèles..... 27
Figure 1.13	Critère de résistance de MC représenté dans le plan ( $\tau$ , $\sigma$ ) ..... 35
Figure 1.14	Critères de (MC) et de (HB) dans l'espace des contraintes principales ..... 38
Figure 1.15	Critère de Drucker-Prager dans l'espace ( $I_1$ , $J_2^{0.5}$ ) ..... 39
Figure 1.16	Courbe de cisaillement et de dilatance..... 40
Figure 1.17	Résistance de cisaillement d'un joint..... 41
Figure 1.18	Exemple d'une rupture circulaire ..... 46
Figure 1.19	Projection des forces ..... 46
Figure 1.20	Équilibre d'un bloc rocheux le long d'une discontinuité ..... 48
Figure 1.21	Cycle de calculs de la méthode des éléments distincts..... 53
Figure 1.22	Exemple d'un modèle dans UDEC ..... 55
Figure 1.23	Schéma de calcul de déplacement dans UDEC..... 57
Figure 1.24	Représentation des contacts dans UDEC ..... 58
Figure 1.25	Modèle du renforcement local ..... 60
Figure 1.26	Orientation des ressorts (axial et tangential) avant et après le cisaillement..... 60
Figure 1.27	Comportement axial du renforcement local (boulon-scellement) ..... 61
Figure 1.28	Comportement tangential du système de renforcement boulon-scellement..... 62
Figure 1.29	Résolution des composantes des forces tangentielles (A) et axiales (B)..... 64

Figure 1.30	Influence de l'exposant de rigidité sur les forces- déplacements .....	66
Figure 1.31	Représentation conceptuelle d'un câble avec le coulis.....	67
Figure 1.32	Comportement mécanique du composite (Câble+coulis) .....	68
Figure 1.33	Comportement du matériau de coulis pour l'élément de câble .....	69
Figure 1.34	Merlon de Barjac en France .....	76
Figure 1.35	Mur de gabions .....	76
Figure 1.36	Fosse de réception aménagée en pied de falaise .....	77
Figure 1.37	Abaque pour le dimensionnement d'une fosse de réception .....	78
Figure 1.38	Barrière fixe avec grillage.....	79
Figure 1.39	Grillage avec piège à fosse de réception .....	80
Figure 1.40	Filets de protection déformables .....	81
Figure 1.41	Mécanismes de protection d'une galerie.....	82
Figure 1.42	Cicatrices d'arrachement (Pyrénées Orientales) .....	83
Figure 1.43	Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable.....	84
Figure 1.44	Types d'interventions de confortement .....	85
Figure 1.45	Ancrage d'emmaillotement à Rocamadour .....	86
Figure 1.46	Béton projeté à Darnétal (Seine-Maritime) sur un talus routier .....	88
Figure 1.47	Grillage, avant et en fin de travaux Prats-de-Mollo (France) .....	88
Figure 1.48	Évacuations des eaux superficielles dans le déblai D15 .....	89
Figure 1.49	Schéma de drainage par tubes subhorizontaux.....	90
Figure 1.50	Talus végétalisés .....	91
Figure 2.1	Modèle de talus utilisé dans les calculs .....	97
Figure 2.2	Déplacements en cisaillement des blocs en fonction de L.....	99
Figure 2.3	Maillages pour L= 30 m.....	99
Figure 2.4	Maillages pour L= 6 m.....	100
Figure 2.5	Déplacement en fonction l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs. ....	101
Figure 2.6	Influence de la cohésion des discontinuités inter-blocs sur le déplacement....	102
Figure 2.7	Déplacement en fonction du pendage des discontinuités inter-blocs .....	103
Figure 2.8	Valeurs moyennes des paramètres des discontinuités inter-blocs .....	105
Figure 2.9	Gammes des paramètres des discontinuités inter-blocs .....	105
Figure 2.10	Renforcements du talus avec les câbles d'ancrages .....	107
Figure 2.11	Détermination du facteur de sécurité sans ancrage.....	108
Figure 2.12	Détermination du facteur de sécurité avec ancrage.....	108
Figure 2.13	Force de cisaillement selon le numéro du câble .....	109



Figure 2.14	Stabilité du talus sans ancrages au pied des taus.....	110
Figure 2.15	Variation de la force de cisaillement maximale le long du câble .....	110
Figure 2.16	Influence de l'inclinaison du câble d'ancrage sur le facteur de sécurité .....	111
Figure 2.17	Influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité .....	112
Figure 2.18	Influence de l'angle de frottement sur le cisaillement dans les câbles .....	113
Figure 2.19	Variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur des câbles .....	114
Figure 3.1	Situation du déblai D15 sur le tracé autoroutier.....	117
Figure 3.2	Sections autoroutières entre Marrakech et Agadir .....	118
Figure 3.3	Différentes zones du Déblai 15.....	118
Figure 3.4	Vue de la zone de déblai D15.....	119
Figure 3.5	Les différentes unités géologiques du déblai D15 .....	120
Figure 3.6	Les trois principales familles de discontinuités .....	121
Figure 3.7	Faille avec joints de stratifications .....	122
Figure 3.8	Rupture de la zone sud du déblai D15 .....	123
Figure 3.9	Galeries de reconnaissance et leur emplacement dans le déblai D15.....	124
Figure 4.1	Localisation du talus «petit D15 » par rapport au déblai D15 .....	126
Figure 4.2	Dimensions minimales pour un modèle en deux dimensions.....	128
Figure 4.3	Localisation de la ligne de rupture potentielle du talus .....	129
Figure 4.4	Localisation des conditions aux frontières pour les déplacements .....	130
Figure 4.5	Variation du FS par rapport au niveau de la nappe .....	133
Figure 4.6	Influence de la cohésion sur le facteur de sécurité.....	134
Figure 4.7	Influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité .....	135
Figure 4.8	Stabilité du talus «petit D15» en condition sèche .....	137
Figure 4.9	Déplacements horizontaux (A) et verticaux (B) en condition sèche .....	138
Figure 4.10	Pressions interstitielles (Pa) obtenues en fixant la nappe phréatique .....	139
Figure 4.11	Déplacements horizontaux (C) et verticaux (D) avec présence de l'eau.....	139
Figure 4.12	Déplacement en fonction de l'angle de frottement .....	140
Figure 4.13	Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement.....	141
Figure 5.1	Modèle du talus utilisé dans les simulations numériques .....	146
Figure 5.2	Déplacements des blocs pour le cas 1 .....	148
Figure 5.3	Déplacements des blocs pour le cas 2.....	149
Figure 5.4	Les familles de discontinuités la zone nord du déblai D15.....	151
Figure 5.5	Faille sur la zone nord du déblai D15 .....	152
Figure 5.6	Vue en plan du déblai 15.....	152

Figure 5.7	Modèle du massif rocheux de la zone nord du déblai D15 .....	153
Figure 5.8	Maillages de la partie supérieure du plan de faille .....	154
Figure 5.9	Stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15 .....	156
Figure 5.10	Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement .....	157
Figure 5.11	Renforcement du massif de la zone nord du D15 avec les câbles .....	158
Figure 5.12	Stabilité du massif rocheux de la zone nord renforcé par les câbles .....	159
Figure 5.13	Influence de la longueur des câbles sur le facteur de sécurité .....	159

## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES

RMR	Rock Mass Rating
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
GSI	Geological Strength Index
RQD	Rock Quality Designation
UCS	Résistance en compression uniaxiale
AFTES	Association Française des Tunnels Et de l'espace Souterrain
$J_n$	Nombre de famille de discontinuités
$J_r$	Paramètre de rugosité des joints
$J_a$	Paramètre d'altération des joints
$J_w$	Paramètre hydraulique
SRF	Paramètre de réduction relatif aux contraintes
$\sigma_c$	Résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte
$\sigma_1$	Contrainte effective principale majeure à la rupture
$\sigma'_3$	Contrainte effective principale mineure à la rupture
m, s	Paramètres du matériau
$a_h$	Accélération pseudo -statique horizontale
$a_v$	Accélération pseudo -statique verticale
W	Le poids de la masse de rupture
UDEC	Universel distinct élément code
FLAC	Fast lagrangian analysis of continua
LPEE	Laboratoire public des essais et des études
ADM	Administration des autoroutes du Maroc
MTQ	Ministère des Transports de Québec
FS	Facteur de sécurité

$Q_f$	Débit dans la fracture
$V$	Vitesse moyenne de l'eau dans la fracture
$A_{sec}$	Aire d'une section de la fracture perpendiculaire à l'écoulement
$b$	Espacement entre les parois de la fracture
$w$	Dimension de la fracture dans la direction perpendiculaire à l'écoulement
$L$	Dimension de la fracture dans la direction parallèle à l'écoulement
$\Delta h$	Différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval de la fracture
$\mu$	Viscosité dynamique
$I$	Gradient hydraulique
$K$	Coefficient de perméabilité ou perméabilité
$C_{RI}$	Cohésion de la roche intacte
$\Phi_{RI}$	Angle de frottement de la roche intacte
$C_D$	Cohésion des discontinuités
$\Phi_D$	Angle de frottement des discontinuités
$\Phi_F$	Angle de frottement sur le plan de faille
$\Psi_D$	Pendage des discontinuités
$\Psi_T$	Pendage du Talus
$H_T$	Hauteur du talus
$\Psi_F$	Pendage de la faille
$K_n$	Raideur normale des discontinuités
$K_s$	Raideur tangentielle des discontinuités
$\rho$	Masse volumique
$\delta$	Déplacement des blocs constituant le talus
$\delta h_{max}$	Déplacement horizontal maximal
$\delta v_{max}$	Déplacement vertical maximal
$g$	Accélération de la pesanteur

$D_b$	Diamètre de la barre d'ancrage
$\sigma_{el}$	Limite élastique du matériau de la barre d'ancrage
$\sigma_e$	Limite d'écoulement du matériau de la barre d'ancrage
$\varepsilon_f$	Déformation à la rupture
A	Section de la barre d'ancrage
$L_B$	Longueur de la barre d'ancrage
$\alpha$	Inclinaison de la barre par rapport au plan horizontal
UCS	Résistance en compression uniaxiale
E	Module de Young
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\sigma_t$	Résistance à la traction
P	Charge à la rupture
D	Diamètre de l'éprouvette
L	Longueur de l'éprouvette
T	Contrainte de cisaillement
$T_p$	Résistance au pic
$\sigma$	Contrainte normale
$\phi_p$	Angle de friction de la discontinuité
$\phi_r$	Angle de friction résiduel de la discontinuité
JRC	Coefficient de rugosité d'une discontinuité
JCS	Coefficient de raideur d'une discontinuité
GT	Grès grossiers
ST	Siltstones
AT	Argilites
$R_t$	Résistance en tension
$a_N$	Accélération nominale



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

La rupture des talus rocheux peut contraindre la circulation des véhicules sur les routes nationales ou les autoroutes qui les longent. Ces pentes rocheuses instables ont souvent conduit à des dommages sérieux, engendrant des travaux d'entretien, de réparation et de renforcement importants et onéreux (Saim, 1997).

Le comportement de ces pentes rocheuses est principalement dicté par les discontinuités qui les traversent (Maiolino, Deveaud et Pellet, 2014). En effet, les caractéristiques de ces discontinuités et leurs résistances au cisaillement sont les principaux facteurs influençant cette stabilité.

L'intensité et l'état de la fracturation conditionnent les propriétés mécaniques et hydrauliques du massif rocheux (Lin, Zhu, Deng et He 2012). En général, les caractéristiques mécaniques des discontinuités sont plus faibles que celles de la matrice rocheuse et leur conductivité hydraulique est plus élevée. Les déplacements importants s'effectuent habituellement le long de ces discontinuités préexistantes via des réseaux de micro fractures dans la matrice rocheuse (Douchet et al. 2017). Par conséquent, la stabilité des pentes excavées dans les massifs rocheux est principalement déterminée par les discontinuités qui parcourent ces massifs (Lavergne, 2016).

La mécanique des roches compte aujourd'hui un large éventail de techniques empiriques expérimentales, analytiques et numériques pour étudier la stabilité des talus rocheux fracturés. La majorité des études sont basées sur les méthodes traditionnelles de calcul en équilibre limite et demeurent inchangées depuis plusieurs années (Nehab, Baba et Ouadif, 2014). Ce genre d'approche est facile à formaliser et à automatiser et nécessite une faible puissance de calcul (Tahiri, 1992).

Malgré que ces méthodes classiques constituent un outil efficace pour les analyses de stabilité des pentes en raison de leur simplicité et de leur disponibilité dans la littérature (Kelesoglu, 2016), elles présentent des limites : (1) elles ne prennent pas en compte la déformabilité des joints et (2) elles ne permettent pas d'identifier les mécanismes de déformation et de rupture complexe, la surface de rupture étant déterminée et fixée au début. Ces simplifications présumées peuvent conduire à des résultats prudents dans la plupart des cas. Ces méthodes

ne sont pas adéquates pour un milieu rocheux dans lequel les surfaces de discontinuités, leurs géométries et leurs propriétés mécaniques jouent un rôle déterminant.

Pour résoudre ce problème, plusieurs chercheurs cités ci-dessous ont développé des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis et la méthode des éléments distincts. Ces méthodes permettent de modéliser les principales caractéristiques telles que les failles, les joints, les fractures, les fluctuations du niveau de la nappe phréatique ainsi que la charge dynamique. En outre, elles permettent d'analyser des facteurs complexes tels que le comportement non linéaire, l'inhomogénéité et l'anisotropie de ces discontinuités (Billaux et Dedeker, 2018).

En raison de ce qui précède et compte tenu du rôle déterminant des discontinuités dans la l'instabilité globale du talus rocheux et des déplacements importants possibles au niveau de ces discontinuités, la modélisation par la méthode des éléments distincts s'avère l'outil le plus approprié pour modéliser les masses rocheuses fracturées (Lin, Zhu, Deng et He, 2012).

Les méthodes numériques sont largement utilisées et plusieurs travaux de recherche ont été entrepris sur l'application de ces méthodes dans l'analyse de la stabilité des pentes rocheuses.

Pain, Kanungo et Sarkar (2014) ; Böhme et al. (2013); He, An, Ma et Zhao (2013) et Wong et Wu (2014) ont analysé la stabilité et la déformation des pentes rocheuses à l'aide de méthodes de modélisation numérique. Zahri, Boukelloul, Hadji et Talh (2017) ont utilisé la modélisation numérique à travers le logiciel PLAXIS pour étudier la stabilité de la carrière de granulats ENOF-Sétif NE en Algérie. Tanguay (2016) a étudié la stabilité d'une excavation à ciel ouvert (la carrière Bedford) à l'aide (1) du logiciel FLAC basé sur la méthode des différences finies et (2) du logiciel d'éléments finis PHASE 2. Khaldouna et Leyi Ekani (2018) ont étudié la stabilité et le confortement du talus de la résidence présidentielle de la wilaya d'Annaba en Algérie en utilisant le logiciel PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis. Tahiri (1992) a développé un code de calcul (BRIG3D) basé sur la méthode des éléments distincts pour modéliser les milieux rocheux fissurés en trois dimensions. Rafiee (2008) a étudié la stabilité des pentes rocheuses: il a analysé l'état de stabilité de quelques cas réels du massif rocheux par la méthode éléments distincts en utilisant le logiciel UDEC. Il a démontré l'efficacité de cette méthode en deux et trois dimensions. Les cas étudiés sont : la carrière Souraïde située au sud-ouest de la France et deux aménagements de routes dans la région montagneuse des Pyrénées (talus amont de la



déviations d'Ax-les-Therme et le talus rocheux du Pallat). Nguyen (2015) a modélisé les deux sites (la déviation d'Ax-les-Therme et la carrière des Clues) pour effectuer l'analyse numérique à l'aide de codes des éléments discrets RESOBLOK et LMGC90. Cuervo (2015) a proposé une approche numérique basée sur une modélisation numérique discrète qui permet de simuler le comportement collectif de blocs rocheux lors d'un éboulement. Lim (2015) a utilisé le logiciel UDEC basée sur la méthode des éléments distincts pour étudier l'influence des caractéristiques géomécaniques des fractures sur les pressions d'injection limites. Hariri et Hadath (2014) ont étudié la stabilité des massifs rocheux fracturés au Liban sous chargement sismique réel. Ils ont proposé d'analyser ce risque avec une modélisation numérique basée sur le concept des éléments blocs en utilisant le code UDEC. Rouhani (2019) a traité l'analyse de la stabilité des talus en remblais à l'aide de plusieurs méthodes analytiques et numériques. Il a également présenté une étude numérique sur la stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées d'un géo synthétique.

Il n'en demeure pas moins que l'instabilité de ces pentes rocheuses peut se manifester, ce qui constitue une menace directe pour la sécurité des usagers des routes et des autoroutes qui longent ces pentes. Dans de nombreux cas, l'utilisation des câbles d'ancrages est l'une des approches les plus courantes pour le renforcement des pentes rocheuses. C'est une technique largement utilisée, car elle est à la fois efficace, économique et pratique. Son rôle est d'empêcher la chute ou le glissement des blocs isolés et éventuellement d'éviter la progression de l'instabilité en rendant stables les blocs clés (Minier, 2016).

Plusieurs études ont été réalisées pour étudier la stabilité des talus rocheux renforcés par les câbles d'ancrages. L'étude menée par Yan et al. (2019) présente une analyse de stabilité d'une pente rocheuse avec deux failles et évalue l'efficacité d'une méthode de renforcement reposant sur des câbles d'ancrage précontraints. Dans cette étude, un modèle de différence finie 3D a été établi sur la base de la méthode de réduction de la résistance à l'aide du logiciel FLAC3D. Zhigang et al. (2020) ont utilisé la méthode FLAC3D pour calculer numériquement l'effet de renforcement des câbles d'ancrage de différentes longueurs afin de maintenir efficacement la stabilité des pentes meubles hautes et abruptes autour du site de l'ancienne mine de cuivre de Tonglushan à Daye City, dans la province du Hubei en Chine. Zhang et al. (2020) ont utilisé les deux logiciels FLAC3D et 3DEC pour étudier la stabilité du talus renforcé par des câbles d'ancrages de la mine de Nanfen en Chine. Tao et al. (2020) ont effectué des simulations numériques à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS afin de résoudre les problèmes

techniques de rupture des haubans et de chute de la tête d'ancrage, en raison de la grande déformation des câbles de renforcement de la pente de l'ancienne mine de cuivre de Tonglushan à Daye City, dans la province du Hubei en Chine.

L'objectif principal de cette thèse consiste à démontrer que l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs (blocs formant le talus) est le paramètre déterminant dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés et dans l'établissement des schémas de renforcement optimaux de ces talus.

Pour atteindre cet objectif, on a fixé les trois objectifs spécifiques suivants:

- 1- Quantifier l'influence des caractéristiques des discontinuités inter-blocs, en particulier l'angle de frottement sur la stabilité des talus rocheux fracturés et dans l'établissement des schémas de renforcement optimaux de ces talus;
- 2- Montrer que la méthode d'équilibre limite et la méthode numérique donnent les mêmes résultats en termes de coefficient de sécurité dans l'étude de la stabilité des massifs rocheux continus.
- 3- Identifier les circonstances dans lesquelles la méthode d'équilibre limite ne donne pas des résultats satisfaisants dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fissurés.

Afin d'atteindre les sous-objectifs énumérés précédemment, la recherche réalisée se compose de deux phases suivantes :

**Phase 1** : La première phase de notre sujet de recherche est la définition de la problématique : savoir comment intervenir sur un talus potentiellement instable, en identifiant le paramètre déterminant de sa stabilité et en optimisant son schéma de renforcement par les câbles d'ancrages. On a opté pour la modélisation numérique pour répondre aux différents problèmes soulevés dans cette problématique de recherche.

**Phase 2** : Fournir les données de base nécessaires pour faire la modélisation numérique. En effet, l'acquisition des données recueillies lors de visites de terrain (la reconnaissance du terrain, la caractérisation géologique, l'évaluation du risque, la définition des surfaces de discontinuités,

la description de l'état de fracturation du massif rocheux instable) constitue une étape primordiale pour reconnaître et caractériser le massif rocheux qui constitue le déblai D15, objet du cas d'étude de cette thèse.

Ces visites ont été effectuées avec des professionnels ayant participé au symposium international sur la stabilité du massif rocheux (RSS 2014), organisé à Marrakech le mois d'avril 2014. Les données recueillies de ces visites et celles obtenues de la littérature ont permis de réaliser la modélisation numérique.

Le corps du document de la thèse est structuré en cinq chapitres comme illustrés dans la figure (0.1) ci-dessous.

Le chapitre 1 présente une revue de littérature qui porte sur la problématique précitée. Cette partie essentielle fait ressortir la nécessité du travail accompli dans cette thèse au regard de ce qui est déjà connu sur le sujet traité. Ce chapitre évalue le degré d'avancement des recherches sur le sujet étudié et décrit les méthodes et les approches utilisées par différents chercheurs dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés.

Le chapitre 2 est constitué par l'article 1, intitulé *influence des paramètres des discontinuités sur la stabilité des talus rocheux fracturés* et publié dans la revue «*Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*». Ce chapitre est consacré à l'étude de l'influence des paramètres des discontinuités inter-blocs sur la stabilité des talus rocheux fracturés. Tout au long de ce chapitre, on a effectué des calculs pour caractériser le comportement d'un talus rocheux fracturé en utilisant le code de calcul UDEC. Un cas d'application a été utilisé pour démontrer comment le recours à ce code permet de quantifier l'influence des paramètres des discontinuités (inter-blocs) sur la stabilité des talus rocheux fracturés et montrer l'effet de la prise en compte d'un dispositif de renforcement par les câbles d'ancrages sur la stabilité de ces talus.

La méthode orthogonale de Taguchi (Duby, 1989) a été utilisée pour apprécier la sensibilité à ces paramètres et identifier le paramètre déterminant dans cette stabilité. Dans cet esprit, ce chapitre a permis d'identifier le rôle décisif de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs sur le comportement du talus rocheux fracturé. Il s'agit d'une information importante pour la gestion des talus potentiellement instables pour les projets autoroutiers dans le monde entier. Dans le but de vérifier cette affirmation, le chapitre 3 décrit le déblai D15, objet de l'étude de

cas. Il regroupe la localisation et la géométrie du déblai, la géologie du site, la structure du massif rocheux ainsi que l'historique des désordres survenus dans ce déblai.

Le chapitre 4 est développé dans l'article 2, intitulé *stabilité de la zone 1 du déblai D15* et publié dans la revue «*Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*». Ce chapitre présente une rétro analyse de l'instabilité du talus rocheux « petit D15 » situé sur la partie extrême nord du déblai D15 (zone 1) selon deux méthodes.

L'objectif de l'article 2 est de montrer que les deux méthodes peuvent donner des résultats similaires dans le cas des talus excavés dans un massif rocheux continu qui ne présente pas des discontinuités. Les simulations ont été effectuées premièrement par la méthode de calcul à l'équilibre limite via le logiciel SLIDE et ensuite par la méthode des différences finies à travers le logiciel FLAC. Les résultats obtenus avec ces deux logiciels sont semblables en termes de coefficient de sécurité.

Le chapitre 5 est dédié à l'article 3, intitulé *insuffisance de la méthode d'équilibre limite dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés* et publié dans la revue «*Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*». Cet article compare la méthode classique d'équilibre limite et la méthode des éléments distincts (DEM). Le logiciel bidimensionnel UDEC est utilisé pour effectuer les analyses sur un modèle d'un talus excavé dans un massif rocheux. L'objectif est de montrer les limitations de la méthode de l'équilibre limite pour l'étude de la stabilité des talus rocheux fissurés.

L'article 3 propose une étude de stabilité sur le massif rocheux fracturé de la zone nord du déblai D15 (zone 2) dans le but de vérifier le niveau de précision des résultats obtenus sur un cas réel.

La thèse se termine par une conclusion générale qui résume les analyses réalisées et les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse. Cette conclusion souligne également les principales contributions scientifiques de cette thèse.

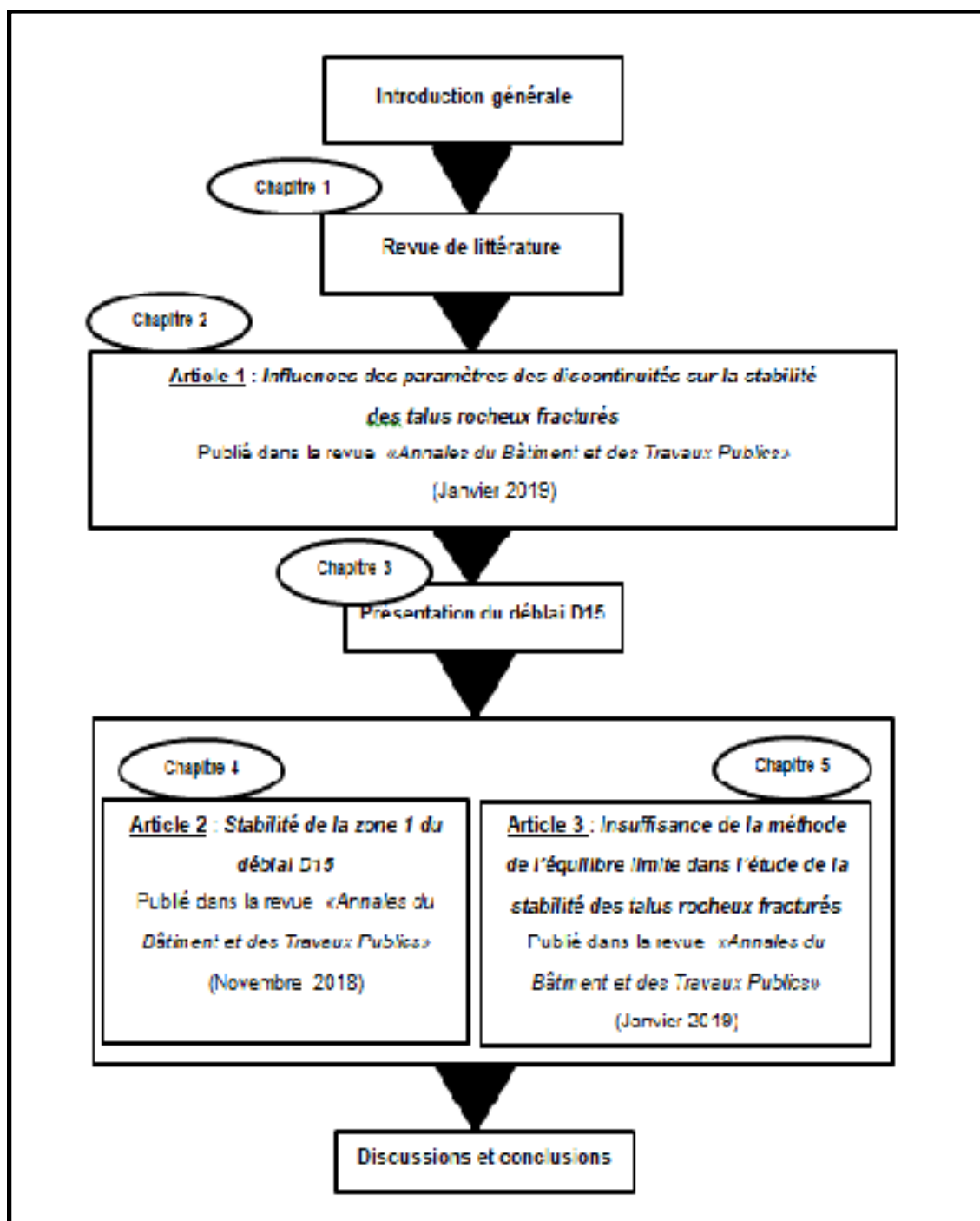


Figure 0.1 Organisation de la thèse



## CHAPITRE 1

### REVUE DE LITTÉRATURE

#### 1.1 Reconnaissance et caractérisation du massif rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs, délimités par des discontinuités telles que des fissures, des fractures, des diaclases ou des failles ou encore des limites stratigraphiques (Chalhoub, 2006).

La reconnaissance du massif rocheux a pour but d'identifier les matériaux formant le massif, d'en prélever les échantillons pour une étude en laboratoire, et de repérer les zones de faiblesses. Elle doit répondre aux questions suivantes :

- Quelle est la nature de la fracturation affectant le massif ?
- Quelle est la densité des familles de discontinuités rencontrées ?
- Quels sont les espacements moyens des fractures ?
- Les propriétés d'un échantillon reflètent-elles celles du massif rocheux ?

Les réponses aux trois premières questions sont obtenues par une analyse des données structurales du massif, recueillies en sondages et en forages (détermination des espacements des fractures, de l'indice de carottage RQD et caractérisation mécanique). La réponse à la quatrième question implique la réalisation d'essais in situ et en laboratoire (Homand-Étienne, Berthout, Houpert et Chapot, 1987).

L'étude d'un massif rocheux fracturé nécessite également une caractérisation de la matrice rocheuse, ainsi que celle des discontinuités. Cette caractérisation consiste à décrire ou à quantifier des paramètres ou des caractéristiques influençant le comportement de la masse rocheuse (Stille et Palmström, 2003).

La conception d'un talus rocheux dépend des constituants du massif dans lequel il est excavé, et plus précisément des interactions entre la matrice rocheuse et les discontinuités. La présence de ces dernières crée une baisse de la résistance et de la rigidité du massif rocheux (Bottelin, 2014). Par conséquent, il est primordial de procéder à une caractérisation de ce massif avant de réaliser les travaux sur ou à proximité d'un talus rocheux, et ce, pour des raisons sécuritaires et économiques.

L'étude de la stabilité des talus rocheux nécessite une connaissance des caractéristiques géologiques, mécaniques et hydrauliques du massif rocheux. Généralement, le comportement de ce massif est gouverné par la présence de différents éléments structuraux (failles, fractures, diaclases), qui sont aussi caractérisés par leurs propres propriétés mécaniques et des propriétés géométriques. Il est donc intéressant d'identifier et de caractériser toutes les discontinuités qui parcourent le massif rocheux.

La connaissance aussi des caractéristiques hydrologiques du massif (la vitesse de circulation de l'eau dans les discontinuités, le niveau de la nappe, le débit dans les fractures, la conductivité hydraulique) est d'une grande importance afin d'obtenir un modèle du massif permettant de dimensionner le talus rocheux. En effet, la présence de l'eau dans le massif provoque le développement de pressions interstitielles ainsi que la diminution du coefficient de frottement le long des discontinuités (Iverson, 2000). C'est un facteur nuisible et défavorable pour la stabilité du massif rocheux et par conséquent pour la stabilité du talus excavé dans ce massif.

Pour réaliser le dimensionnement de ce talus rocheux, la reconnaissance et la caractérisation du massif rocheux doivent avoir comme objectifs principaux :

- Connaître la géologie du massif : pour la roche intacte (le type et l'état de la roche) et pour les discontinuités (le pendage, la persistance, le remplissage,...);
- Déterminer les caractéristiques mécaniques des éléments importants du massif (angle de frottement, cohésion, rigidités...);
- Connaître l'hydrogéologie du massif (la vitesse de circulation de l'eau dans les discontinuités, le niveau de la nappe, le débit dans les fractures, la conductivité hydraulique)

L'objectif est d'obtenir un modèle du massif permettant de dimensionner le talus en tenant compte des caractéristiques qui restent inconnues (Dauphin, Durville et Virely, 2014). Pour cela, un important effort doit être déployé pour caractériser les propriétés du massif rocheux avec le recours à des méthodes de reconnaissance in situ (méthodes directes par pénétration physique dans le sous-sol et les méthodes géophysiques de surface) complétant les essais classiques effectués dans le laboratoire. On désigne par les méthodes directes toutes les opérations de sondage mécaniques (les pénétromètres statiques et dynamiques, les forages par chasse d'eau, les sondages carottés par rotation, les forages au marteau, les forages au rotary, les puits,...)



### 1.1.1 Type et résistance des roches

La matrice rocheuse est définie comme étant un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et qui est non coupé par des discontinuités. Elle fait ainsi référence aux blocs non fracturés situés entre les discontinuités structurales. En fonction des caractéristiques du massif rocheux et de son histoire géologique, la taille de ces blocs peut varier de quelques millimètres à plusieurs mètres. Le nom d'une roche est donné en fonction de sa composition minéralogique, de sa texture et de son mode de formation, ce qui conduit à distinguer trois grandes familles de roches (Hoang, 2010) : (1) les roches sédimentaires (2) les roches magmatiques (roches ignées) et (3) les roches métamorphiques. Le schéma de la figure 1.1 ci-dessous présente ces trois grands types, ainsi que les processus qui conduisent à leur formation.

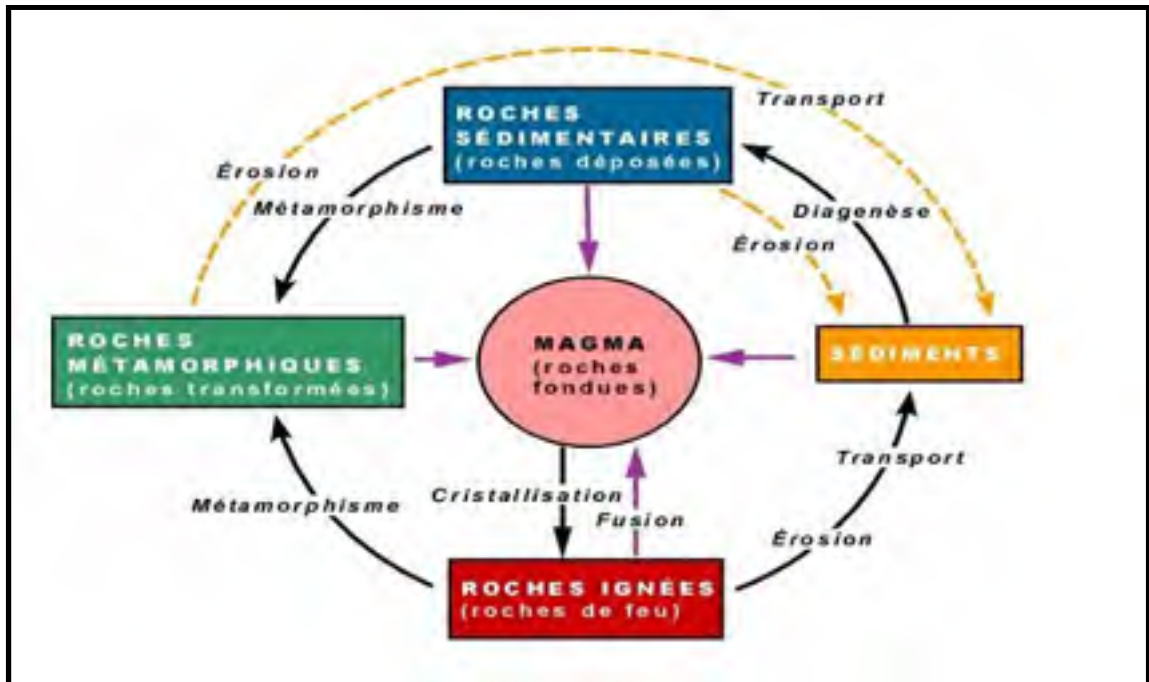


Figure 0.1 Processus de formation et de transformation des roches  
Tirée de Pellet (2017)

#### 1.1.1.1 Roches sédimentaires

Les roches sédimentaires, qui se forment généralement à la surface de la croûte terrestre, sont le résultat d'une accumulation de particules fines compactées (les sédiments). Elles sont formées quand les courants d'eau et le vent brisent les roches en petits morceaux et les déposent sur le sol en couches (ou strates). C'est le type le plus dominant au niveau de la

surface de la Terre. Elles affleurent sur 75 % de la surface des continents, mais avec des épaisseurs limitées (Cruse, 2014). Les plus répandues sont les grès, les roches argileuses ou les roches carbonatées.

Le processus de formation des roches sédimentaires est composé de quatre phases principales qui sont : Premièrement l'érosion et l'altération superficielle des roches qui produit les particules. Deuxièmement, le transport de ces particules qui se fait principalement par l'eau, le vent ou la glace. Troisièmement la sédimentation et le dépôt de ces particules dans un milieu favorable pour former un sédiment. Finalement la diagenèse qui est un ensemble des processus chimiques et mécaniques qui affectent un dépôt sédimentaire après sa formation (la déshydratation, L'enfouissement, la compaction, la dissolution, la recristallisation, et la cimentation) et qui transforme les sédiments pulvérulents en roche sédimentaire.

Habituellement, on distingue trois grandes catégories de roches sédimentaires: les roches détritiques, les roches organogènes et les roches biochimiques. Les roches détritiques sont le résultat de l'accumulation des débris de roches préexistantes (Ex. : grès, sables, silts). Les roches organogènes sont formées par l'accumulation des restes d'animaux ou de plantes (Ex. : charbon, calcaire, la craie). Les roches biochimiques sont issues de la précipitation de substances chimiques en solution dans l'eau des lacs ou des océans (Ex. : sel, gypse) (Benmarce, 2019).

#### **1.1.1.2 Roches magmatiques**

Les roches magmatiques ou roches ignées sont formées au cours du refroidissement du magma des volcans. Le magma refroidi et solidifié a connu du métamorphisme, de l'érosion, de la sédimentation et autres processus de diagenèse (Pellet, 2017). Le magma ainsi formé migre vers la surface de la croûte terrestre. Si le magma n'atteint pas la surface, il cristallise en donnant des roches magmatiques plutoniques qui se forment en profondeur (Ex. : granites). Si le magma atteint la surface, il cristallisera en donnant les roches magmatiques volcaniques (Ex. : basaltes). La taille des minéraux constitutifs permet également de distinguer ces deux types de roches. En effet, les roches plutoniques ont généralement un grain grossier, car elles se forment à partir d'un magma qui refroidit lentement à des grandes profondeurs sous la croûte terrestre. Par conséquent, les cristaux ont le temps de bien se former et la texture présente une texture grenue. Les roches volcaniques ont un grain fin, car elles sont issues d'un magma qui refroidit rapidement à la surface de la croûte terrestre. En conséquence, les cristaux n'ont pas le temps

de bien se former (Cruse, 2014). La classification des roches magmatiques se fait en fonction de leur composition minéralogique, plus précisément en fonction de leur teneur SiO<sub>2</sub> (Boyer, 2009) :

- Roches acides, lorsque le rapport en SiO<sub>2</sub> est supérieur à 66% (Ex.: le granite),
- Roches intermédiaires, lorsque le pourcentage de SiO<sub>2</sub> est entre 52% et 66%
- Roches basiques, lorsqu'elles ont un rapport SiO<sub>2</sub> entre 45 et 52% (Ex.: le basalte)
- Roches ultrabasiques, lorsqu'elles possèdent moins de 45% de SiO<sub>2</sub> (Ex.: la péridotite du manteau).

### 1.1.1.3 Roches métamorphiques

Les roches métamorphiques proviennent de la transformation d'une autre roche magmatique ou sédimentaire. Elles sont transformées sous l'action de la pression et/ou de la chaleur à des roches très solides.

Les roches métamorphiques sont classées selon l'origine sédimentaire ou magmatique de la roche transformée, l'intensité de la déformation et la présence de certains minéraux typiques. Les conditions de température et de pression sous lesquelles la roche s'est formée renseignent sur le degré de métamorphisme de la roche (Figure 1.2). Usuellement, on peut distinguer deux types de métamorphisme:

- Le métamorphisme de faible degré : se produit à des températures situées entre 200 et 320 °C et à une pression faible (Chabou, 2020).
- Le métamorphisme de degré élevé : se produit à des températures supérieures à 320 °C et à une pression relativement forte (Chabou, 2020). L'influence de la température est prépondérante et le volume de la roche transformée est souvent limité.

Parmi les roches métamorphiques les plus connues, on trouve les schistes, les gneiss, les marbres et les quartzites. Dans les schistes et les gneiss, les minéraux apparaissent nettement orientés. Pourtant dans les marbres et les quartzites, l'orientation des minéraux n'est guère visible à l'œil nu (Cruse, 2014). D'une manière générale, c'est la structure de la roche qui détermine le classement des roches métamorphiques : Les roches orientées (foliées) qui sont classées selon le degré de métamorphisme (Tableau 1.1) et les roches non orientées qui sont classées selon leur composition chimique (Tableau 1.2).

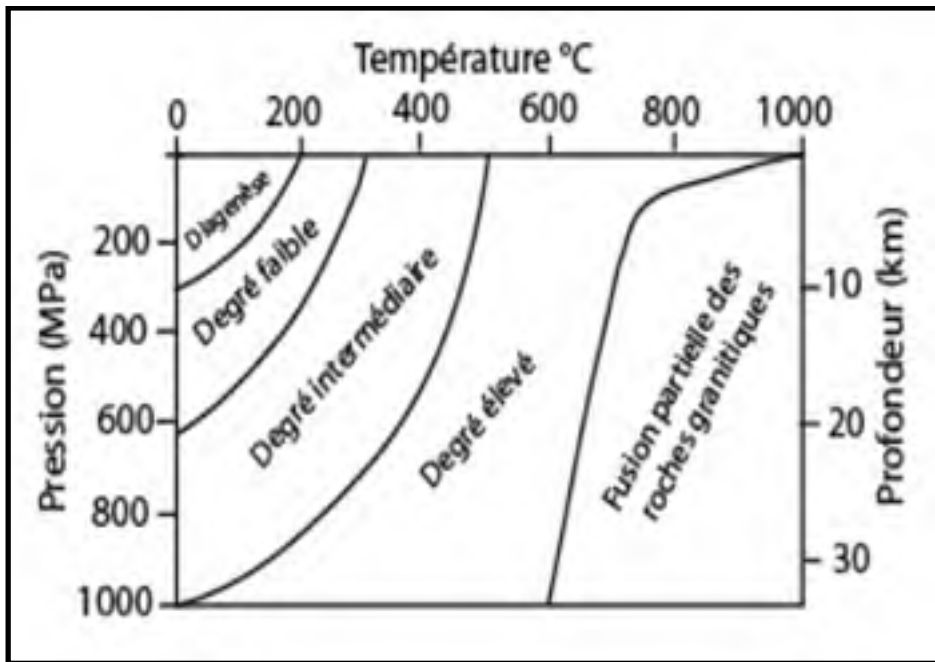


Figure 0.2 Degrés du métamorphisme  
Tirée de Chabou (2020)

Tableau 0.1 Classification des roches foliées (orientées)  
Tiré de Chabou (2020)

Conditions du Métamorphisme	200-300°C	300-450°C	> 450°C
Degré du métamorphisme	Faible	Moyen	Elevé
Nom de la roche	Ardoise	Schiste	Gneiss
Description de la roche	Les minéraux sont invisibles à l'œil nu. La couleur de la roche est foncée et montre un clivage caractéristique. Transformation des pélites et argiles.	Les minéraux sont de tailles moyennes. Les micas sont souvent visibles. Résultent de la transformation de roches argileuses, ardoises, granites et basaltes.	Roches à grains grossiers, foliées avec alternance de bandes claires et sombres. Les bandes peuvent être plissées. Résultent de la transformation de roches argileuses, schistes et granites.

Tableau 0.2 Classification des roches non orientées  
Tiré de Chabou (2020)

<b>Nom de la Roche</b>	Marbre	Quartzite	Anthracite
<b>Minéral</b>	Calcite ( $\text{CaCO}_3$ )	Quartz	Carbone cristallin
<b>Description de la roche</b>	Roche dure à gros grains. Résulte de la transformation du calcaire et de la dolomie	Roche dure à gros grains. Résulte de la transformation du grès.	Roche dure, noire. Résulte de la transformation du charbon.

#### 1.1.1.4 Résistances des roches

La réalisation d'un talus rocheux repose sur une caractérisation géotechnique du massif rocheux dans lequel il est excavé. Elle comporte toujours une phase d'essais en laboratoire afin de déterminer les différentes propriétés du massif rocheux. Les laboratoires d'essais sont donc de plus en plus sollicités. On y commande principalement des essais en compression uniaxiale, des essais de compression triaxiale à diverses pressions de confinement, des essais de traction uniaxiale, des essais de cisaillement direct sur plan structural ainsi que divers essais indirects comme l'essai brésilien ou encore l'essai de double poinçonnement.

La résistance en compression uniaxiale, qui est une valeur capitale pour la conception des structures, correspond à la contrainte normale maximale supportée par la roche. Ce test consiste à appliquer de manière croissante une force de compression sur une carotte de roc intact selon son axe longitudinal jusqu'à la rupture. Il permet de déterminer en plus de la résistance en compression uniaxiale (UCS), le module d'Young (E) et le coefficient de poisson ( $\nu$ ). Le module d'Young (E) correspond à la pente de la zone élastique de la courbe contrainte-déformation axiale de l'échantillon et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) correspond à la pente de la courbe déformation latérale-déformation axiale de l'échantillon.

L'essai triaxial est une méthode de laboratoire courante pour mesurer les caractéristiques mécaniques nécessaires à la détermination de l'enveloppe de rupture ainsi que les valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion. Cet essai permet en plus d'appliquer sur un échantillon cylindrique d'une roche, un chargement vertical permettant de développer une contrainte verticale, un chargement de confinement horizontal permettant de développer une contrainte latérale.

La résistance à la traction d'une roche peut être calculée à travers l'essai brésilien qui consiste à appliquer sur un échantillon de la roche une force de compression suivant son diamètre. La formule 1.1 ci-dessous, développée par Berest (2000), permet de calculer cette résistance. La figure 1.3 ci-après représente un dispositif pour un essai brésilien.

$$\sigma_t = (2P) / (\pi DL) \quad (1.1)$$

$\sigma_t$ : Résistance à la traction (Pa); **P**: Charge à la rupture (N); **D**: Diamètre de l'éprouvette (m)  
**L**: Longueur de l'éprouvette (m)

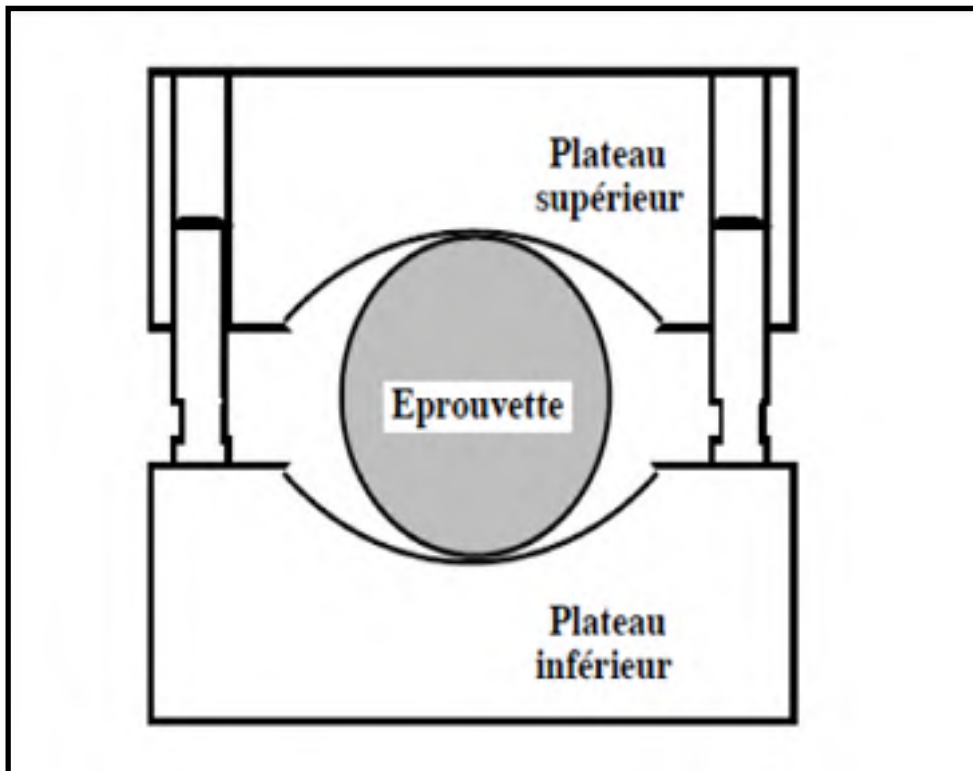


Figure 0.3 Dispositif pour un essai brésilien  
 Tirée de Berest (2000)

L'essai de double poinçonnement permet d'estimer la résistance en compression ( $\sigma_c$ ) de la roche par l'intermédiaire de l'indice de double poinçonnement ( $I_s$ ). Cet indice est calculé à partir de la résistance d'un échantillon lorsqu'il est sollicité en compression entre deux pointes coniques. La charge est augmentée graduellement jusqu'à la rupture. Cette charge sert à

calculer l'indice de double poinçonnement pour lequel il est possible d'établir une corrélation avec la valeur de résistance en compression uniaxiale du roc intact.

### **1.1.2 Types et caractéristiques des discontinuités**

Les discontinuités qui traversent les roches ont une influence significative sur la stabilité du massif rocheux. Elles sont généralement des endroits de grande déformabilité où la rupture est plus facile et où l'eau circule plus facilement (Martin et Saitta, 2012). On peut définir une discontinuité comme étant une fracture ayant une résistance en traction négligeable dans une roche (Priest, 2012).

Les fractures sont des structures géologiques de différentes natures (joints, diaclases, failles) (Peacock, Nixon, Rotevatn, Sanderson et Zuluaga, 2016). Elles se distinguent par différents paramètres (familles, remplissage, fréquence, résistance au cisaillement).

Les propriétés mécaniques de ces discontinuités sont plus faibles que celles de la matrice rocheuse (résistance à la traction négligeable, déformabilité et conductivité hydraulique élevée, faible résistance au cisaillement) (Hoang, 2010). Leurs caractéristiques géométriques telles que : la rugosité, l'espacement, l'orientation, l'ouverture et la persistance ont une influence sur le comportement du massif rocheux. Par conséquent, la prise en compte de ces plans structuraux qui introduisent des faiblesses au niveau de la résistance et la déformabilité est essentielle pour la modélisation des talus dans un milieu rocheux fracturé.

Berkowitz (2002) suggère de diviser les discontinuités en deux classes: (1) les joints formés par des soulèvements, de l'érosion, des pressions excessives des fluides ainsi que des actions chimiques et thermiques (2) les failles générées par des mouvements tectoniques à grande échelle.

#### **1.1.2.1 Joints**

Un joint est une fissure dans la roche dont les deux parois sont parallèles l'une à l'autre (Peacock et al. 2016). Il se développe dans des roches telles les calcaires, les grès ou les roches éruptives. Il possède une grande extension et une faible ondulation et il est rempli par de minces dépôts, généralement argileux, délimitant les strates des roches sédimentaires. Par conséquent, il est dangereux pour la stabilité.

Les joints sont des structures discontinues dues à des déplacements nuls ou faibles vis-à-vis de la surface de discontinuité (Priest, 2012). Ils sont divisés en deux catégories : (1) les diaclases et (2) les litages.

Les diaclases sont définies comme étant des fractures dans une roche le long de laquelle il y'avait peu ou pas de mouvement (Priest, 2012), ce sont des fractures sans mouvement de cisaillement, car elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée. Elles sont des surfaces de rupture de type fragile qui parcourent le massif rocheux.

Les litages sont des surfaces créées par changement de certains facteurs tels que la taille ou l'orientation des grains, la minéralogie ou la chimie de la déposition des roches sédimentaires. Les plans de litage ne seront jamais intersectés. Le recours à des méthodes statistiques spécifiques est nécessaire lors des études de l'orientation et d'espacement des plans de litage (Priest, 2012).

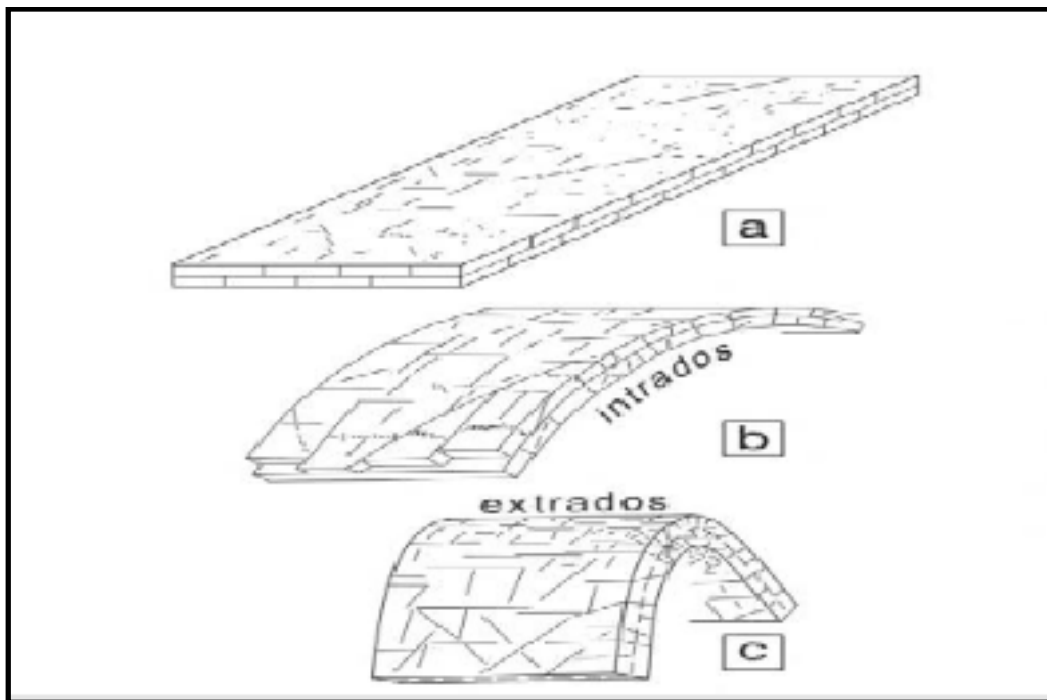


Figure 0.4 Évolutions de la fracturation dans le calcaire  
Tirée de Bouchez et Nicolas (2018)

La figure 1.4 ci-dessus représente un exemple de l'évolution de la fracturation dans la roche calcaire. On y trouve plus précisément: (a) les réseaux de diaclases dans le calcaire non



déformé, (b) l'évolution des diaclases parallèles à l'axe du pli et (c) l'amplification des diaclases dans toutes les directions.

### 1.1.2.2 Failles

Les failles sont des surfaces de discontinuités affectées d'un déplacement parallèle à leur surface (Bouchez et Nicolas, 2018). Ce déplacement peut être important le long de la surface de discontinuité. Elles sont induites quand les plaques tectoniques produisent une contrainte de cisaillement plus grande que la résistance au cisaillement d'un plan particulier dans la masse rocheuse. Les principaux types de failles sont présentés dans la figure 1.5 suivante. Elles se divisent en trois types selon le glissement des blocs situés de part et d'autre de la faille.

- La faille normale (a) présente un glissement du toit vers le bas.
- la faille inverse (b) présente un glissement du bas vers le toit.
- La faille de décrochement présente un glissement horizontal suivant une direction parallèle à la faille. Elle est divisée en trois types (faille de décrochement senestre (c); faille de décrochement normale (d) et faille de décrochement inverse (e))

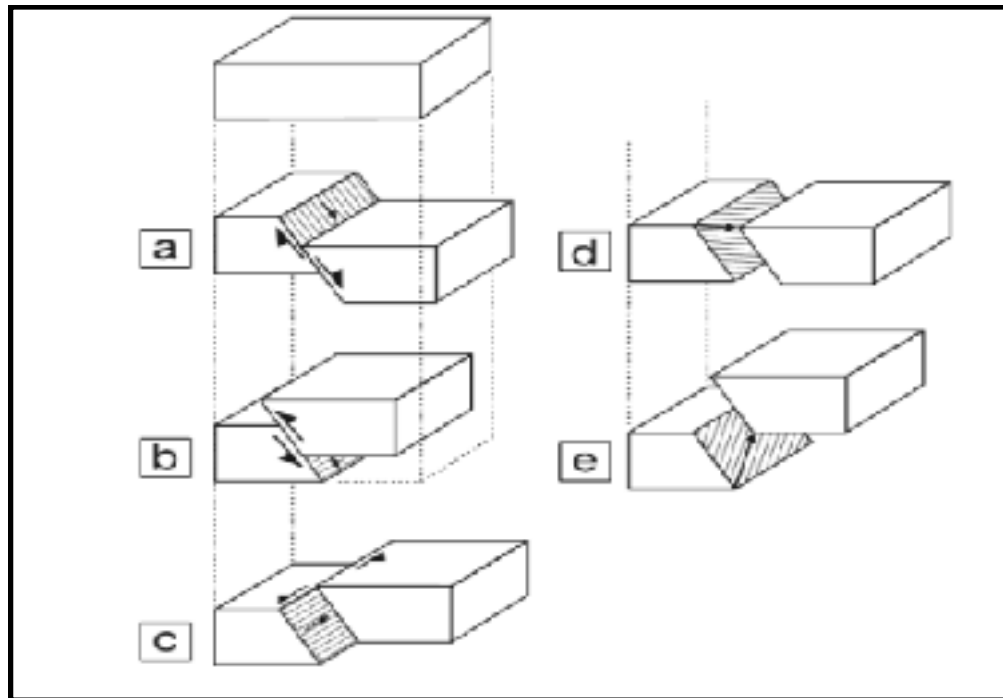


Figure 0.5 Types de faille  
Tirée de Bouchez et Nicolas (2018)

### 1.1.2.3 Caractéristiques des discontinuités

Pour caractériser une discontinuité, trois aspects importants sont à prendre en considération : l'aspect géométrique, l'aspect mécanique et l'aspect hydraulique.

On caractérise l'aspect géométrique par son extension, son ouverture, son orientation, la densité et l'espacement de ses épontes. En ce qui concerne l'aspect mécanique, il est décrit par un certain nombre de paramètres tels que : la déformabilité, la rugosité, le remplissage, la dilatance et le degré d'altération des épontes. Le comportement hydraulique, quant à lui, est influencé par la quantité du débit, la conductivité hydraulique et la pression de l'eau.

#### ▪ Extension

L'extension (Figure 1.6) caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Elle peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de trace de la discontinuité (Warburton, 1980).

Le paramètre qui peut renseigner sur l'extension d'une fracture est la longueur de sa trace (L) sur une fenêtre de mesure. C'est la longueur de l'intersection de cette discontinuité avec la surface d'observation (trace).

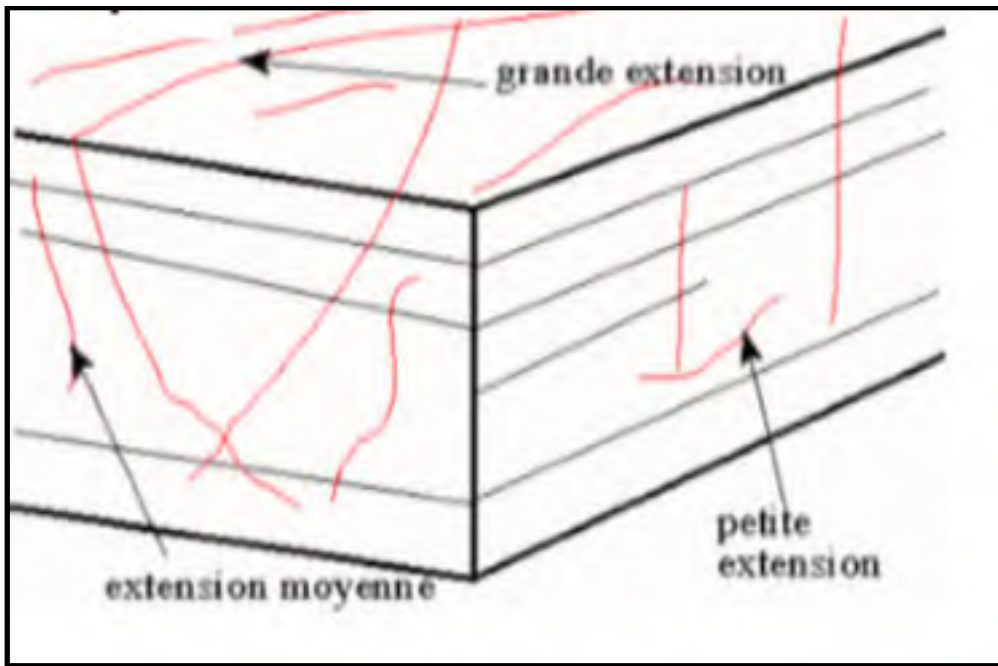


Figure 0.6 Extension d'une discontinuité  
Tirée de Nguyen (2015)

#### ▪ Ouverture (épaisseur)

L'ouverture est la distance qui sépare les deux lèvres de la discontinuité. C'est un paramètre difficile à déterminer à cause de la rugosité et du remplissage de la discontinuité. Il joue un rôle important dans les problèmes de circulation des eaux étant donné qu'il a une influence sur la conductivité hydraulique ( $K$ ) de la discontinuité.

#### ▪ Orientation

L'orientation du plan de discontinuité est définie par deux angles : la direction et le pendage (Figure 1.7). La direction (azimut  $\alpha$  de l'horizontale du plan) est un angle qui est mesuré à l'aide d'une boussole dans le plan horizontal par rapport au nord.

Le pendage (angle  $\beta$  entre l'horizontale et la droite de plus grandes pentes du plan de discontinuité) est compris entre  $0^\circ$  (pour un plan horizontal) et  $90^\circ$  (pour un plan vertical). Il est mesuré à l'aide d'un clinomètre.

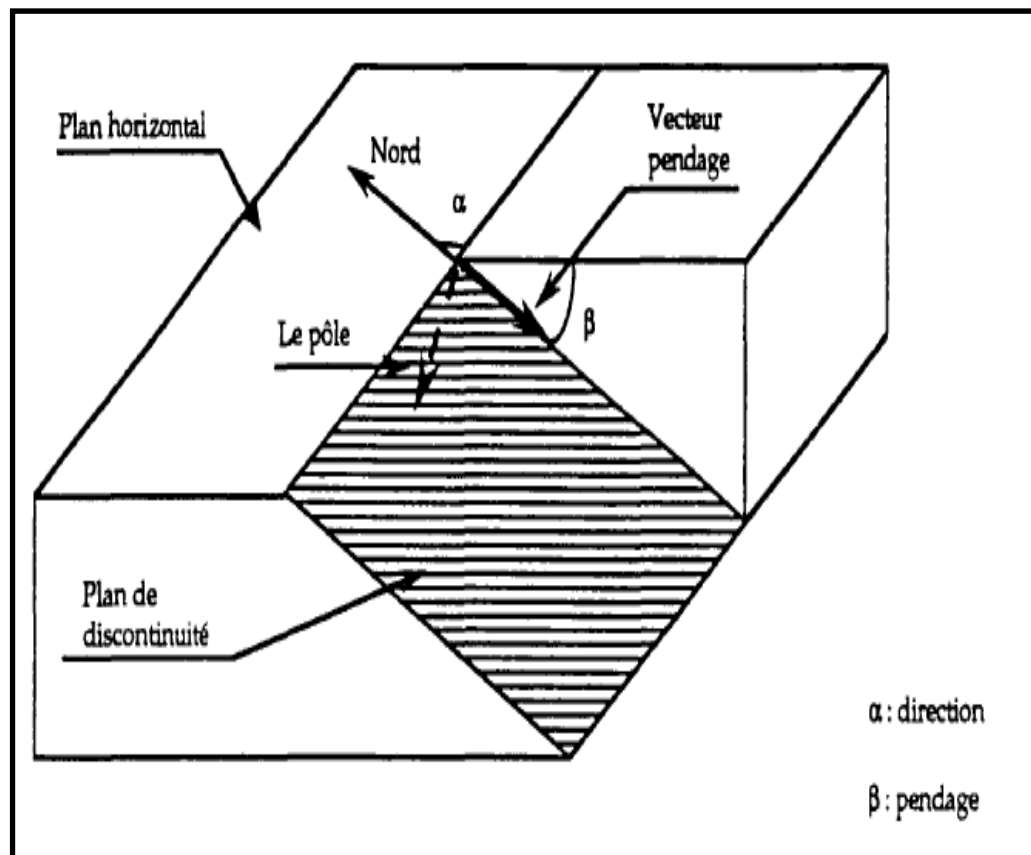


Figure 0.7 Orientation d'un plan de discontinuité  
Tirée de Tahiri (1992)

#### ▪ Densité et espacement

La densité d'une discontinuité représente le nombre de discontinuités d'une même famille par unité de volume, de surface ou de longueur. L'espacement est la distance moyenne qui sépare deux discontinuités d'une même famille (Figure 1.8).

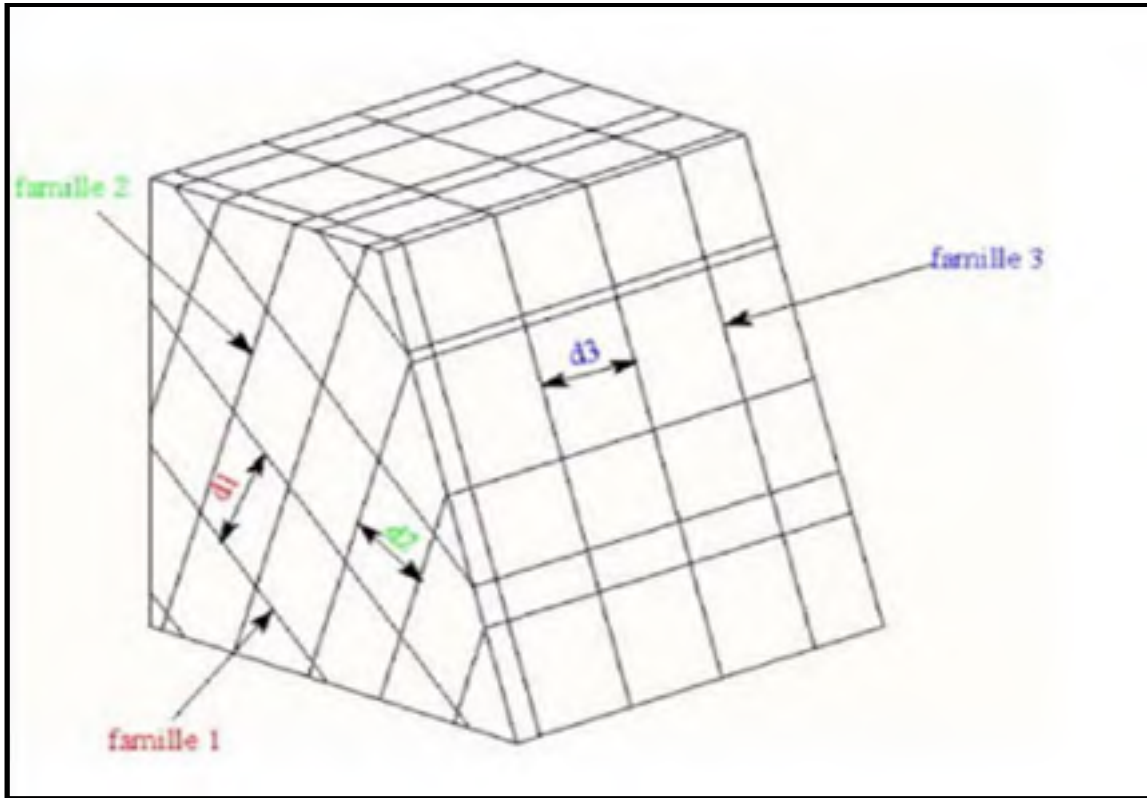


Figure 0.8 Espacement dans un massif rocheux avec trois familles de discontinuités  
Tirée de Nguyen (2015)

### ▪ Déformabilité

Une discontinuité est caractérisée par son comportement sous une sollicitation normale et sous une sollicitation de cisaillement.

Les courbes contraintes-déplacements illustrées dans la figure 1.9 ci-dessous expliquent la déformabilité des discontinuités. Cette déformation qui est un aspect important de point de vue mécanique est contrôlée par des rigidités normale ( $K_n$ ) et tangentielle ( $k_s$ ) de surface des joints.

( $K_n$ ) est décrite comme le taux de variation de contrainte normale ( $\sigma_n$ ) par rapport au déplacement normal ( $U_n$ ) ( $K_n = \Delta\sigma_n / \Delta U_n$ ) et ( $k_s$ ) est définie par le taux de variation de la contrainte tangentielle ( $T$ ) par rapport au déplacement tangentiel ( $U_s$ ) ( $k_s = \Delta T / \Delta U_s$ ) (Goodman, 1969).

Jing (1990) a proposé la relation empirique (1.2) ci- dessous qui décrit la dépendance de la raideur tangentielle ( $k_s$ ) à la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) s'exerçant sur la discontinuité :

$$K_s(t) = K_s(t=0) \times (1 - \sigma_n / \sigma_c)^a \quad (1.2)$$

$a$ : une constante du matériau;  $\sigma_n$ : la contrainte normale s'exerçant sur la discontinuité;  $\sigma_c$ : la résistance à la compression uniaxiale de la roche;  $t$ : c'est le temps.

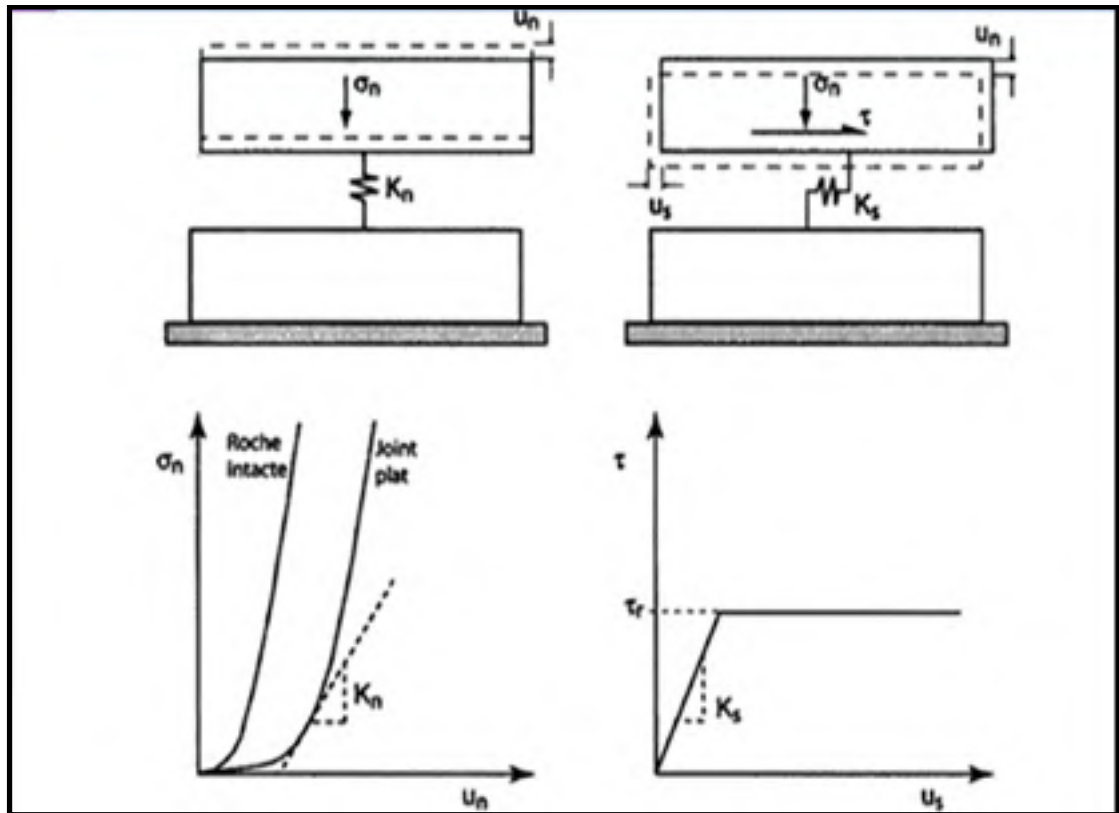


Figure 0.9 Rigidités normale et tangentielle des discontinuités  
Tirée de Goodman (1969)

#### ▪ Rugosité

La rugosité est une caractéristique qui décrit l'état de surface d'une discontinuité. Elle se manifeste sous forme des épontes irrégulières ou imbrication d'une éponte dans l'autre (Redjem et Fillali, 2018). C'est une caractéristique importante pour quantifier la résistance au cisaillement de la discontinuité.

La rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint (JRC) qui varie en fonction de la déformation du joint. Plus les aspérités du joint sont cisailées, plus le JRC est

faible (Barton et Choubey, 1977). C'est un paramètre quantitatif qui est déterminé au laboratoire et qui mesure la rugosité.

Les valeurs de JRC (Figure 1.10) peuvent varier de 0 pour une surface plane et lisse à 20 pour une discontinuité très rugueuse.

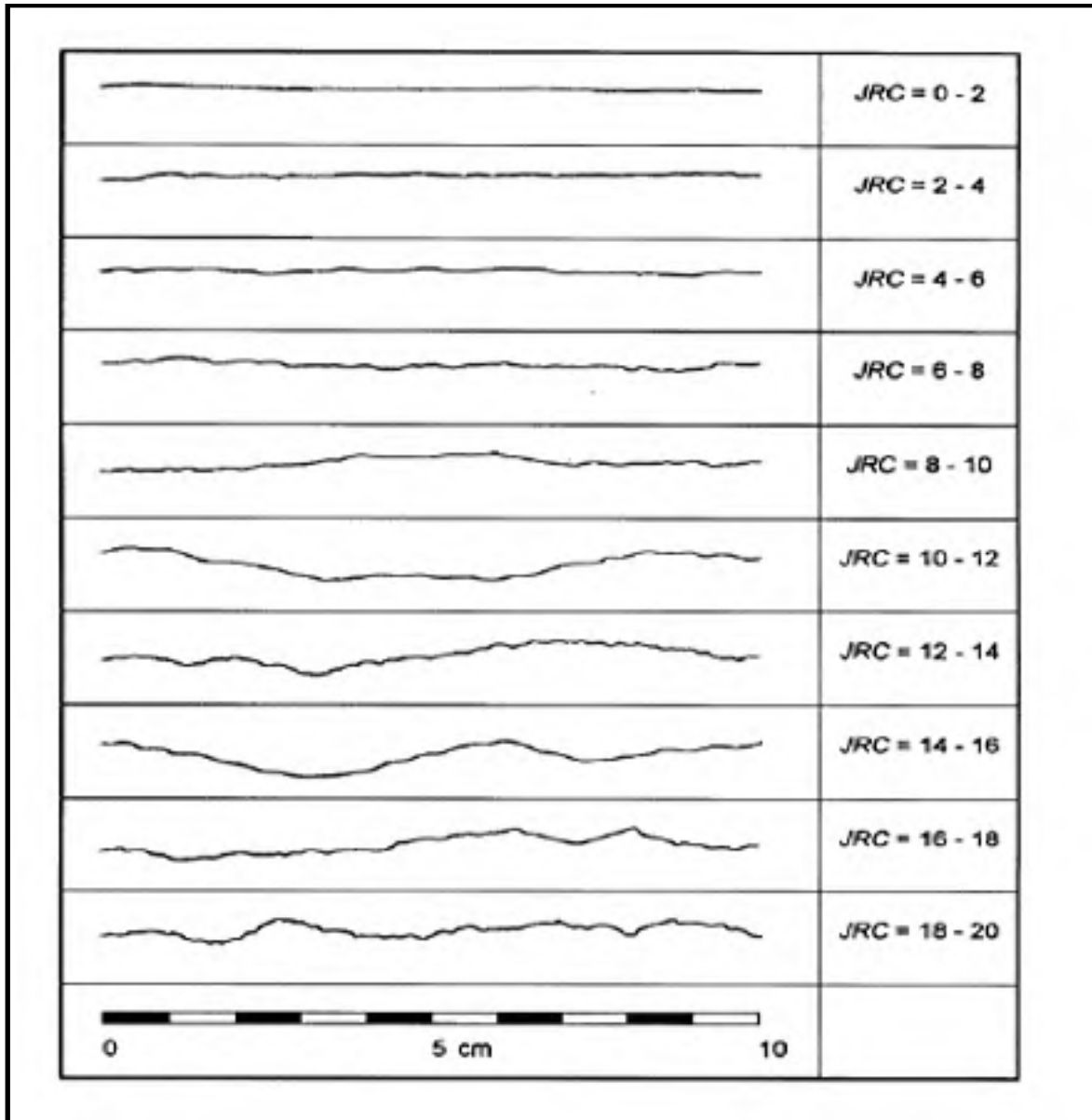


Figure 0.10 Profils de rugosité typiques et valeur correspondante du JRC  
Proposés par Barton et Choubey (1977)

- **Remplissage**

Ce sont des matériaux broyés qui combrent les vides entre les deux lèvres d'une fracture. Les fractures sont des voies de circulation privilégiées pour les eaux souterraines qui laissent des dépôts. Il peut y avoir cimentation des fractures et formation d'un filon qui peut être plus résistant que la roche elle-même. Dans d'autres cas, il y a dépôt de matériaux argileux dont il est important de connaître la nature (Bjerrum, Brekke, Moum et Selmer, 1964). Ce type de remplissage peut causer des problèmes pour la stabilité du massif rocheux traversé par de telles discontinuités.

- **Dilatance**

La dilatance (Figure 1.11) représente la variation de la déformation normale par rapport à la déformation tangentielle. Elle est souvent exprimée par un angle et sa valeur maximale est obtenue quand la résistance au pic est mobilisée (Berset, 2000).

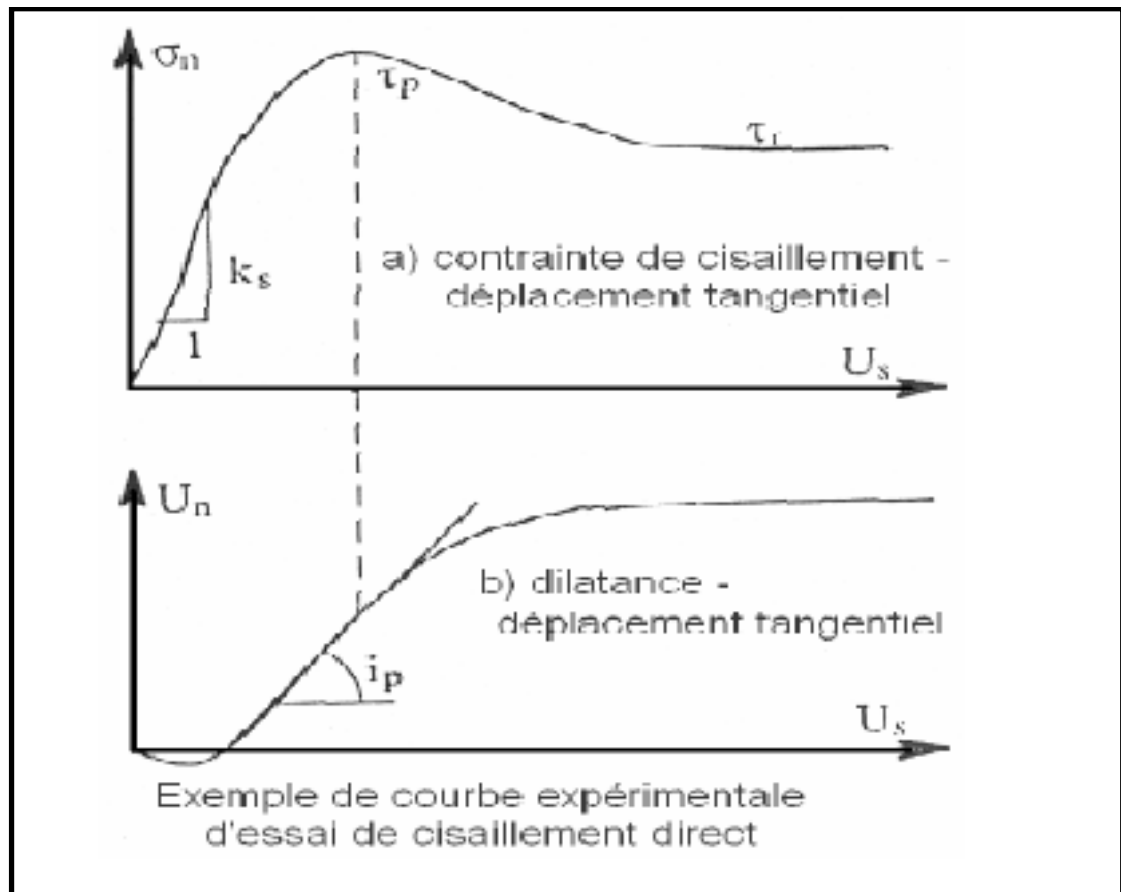


Figure 0.11 Angle de dilatance  
Tirée de Berset (2000)

- **Comportement hydraulique dans les discontinuités rocheuses**

Dans un massif rocheux fracturé, l'eau s'écoule à travers les discontinuités existantes dans ce massif. Le débit circulant dépend principalement de la géométrie de ces discontinuités, du gradient hydraulique et des propriétés du fluide.

Étant donné que la perméabilité des discontinuités dans les massifs rocheux est généralement plus grande que celle de la matrice rocheuse (Xu, 2015), une attention particulière doit être apportée à trois facteurs qui conditionnent la perméabilité de ces discontinuités : (1) la rugosité, (2) l'ouverture et (3) le remplissage (Choquet, 2010).

L'écoulement dans une fracture est régi par une relation appelée la loi cubique. Il s'agit de la solution analytique des équations de Navier-Stokes pour l'écoulement laminaire permanent d'un fluide incompressible entre deux plaques parallèles et lisses (Figure 1.12) (Lapcevic, Novakowski et Sudicky, 1997).

La formulation (1.3) ci-dessous décrit la loi cubique pour une fracture:

$$Q_f = V_f \times A_{sec} = -[(\rho \times g \times b^3 \times w \times \Delta h) / (12 \times \mu \times L)] \quad (1.3)$$

Tirée de Witherspoon (1986) et Priest (2012)

**Q<sub>f</sub>**: Débit d'écoulement dans la fracture (m<sup>3</sup>/s); **V<sub>f</sub>**: Vitesse moyenne d'écoulement dans la fracture (m/s); **A<sub>sec</sub>** : (b×w) surface de la fracture perpendiculaire à l'écoulement (m<sup>2</sup>); **ρ** : Masse volumique de l'écoulement (kg/m<sup>3</sup>); **g**: Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>); **b**: Espacement entre les parois de la fracture (m) (ouverture de la fracture); **w**: Largeur de la fracture perpendiculaire à l'écoulement (m); **Δh** : Différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval de la fracture (m); **μ**: Viscosité dynamique (kg/(m·s)); **L**: Longueur de la fracture dans la direction parallèle à l'écoulement (m) .

La conductivité hydraulique d'une fracture (**K<sub>f</sub>**) qui s'écrit sous la forme (1.4) ci-dessous est influencée par la pression interstitielle. Des études réalisées par Sanderson et Zhang (1999) ont montré qu'une augmentation de la pression d'eau induit l'ouverture des fractures, d'où une faible augmentation de la conductivité hydraulique.

$$K_f = (Q_f \times L) / (\Delta h \times A_{sec}) = (\rho \times g \times b^2) / (12 \times \mu) \quad (1.4)$$



L'ouverture de la discontinuité est due principalement au chevauchement des aspérités entre ces deux surfaces rugueuses (dilatance) lors du cisaillement (Yazidi, 2009). L'amplitude de cette dilatance dépend de plusieurs paramètres tels que: la résistance à la compression de la roche, la présence du matériau de remplissage et la grandeur de la contrainte normale sans oublier également la nature morphologique de la surface des parois de la discontinuité rocheuse (Jing et Stephansson, 2007).

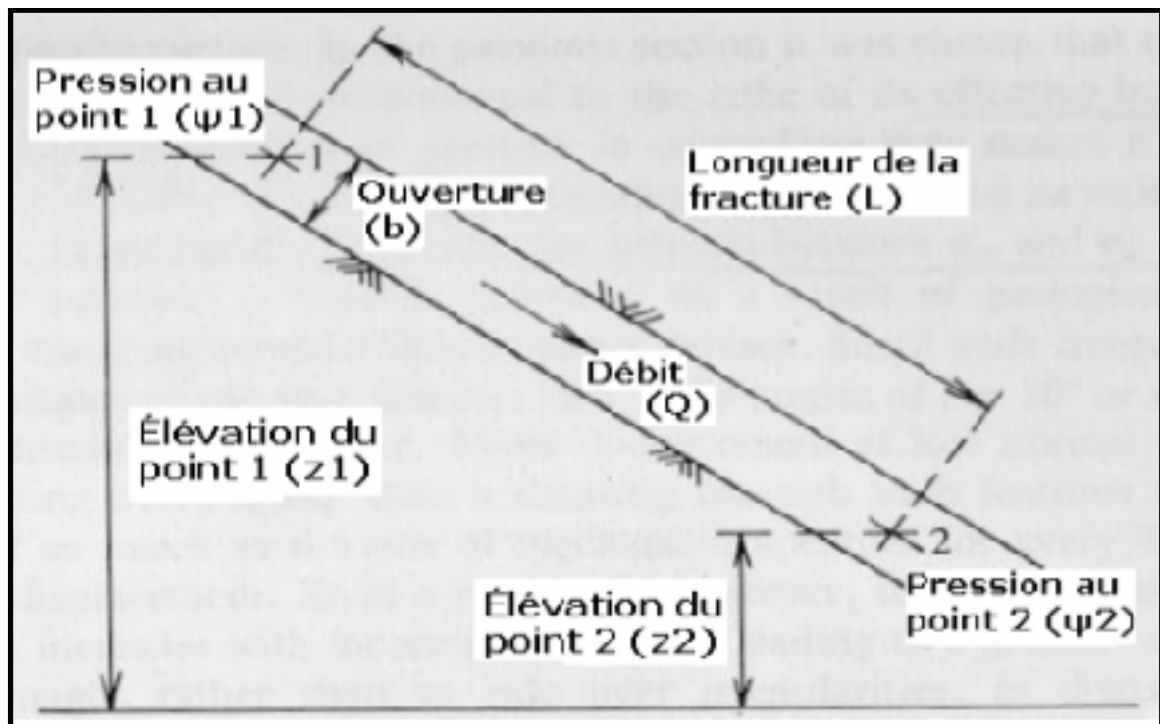


Figure 0.12 Modèle conceptuel des plaques parallèles  
Adaptée de Priest (2012)

### 1.1.3 Classification et comportement des massifs rocheux

Les systèmes de classification des massifs rocheux sont des méthodes empiriques qui utilisent des différentes propriétés du massif rocheux, afin de lui attribuer une valeur bien déterminée et significative. Parmi les classifications les plus usuelles: la classification RQD, la classification RMR, la classification NGI, la classification GSI, la classification GSI modifiée, la classification SMR et la classification Q-slope. Leur rôle est de combiner les informations provenant d'observation de mesure ou encore de l'expérience pour fournir des estimations quantitative et qualitative sur la situation du massif et le type de soutènement adéquat.

Les méthodes empiriques d'analyse de la stabilité sont liées à ces classifications. Elles sont basées sur les analyses rétrospectives de nombreux cas historiques où la stabilité d'une excavation, souterraine ou des pentes a été évaluée (Jordá-Bordehore, 2017).

### 1.1.3.1 Divers systèmes de classification des massifs rocheux

#### ▪ Classification RQD

Le RQD a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD (Formule 1.5) est défini comme étant le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$\text{RQD} = \frac{\sum \text{Longueurs des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{Longueur totale du forage}} \times 100 \quad (1.5)$$

Le RQD est une mesure du degré de fracturation du massif. Les valeurs de RQD allant de 0% à 100 % sont calculées à partir des carottes de forages. Ce paramètre est utilisé pour classifier la roche selon sa qualité comme le montre le tableau 1.3 ci-dessous.

Tableau 0.3 Classification de la roche en fonction du RQD

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
< 25	Très pauvre
25 - 50	Pauvre
50 - 75	Moyenne
75 - 90	Bonne
90 - 100	Excellente

Palmström (1982) a suggéré que le RQD puisse être déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation 1.6 ci-dessous, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisables lorsqu'aucun forage n'est pas disponible, mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$\text{RQD} = 115 - 3,3J_v \quad (1-6)$$

$J_v$  : la densité volumique des joints, c'est-à-dire le nombre de joints par m<sup>3</sup>

#### ▪ Classification NGI ou Système Q (Barton et al. ,1974)

La classification NGI en hommage à l'institution géotechnique norvégienne, est aussi appelée système Q (Barton, Lien et Lunde, 1974). Elle tient compte de trois paramètres différents (Formule 1.7): (1) le degré de fracturation des discontinuités exprimé par le rapport ( $RQD/J_n$ ), (2) la résistance au cisaillement des discontinuités exprimée par le rapport ( $J_r/J_a$ ) et (3) les contraintes actives exprimées par le rapport ( $J_w/SRF$ ).

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) \quad (1.7)$$

**RQD**: Rock Quality Designation; **J<sub>n</sub>**: nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints; **J<sub>r</sub>**: caractérise la rugosité des joints; **J<sub>a</sub>**: caractérise l'altération des joints; **J<sub>w</sub>**: facteur de réduction hydraulique des joints; **SRF**: facteur de réduction des contraintes.

Chacun de ces paramètres peut être estimé à partir des tableaux qui sont en annexe I. La cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité différente. Les valeurs numériques de l'indice Q varient de 0,001 à des valeurs supérieures à 400 (Tableau 1.4).

Tableau 0.4 Classification du massif rocheux selon NGI  
Tiré de Barton et al. (1974)

N°	Q	Description
1	0.001-0.01	Roche exceptionnelle pauvre
2	0.01-0.1	Roche extrêmement pauvre
3	0.1-1.0	Roche très pauvre
4	1.0-4.0	Roche pauvre
5	4.0-10.0	Roche acceptable (moyenne)
6	10 - 40	Bonne roche
7	40 -100	Très bonne roche
8	100 - 400	Roche extrêmement bonne
9	>400	exceptionnellement bonne

- **Classification RMR**

En 1976, Bieniawski a publié la classification des masses rocheuses RMR (Rock Mass Rating). Bieniawski (1989) a apporté quelques modifications à sa version originale de 1976. Il a combiné les paramètres d'influence géologiques les plus significatifs et les a représentés avec un seul indice global complet de la masse rocheuse. Cet indice est utilisé pour la conception et la construction des divers ouvrages dans les massifs rocheux tels que pentes, fondations, tunnels et mines.

La classification RMR présentée en (Annexe II) tient compte du RQD, de la résistance en compression uniaxiale (UCS), de l'espacement des joints, de la nature des joints, de l'orientation des joints et des conditions hydrogéologiques.

Le tableau 1.5 ci-dessous montre les classes et la qualité du massif selon les notes de RMR.

Tableau 0.5 Classification du massif rocheux selon le RMR  
Tiré de Bieniawski (1989)

Classe du massif	RMR	Qualification
I	81-100	Excellente
II	61-80	Bonne
III	41-60	Moyenne
IV	21- 40	Faible
V	< 20	Très faible

#### ▪ Classification SMR

La classification SMR introduite par Romana (1985) est orientée vers la stabilité des pentes rocheuses. Le paramètre SMR (Formule 1.8) est obtenu à partir du RMR (1976) en lui ajoutant un produit de facteurs d'ajustement (F1, F2 et F3) dépendant de la relation joints-talus et en lui additionnant un facteur (F4) qui dépend de la méthode d'excavation (Schroeder, 2010).

C'est une classification complète et largement utilisée en génie civil pour étudier les pentes rocheuses (Romana et al. , 2015).

$$\text{SMR} = \text{RMR}_{\text{de base}} + (\text{F1} \times \text{F2} \times \text{F3}) + \text{F4} \quad (1.8)$$

- F1 (Formule 1.9) dépend du parallélisme entre les directions des joints et du talus. 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).

$$F1 = (1 - \sin A)^2 \quad (1.9)$$

**A**: l'angle entre les directions des joints et du talus.

- F2 (Formule 1.10) dépend du pendage des joints pour le mode de rupture plan. Les valeurs varient de 1 (pour les joints de plus de 45° de pendage) à 0,15 (pour les joints de moins de 20° de pendage). Dans le cas du basculement, le facteur reste égal à 1.

$$F2 = \tan^2 \beta_j \quad (1.10)$$

**B<sub>j</sub>** : le pendage des joints.

- F3 dépend de la relation entre la pente du talus et le pendage des joints. Il y a également lieu de faire la différence entre une rupture plane et une rupture par basculement (toppling).
- F4 tient compte de la méthode d'excavation.

Les valeurs des paramètres F1, F2, F3 et F4 peuvent être estimées à partir du tableau situé en annexe III. Pour chaque système de discontinuités, une valeur de SMR est calculée, la plus petite de ces valeurs est choisie pour quantifier la globalité du talus.

À partir du SMR, il est alors possible d'estimer la stabilité du talus et de préconiser les méthodes de confortement adéquates.

Romana (1985) a défini cinq classes de stabilité selon les valeurs de SMR. Ces classes sont décrites dans le tableau 1.6 ci-dessous. On déduit de ce tableau que les pentes avec une valeur SMR inférieure à 20 (classe V) peuvent échouer rapidement.

Les systèmes de classification peuvent donner les techniques habituelles de support pour chaque classe comme illustré dans le tableau 1.7 ci-dessous.

Tableau 0.6 Les différentes classes de stabilité selon la valeur SMR  
Tiré de Chekir et Mani (2016)

Classe	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Description	Très mauvaise	Mauvaise	Normal	Bonne	Très bonne
Stabilité	Complètement instable	Instable	Partiellement stable	Stable	Complètement stable
Chute	Grand plan ou circulaire	plane	Grand plan	Chute blocs	Pas de chute
Probabilité de chute	0.9	0.6	0.4	0.2	0

Tableau 0.7 Les suggestions de soutènement selon la classe SMR  
Tiré de Chekir et Mani (2016)

Classe de SMR	Valeur de SMR	Suggestion de soutènement
I <sub>a</sub>	91-100	Aucun
I <sub>b</sub>	81-90	Scaling
II <sub>a</sub>	71-80	Boulonnage
II <sub>b</sub>	61-70	Système de boulonnage
III <sub>a</sub>	51-60	Boulonnage et béton projeté
III <sub>b</sub>	41-50	Boulonnage, ancrage, béton projeté et mur de soutènement
IV <sub>a</sub>	31-40	béton projeté renforcé, mur de soutènement ou excavation et drainage
IV <sub>b</sub>	21-30	béton projeté renforcé, mur de soutènement ou excavation et drainage profond
V	11-20	Mur ancré, excavation

#### ▪ Classification GSI

Hoek, Kaiser et Bawden (1995) ont proposé une classification GSI qui tient compte des conditions de la surface des joints et de l'impression visuelle des structures du massif rocheux. Le GSI est un nombre sans dimension. Il varie entre GSI=5 et GSI=95, et peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ (Annexe IV).

Le GSI est utilisé pour classier la roche selon sa qualité comme le montre le tableau 1.8 ci-dessous.

Tableau 0.8 La qualité du massif selon la valeur du GSI  
Tiré de Homand et Duffaut (2000)

Valeur du GSI	Qualité du massif rocheux
< 20	Très mauvaise
21 - 40	Mauvaise
41 - 55	Moyenne
56 - 75	Bonne
76 - 95	Très bonne

- **Classification GSI modifié**

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des modifications à la classification GSI. Ils estiment que cette classification est trop approximative, en suggérant d'introduire deux paramètres additionnels: (1) SCR (Surface Condition Rating) et (2) SR (Structure Rating).

- **Surface Condition Rating (SCR)**

SCR (Formule 1.11) s'obtient par sommation de trois coefficients décrivant la rugosité ( $R_r$ ), l'altération ( $R_w$ ) et le remplissage ( $R_f$ ). Ces coefficients peuvent être estimés à partir du tableau situé en annexe V et la valeur maximale pouvant être atteinte par SCR étant 18.

$$\text{SCR} = R_r + R_w + R_f \quad (1.11)$$

- **Structure Rating (SR)**

La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la figure - A V-1 (annexe V) permet de déduire une valeur du SR à partir de la mesure de la densité volumique des joints ( $J_v$ ).

Grâce à ces deux paramètres (SCR) et (SR), Sonmez et Ulusay (1999) ont estimé que l'apport d'informations concernant les propriétés structurelles de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le GSI.

- **Classification Q-slope**

Barton et Bar (2015) ont développé une méthode Q-slope pour évaluer la stabilité des pentes rocheuses. C'est une méthode empirique, qui est destinée précisément aux déblais routiers et ferroviaires ou dans les mines à ciel ouvert (Barton et Bar, 2015). Elle est dérivée du système Q qui est utilisé à l'échelle mondiale pour la classification des massifs rocheux depuis plus de 40 ans (Barton et Grimstad, 2014).

Les paramètres (RQD,  $J_n$ ,  $J_r$  et  $J_a$ ) utilisés dans le calcul de l'indice Q restent inchangés dans Q-slope. Pourtant, une nouvelle méthode pour appliquer le rapport ( $J_r/J_a$ ) aux deux côtés des coins potentiels peut être utilisée avec des pondérations d'orientation relatives pour chaque côté. De plus, de nouveaux paramètres  $J_{wice}$  et des facteurs de réduction de la résistance à la pente ( $SRF_{slope}$ ) sont appliqués pour une exposition à long terme à diverses conditions climatiques et environnementales (précipitations intenses et les effets de l'érosion et de glaces). Q-slope est calculée à l'aide de l'expression (1.12) suivante :

$$\mathbf{Q-slope} = (\mathbf{RQD}/\mathbf{J}_n) \times (\mathbf{J}_r/\mathbf{J}_a)_o \times (\mathbf{J}_{wice}/\mathbf{SRF}_{slope}) \quad (1.12)$$

**RQD**: Rock quality designation;  **$J_n$** : Joint sets number;  **$J_r$** : Joint roughness number;  **$J_a$** : Joint alteration number;  **$J_{wice}$** : Environmental and geological condition number;  **$SRF_{slope}$** : Three strength reduction factors a, b, and c;  **$SRF_a$** : Physical condition number;  **$SRF_b$** : Stress and strength number  **$SRF_c$** : Major discontinuity number; **O-factor**: Orientation factor for the ratio ( $J_r/J_a$ )

Les tables 1 à 9 (Barton et Bar, 2019) qui sont en annexe VI présentent les valeurs de Q-slope utilisées dans l'équation. Le facteur de réduction de la résistance  $SRF_{slope}$  est obtenu en utilisant le plus défavorable ou le maximum de  $SRF_a$ ,  $SRF_b$  et  $SRF_c$ .

Le but de Q-slope est de permettre aux géologues et aux ingénieurs en roches d'évaluer la stabilité des pentes rocheuses et de faire des ajustements potentiels aux angles de ces pentes au moment de la construction (Bar et Barton, 2017).

Sur la base de nombreux exemples d'ingénierie en Asie, en Australie, en Amérique centrale et dans les pays européens, Barton et Bar (2015) ont dérivé la formule 1.13 ci-dessous pour l'angle de la pente ( $\beta$ ) et Q-slope. Cette formule est désormais étendue à toutes les hauteurs de la pente.



$$\beta = 20 \text{ Log}_{10} \text{ Q-slope} + 65^\circ \quad (1.13)$$

### 1.1.3.2 Critère de rupture des massifs rocheux

Pour étudier la stabilité des talus rocheux fracturés, il est nécessaire de connaître la résistance au cisaillement des discontinuités qui traversent ce talus. Le recours à un critère de rupture est donc indispensable pour définir leurs résistances au cisaillement.

Plusieurs critères de rupture sont utilisés pour les roches. Dans cette section on va présenter trois critères qui sont largement utilisés dans le domaine de la mécanique des roches, à savoir : (1) le critère de Mohr-Coulomb, (2) le critère de Hoek et Brown et (3) le critère de Drucker-Prager.

#### ▪ Critère de Mohr Coulomb (MC)

Le critère de MC est souvent utilisé dans le domaine de la mécanique des roches. Selon les résultats des essais en laboratoire, il est possible de tracer les cercles des contraintes à la rupture sur un graphique, avec la contrainte normale ( $\sigma$ ) en abscisse et la contrainte en cisaillement ( $\tau$ ) en ordonnée (Figure 1.13).

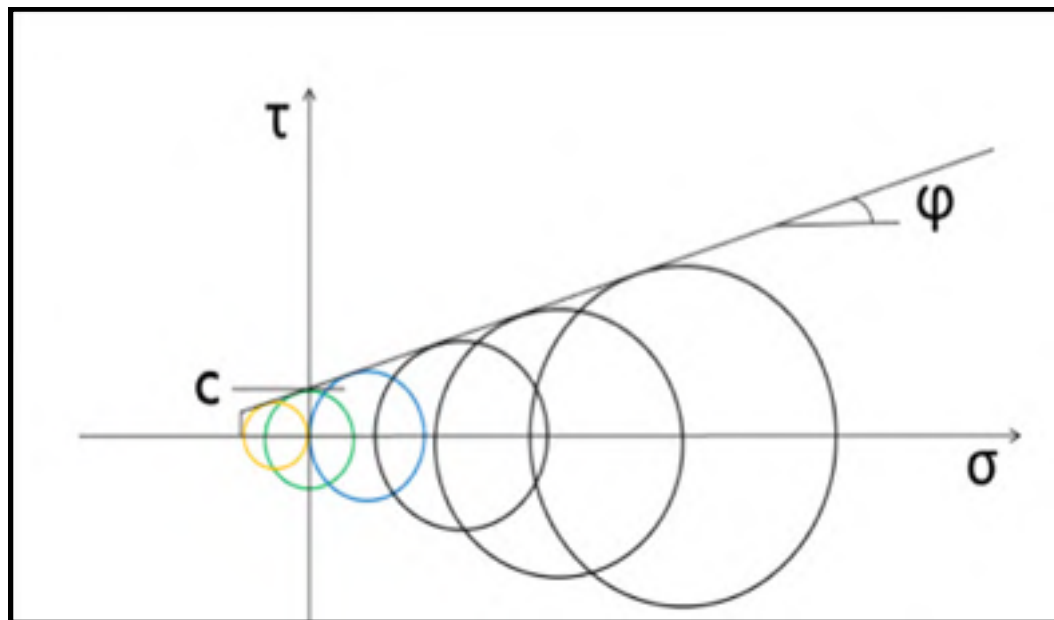


Figure 0.13 Critère de résistance de MC représenté dans le plan ( $\tau$ ,  $\sigma$ )  
Tirée de Hudson et Harrison (2000)

En traçant la tangente aux cercles, il est possible de déterminer l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) qui est la pente de la courbe, et la cohésion ( $C$ ) qui est l'ordonnée à l'origine. Ces données

permettent de connaître l'équation de l'enveloppe de rupture de MC (équation 1.14) pour la roche. Cette enveloppe de rupture permet également de déterminer les zones stables et instables de la roche intacte.

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi \quad (1.14)$$

La formulation mathématique du critère de MC peut être écrite dans le plan des contraintes principales sous forme suivante (Formule 1.15) :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right] \times \sigma_3 + \left[ \frac{2 \times C \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right] \quad (1.15)$$

Le critère de MC permet de calculer d'autres paramètres mécaniques employés fréquemment par les ingénieurs géotechniciens pour concevoir des divers ouvrages dans les massifs rocheux tels que la résistance à la compression simple et à la traction.

la résistance à la compression simple de la roche ( $\sigma_c$ ) résulte d'une contrainte ( $\sigma_3$ ) nulle d'où :

$$\sigma_c = \left[ \frac{2 \times C \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right]$$

De même, pour une contrainte ( $\sigma_1$ ) nulle, l'expression de la résistance à la traction ( $\sigma_t$ ) s'écrit :

$$\sigma_t = - \left[ \frac{2 \times C \times \cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \right]$$

D'où

$$\sigma_c / \sigma_t = - \left[ \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right]$$

#### ▪ Critère de Hoek et Brown (HB)

Le critère le plus utilisé pour les massifs rocheux est celui de (Hoek et Brown, 1988). Il a été introduit pour corriger les défauts du critère de Mohr-Coulomb, notamment, en ce qui concerne la variation de l'angle de frottement avec la contrainte moyenne et l'estimation de la résistance en traction, car il permet une meilleure estimation de cette dernière (Pouya, Nguyen et Tang, 2017).

La limite du critère de HB réside dans le fait qu'il n'y a pas de code aux éléments finis largement diffusé dans lequel ce critère ait pu être implanté. Les travaux de recherche sur l'implantation de

ce critère dans des codes numériques montrent sa complexité (Sørensen, Clausen et Damkilde, 2015).

La relation empirique qui caractérise le comportement mécanique d'un massif rocheux sous ce critère n'implique que les contraintes effectives principales majeure ( $\sigma'_1$ ) et mineure ( $\sigma'_3$ ). Elle est de forme parabolique et s'écrit comme suit (Formule 1.16) :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^a \quad (1.16)$$

$\sigma'_1$  : Contrainte effective principale majeure à la rupture,  $\sigma'_3$  : Contrainte effective principale mineure à la rupture,  $\sigma_{ci}$  : Résistance en compression simple de la roche intacte,  $m_b$  est la valeur de la constante  $m$  de Hoek et Brown pour le massif rocheux,  $m_i$  est la valeur de la constante  $m$  de Hoek et Brown pour la roche intacte ( $m$  est un paramètre qui dépend de la structure microscopique et des types de matériaux) ;  $s$  et  $a$  sont des constantes qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux ( $s=1$  pour la roche intacte).

Les paramètres  $m_b$  et  $s$  peuvent être calculés à partir du GSI (Geological Strength Index) par les relations suivantes :

- Pour  $GSI > 25$        $m_b = m_i \times \exp [(GSI-100)/28]$  et     $s = \exp [(GSI-100)/9]$  et  $a = 0.5$
- Pour  $GSI < 25$        $s = 0$  et  $a = 0.65 - (GSI/200)$

L'enveloppe de résistance de HB n'est pas une ligne droite, c'est une courbe. La figure 1.14 ci-dessous illustre les deux critères de Mohr-Coulomb et Hoek-Brown dans l'espace des contraintes principales. Ce critère peut également s'écrire sous la forme 1.17 ci-dessous :

$$\tau = A \times \sigma_{ci} [(\sigma'_n - \sigma'_{tm}) / \sigma_{ci}]^B \quad (1.17)$$

$\tau$  : la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture;  $\sigma_{ci}$  : la résistance en compression simple de la roche intacte;  $\sigma'_n$  : la contrainte normale effective sur le plan de rupture;  $\sigma'_{tm}$  : la résistance à la traction de la matrice rocheuse intacte;  $A$  et  $B$  : des constantes dépendant du matériau.

Les paramètres ( $s$ ,  $m$ ,  $A$  et  $B$ ) peuvent être estimés à partir des tableaux proposés par Hoek et Bray (1981) en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. La résistance à la traction ( $\sigma'_{tm}$ ) peut être estimée à partir de l'équation (1.18) suivante :

$$\sigma'_{tm} = \sigma_{ci} / 2 \times (m_b - (m_b^2 + 4s)^{0.5}) \quad (1.18)$$

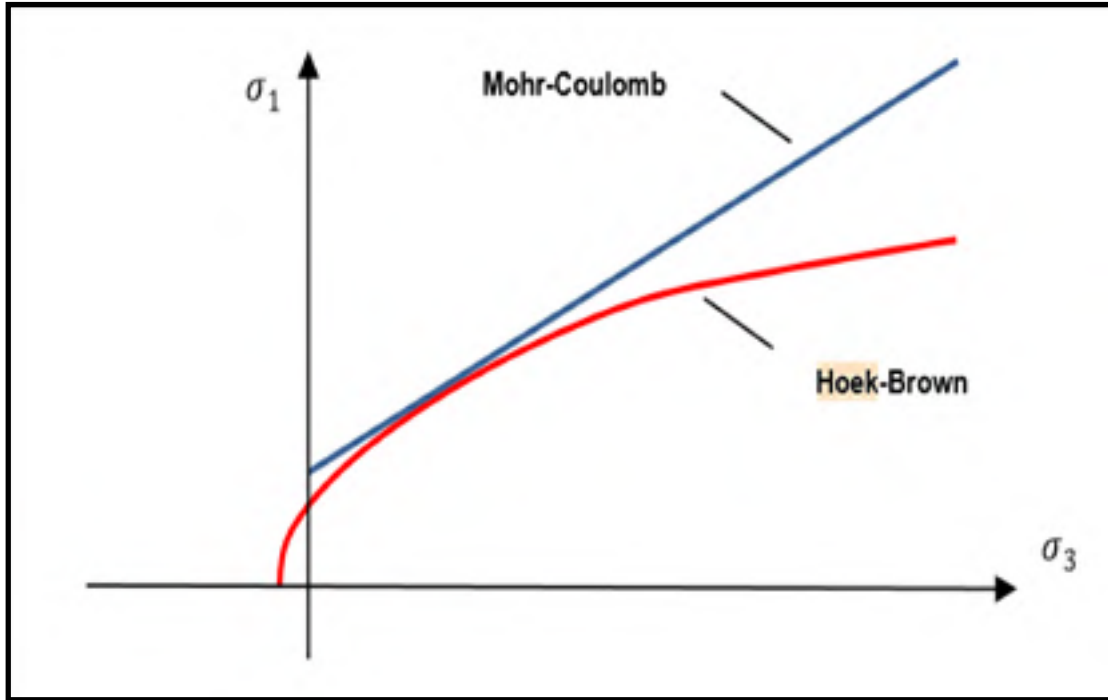


Figure 0.14 Critères de (MC) et de (HB) dans l'espace des contraintes principales  
Tirée de Hicham (2016)

#### ▪ Critère de Drucker-Prager (DP)

Une limitation des deux critères MC et HB réside dans le fait qu'ils ne prennent pas en compte les contraintes intermédiaires ( $\sigma_2$ ). Ils sont basés uniquement sur les contraintes majeures ( $\sigma_1$ ) et mineures ( $\sigma_3$ ).

Le critère DP s'exprime en fonction des invariants de contraintes  $I_1$  ( $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ) et  $J_2$  ( $J_2 = 1/6 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$ ) et s'écrit sous la forme (1.19) ci-dessous. Il représente une droite dans le plan ( $I_1, J_2^{1/2}$ ) (Figure 1.15). On remarque que ce critère fait intervenir la contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ ) via les invariants ( $I_1$ ) et ( $J_2$ ). C'est une amélioration par rapport aux critères de MC et HB. Un autre avantage de ce critère est qu'il est présent dans les programmes des éléments finis.

Le premier défaut de ce critère résulte dans le fait qu'il utilise un angle de frottement constant qui est lié par les équations 1.20 et 1.21 ci-dessous. Un autre défaut de ce critère découle du fait que la résistance en traction estimée est trop forte (Pouya, Nguyen et Tang, 2017).

$$(J_2)^{0.5} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (1.19)$$

$$\alpha = (2 \times \sin(\varphi)) / [(3^{0.5} \times (3 - \sin(\varphi)))] \quad (1.20)$$

$$k = (6 \times C \times \cos(\varphi)) / [(3^{0.5} \times (3 - \sin(\varphi)))] \quad (1.21)$$

$\alpha$  et  $k$ : des constantes de matériau,  $I_1$  et  $J_2$ : les invariants de contraintes,  $C$ : la cohésion,  $\varphi$ : angle de frottement.

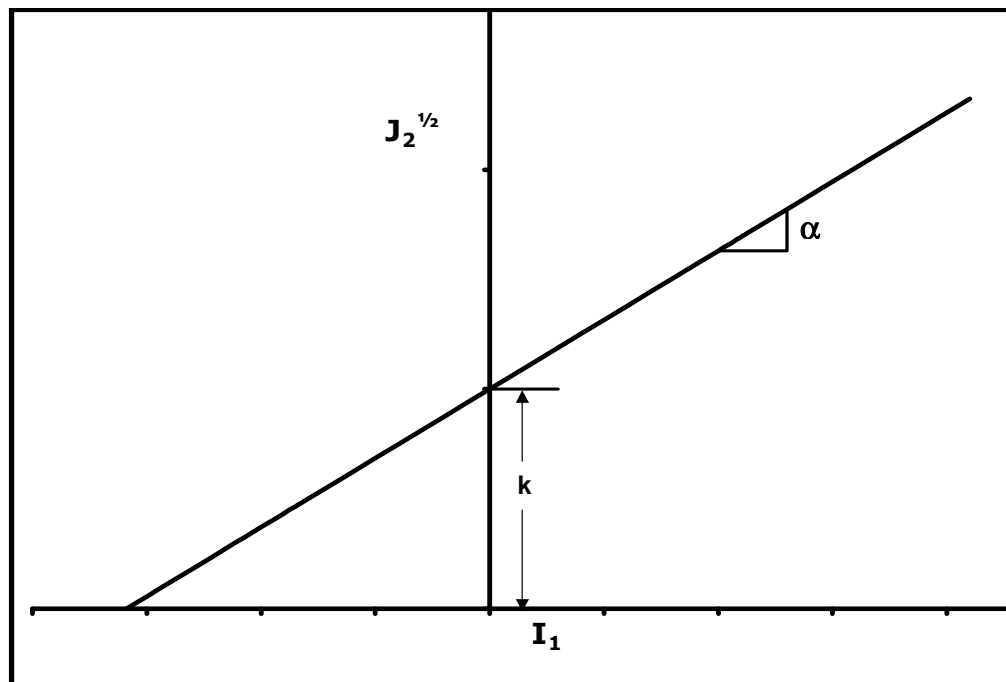


Figure 0.15 Critère de Drucker-Prager dans l'espace ( $I_1, J_2^{0.5}$ )  
Tirée de Hicham (2016)

### 1.1.3.3 Résistance au cisaillement des discontinuités

L'essai de cisaillement illustré à la figure 1.16 ci-dessous permet de calculer la résistance au cisaillement d'une discontinuité. Le principe de cet essai consiste à appliquer une contrainte

normale ( $\sigma_n$ ) constante pendant toute la durée de l'essai et puis à imposer un déplacement ( $U$ ) relatif des épontes dans le plan de la discontinuité.

La contrainte tangentielle ( $\tau$ ) augmente progressivement avec le déplacement tangentiel ( $U$ ) jusqu'à atteindre un maximum qui correspond à la résistance au pic de la discontinuité. Au-delà de cette résistance, la contrainte tangentielle décroît pour atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle.

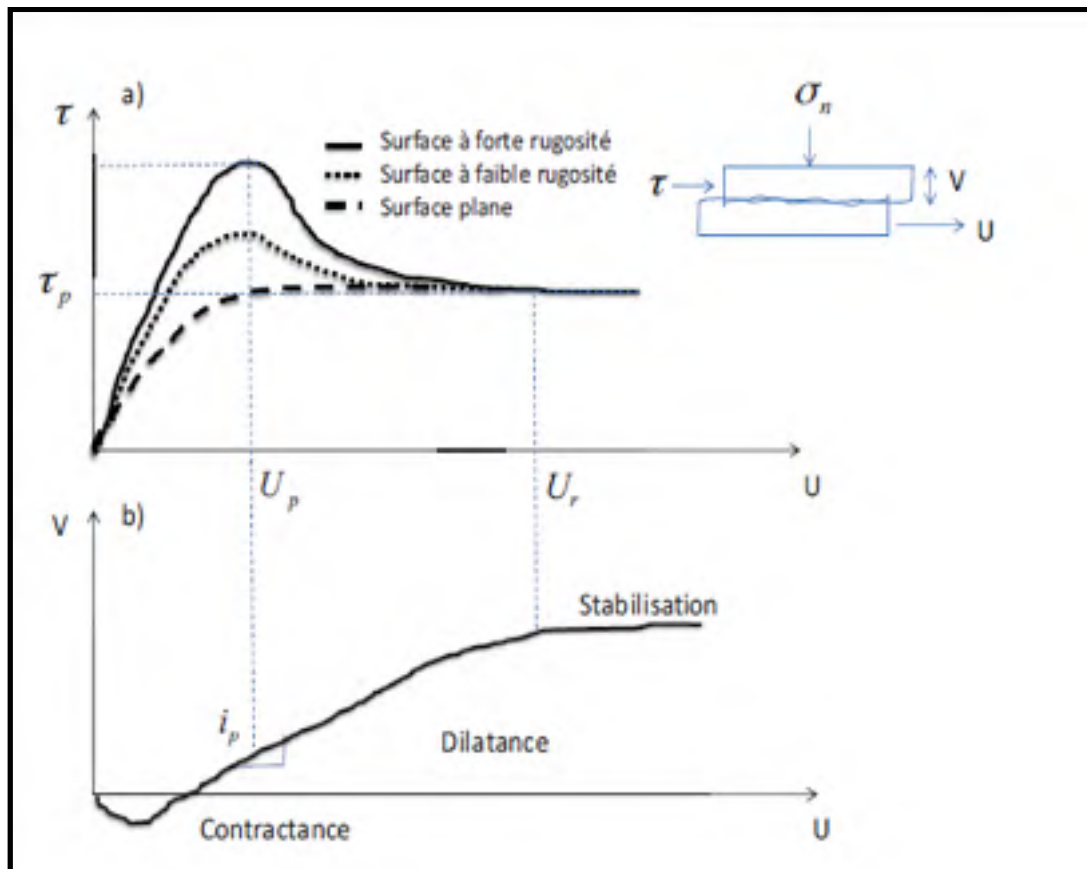


Figure 0.16 Courbe de cisaillement et de dilatance  
Adaptée de Sow (2015)

La résistance au cisaillement d'une discontinuité est définie comme étant la contrainte tangentielle maximale atteinte lors d'un déplacement tangentiel relatif des épontes d'une discontinuité.

La résistance au pic et la résistance résiduelle (Figure 1.17) ci-dessus sont déterminées au moyen d'un essai de cisaillement. Généralement, la résistance au cisaillement d'une

discontinuité est décrite par le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définie par une cohésion et un angle de frottement.

La résistance au pic en cisaillement d'une discontinuité s'exprime par la formule 1.22 ci-dessous :

$$\tau_p = C + \sigma \tan \phi_p \quad (1.22)$$

$\tau_p$ : résistance au pic en cisaillement de la discontinuité, **C**: cohésion,  $\sigma$ : contrainte normale

$\phi_p$ : angle de frottement au pic.

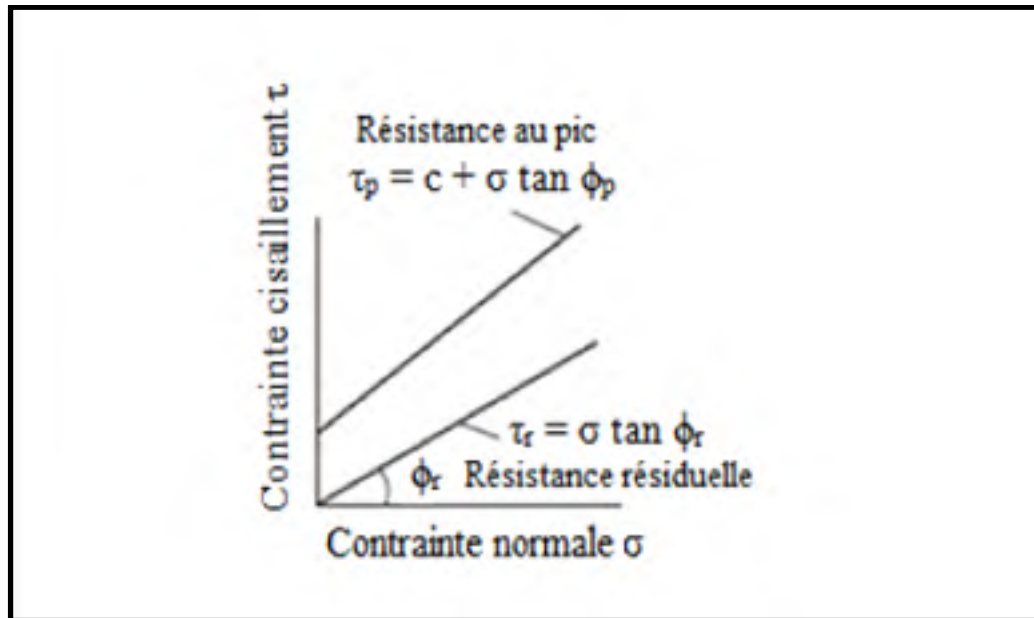


Figure 0.17 Résistance de cisaillement d'un joint  
Tirée de Wyllie et Mah (2004)

Fréquemment,  $C=0$  pour une discontinuité. Sa résistance résiduelle en cisaillement s'exprime alors par la formule 1.23 :

$$\tau_r = \sigma \tan \phi_r \quad (1.23)$$

$\tau_r$ : résistance résiduelle de la discontinuité;  $\phi_r$ : angle de frottement résiduel.

Barton et Choubey (1977) ont proposé un critère de rupture pour calculer la résistance au cisaillement d'une discontinuité. Ce critère fait introduire le paramètre (JRC) qui tient compte de

la rugosité, le paramètre de résistance mécanique (JCS) qui tient compte de l'altération des épontes et l'angle de frottement résiduel ( $\phi_r$ ). Il s'exprime par la relation (1.24) suivante:

$$\tau = \sigma_n \tan [\phi_r + JRC \log_{10} (JCS / \sigma_n)] \quad (1.24)$$

$\sigma_n$ : contrainte normale appliquée à la discontinuité

Le paramètre (JCS) est la résistance à la compression des aspérités mobilisées du joint lors du cisaillement. Si le degré d'altération du joint est similaire à celui de la matrice rocheuse, ou bien si le joint ne présente pas d'altération à sa surface, la valeur du JCS est équivalente à la résistance à la compression de la matrice rocheuse (Barton et Choubey, 1977).

## 1.2 Stabilité des pentes rocheuses

L'étude de la stabilité des talus rocheux se fait habituellement par la modélisation numérique qui est devenue un outil indispensable pour la résolution de problèmes complexes en génie civil (talus, tunnels, barrages en remblai, excavations, fondations et autres). Avant la modélisation numérique, des modèles analytiques et empiriques permettaient de faciliter les calculs et peuvent être utilisés pour vérifier les résultats des modèles numériques pour des cas simples (Lavergne, 2016).

L'identification du mode de rupture est une étape importante pour réaliser une analyse de stabilité. En effet, une discontinuité (joints, diaclases, failles, fractures) et ses propriétés (orientation, pendage, ouverture, remplissage...) peuvent causer la chute d'un ou plusieurs blocs d'un massif rocheux. Cette chute de blocs peut se produire par différents mécanismes (glissement planaire, glissement rotationnel, basculement et autres). Par conséquent, l'étude de la stabilité d'une pente rocheuse nécessite la connaissance de : la géologie du massif, la nature du massif, les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités, la géométrie du talus et les conditions hydrauliques.

Les méthodes de calcul de stabilité de talus peuvent être divisées en deux catégories : (1) les méthodes basées sur l'analyse des forces en situation d'équilibre limite et (2) les méthodes basées sur le calcul en déformation (méthodes des éléments finis et les méthodes des éléments distincts).



L'analyse de la stabilité des pentes dans un massif rocheux fracturé est un domaine où la nature discontinue joue un rôle primordial. L'utilisation des méthodes de la première catégorie pour étudier la stabilité des pentes reste limitée à cause des hypothèses fortes sur lesquelles elles se sont basées. Par contre le recours aux méthodes de la deuxième catégorie précisément la méthode des éléments distincts est d'une grande utilité et donnent des résultats satisfaisants.

### 1.2.1 Méthode d'équilibre limite

La méthode de calcul à l'équilibre limite consiste à calculer un facteur de sécurité en comparant les forces et/ou moments résistants ayant pour effet de stabiliser la pente étudiée par rapport aux forces et/ou moments moteurs ayant pour effet de déstabiliser. Ces forces incluent au minimum les forces gravitationnelles, les pressions d'eau et la résistance mobilisée par les structures le long desquelles la rupture peut potentiellement avoir lieu. Les forces résistantes se développent dans le sens opposé au glissement. Elles sont calculées suivant le critère de rupture adopté. Le critère de rupture le plus utilisé est celui de Mohr-Coulomb (Formule 1.25):

$$\mathbf{T} = \sigma_n \times \tan(\varphi) + \mathbf{C} \quad (1.25)$$

**T**: contrainte tangentielle mobilisable sur la surface de rupture;  **$\sigma_n$** : contrainte normale en surface appliquée sur la surface de rupture;  **$\varphi$** : angle de frottement de la surface de rupture; **C** : cohésion de la surface de rupture

Le facteur de sécurité peut être calculé manuellement ou à l'aide des abaques pour des configurations simples, et à l'aide des logiciels pour des configurations complexes. Son expression varie selon le type de la rupture circulaire (Figure 1.18), planaire (Figure 1.20) ou quelconque.

Les moyens de calculs mis en œuvre et la qualité de détermination des paramètres de cisaillement influencent le degré de précision des calculs de stabilité (Seddiki, 2020). Les formules (1.26) et (1.27) définissant le coefficient de sécurité (FS) s'écrivent de façons suivantes:

$$\mathbf{FS} = \sum \text{forces résistantes} / \sum \text{forces motrices} \quad (1.26)$$

$$\mathbf{FS} = \text{moments résistants} / \text{moments moteurs} \quad (1.27)$$

Un facteur de sécurité inférieur à l'unité ( $FS < 1$ ) atteste que la pente est instable. Un facteur de sécurité égale à l'unité ( $FS = 1$ ) indique que les forces résistantes sont égales aux forces motrices, par conséquent la pente est en équilibre limite. Un facteur de sécurité supérieur à l'unité ( $FS > 1$ ) désigne que le système est stable.

Parmi les méthodes de calcul à l'équilibre limite les plus populaires, on peut citer principalement la méthode de Bishop simplifiée (Bishop, 1955), la méthode de Fellenius (Fellenius, 1936), la méthode de Janbu simplifiée (Janbu, 1973), la méthode de Spencer (Spencer, 1967) et la méthode de Morgenstern-Price (Morgenstern et Price, 1965).

Ces différentes méthodes sont basées sur l'hypothèse que la masse rocheuse en rupture puisse être divisée en tranches. Elles diffèrent sur la forme de la surface de rupture et des hypothèses concernant les interactions entre les différentes tranches. Par ailleurs, les caractéristiques géométriques de la surface de rupture doivent être déterminées par l'utilisateur.

La procédure générale de cette méthode peut être résumée comme suit (Touitou, 2002) :

- Hypothèse de l'existence d'au moins une surface de glissement ;
- Analyse statique des contraintes normales et tangentielles sur les surfaces de glissement ;
- Calcul du facteur de sécurité FS;
- Identification de la surface de rupture critique donnant un facteur de sécurité FS minimum, parmi l'ensemble des surfaces de ruptures analysées.

#### ▪ Rupture circulaire

La difficulté commune de toutes ces méthodes est d'identifier la surface de rupture, les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface et éventuellement le facteur de sécurité. Selon la figure 1.19 ci-dessus, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

- **W**: poids total de la tranche de largeur  $c$  et de hauteur  $h$
- **N, T** : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche
- **X(X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>), Y (Y<sub>1</sub>, Y<sub>2</sub>)** : composantes horizontale et verticale des forces inter tranches
- **c** : épaisseur de la tranche ( $c = L \times \cos \alpha$ )
- **$\alpha$**  : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

- **R** : rayon du cercle de rupture de centre o
- **L** : longueur du plan de glissement de la tranche
- **e** : bras de levier du poids des terres ( $e = R \times \sin \alpha$ )

Les forces (N) et (T) sont définis comme suit:  $N = \sigma \times L =$  et  $T = T_m \times L$

- La contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche :  $T_m = T/FS$
- T est donnée par l'équation de Mohr-Coulomb:  **$T = C' + (\sigma - u) \tan (\varphi')$**

**T**: contrainte de cisaillement ultime; **C'**: cohésion effective;  **$\varphi'$** : angle de frottement effectif;  **$\sigma$**  : contrainte principale; **u** : pression de l'eau.

T peut s'écrire alors de la forme suivante:

$$T = (T/FS) \times L = (L/FS) \times [C' + (\sigma - u) \tan (\varphi')]$$

$$\mathbf{T = (1/FS) \times [C'L + (N - uL) \tan (\varphi')] \quad (1.28)}$$

Pour une tranche et en projetant verticalement toutes les forces:

$$\mathbf{N \cos(\alpha) + T \sin (\alpha) = W - (Y_2 - Y_1) \quad (1.29)}$$

Si on remplace (T) dans l'équation (1.29) par sa valeur dans l'équation (1.28), on obtient l'équation (1.30) ci-dessous :

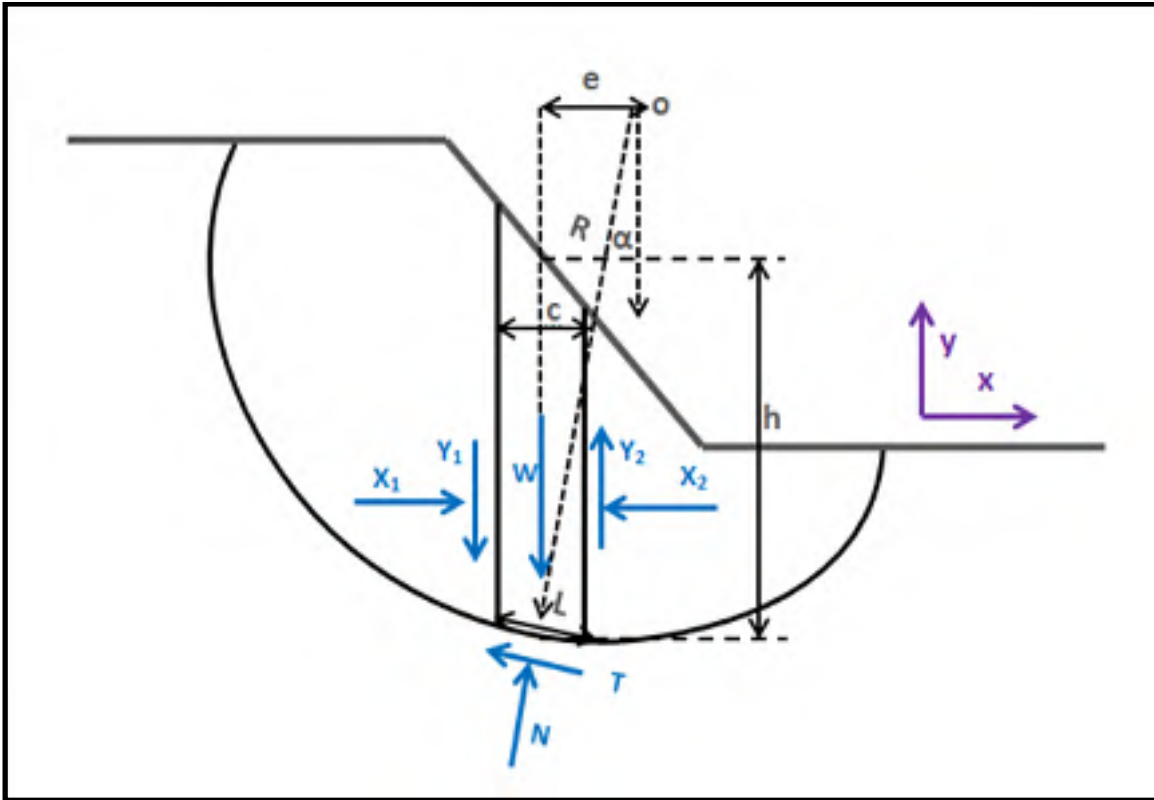


Figure 0.18 Exemple d'une rupture circulaire  
Tirée de Khaldouna et Leyi (2018)

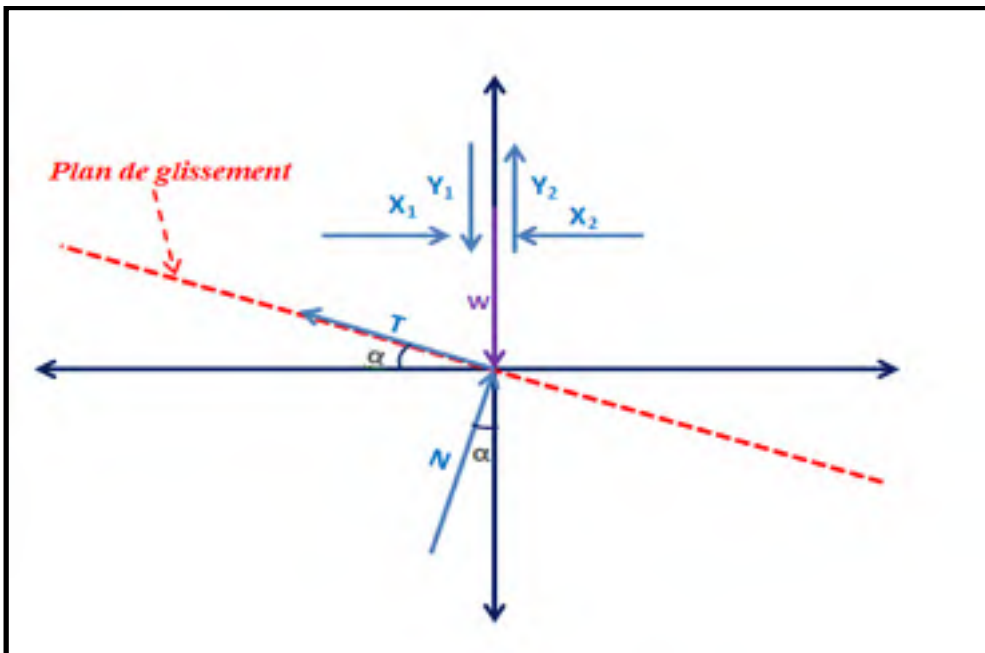


Figure 0.19 Projection des forces

$$N = \{ [W - (Y_2 - Y_1)] - 1/FS [(C'L \sin(\alpha) - uL \tan(\varphi') \sin(\alpha))] \} / n_\alpha \quad (1.30)$$

$$\text{Où } n_\alpha = \cos(\alpha) [1 + \tan(\alpha) \tan(\varphi') / FS] \quad (1.31)$$

En projetant horizontalement toutes les forces:

$$T \cos(\alpha) - N \sin(\alpha) + X_2 - X_1 = 0 \quad (1.32)$$

Si on remplace (T) dans l'équation (1.32) par sa valeur dans l'équation (1.28), on obtient l'équation (1.33) ci-dessous :

$$X_2 - X_1 = N \sin(\alpha) - (1/FS) \times [C'L + (N - uL) \tan(\varphi')] \cos(\alpha) \quad (1.33)$$

On peut définir le coefficient de sécurité de deux façons différentes, soit à partir de l'équilibre des moments (Équation (1.27)), soit à partir de l'équilibre des forces (Équation (1.26)).

#### Équilibre global des moments:

Pour une tranche : on a  $W \times e = T \times R$

Pour toute la surface de rupture, on obtient alors :  $\sum W \times e = \sum T \times R$

Si on remplace (T) par sa valeur (équation (1.28)) et e par  $R \sin(\alpha)$ , on obtient l'équation (1.34) ci-dessous:

$$F_m = \sum [C'L + (N - uL) \tan(\varphi')] / \sum W \times \sin(\alpha) \quad (1.34)$$

#### Équilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse étudiée:

$$\sum (Y_2 - Y_1) = 0$$

$$\sum (X_2 - X_1) = 0$$

D'où l'équation (1.33) donne l'équation (1.35) ci-dessous:

:

$$F_f = \{ \sum [C'L + (N - uL) \tan(\varphi')] \cos(\alpha) \} / \sum N \times \sin(\alpha) \quad (1.35)$$

Pour trouver les deux facteurs de sécurité habituellement assez proches, certaines hypothèses simplificatrices doivent être posées pour résoudre les équations. En effet, la méthode de Bishop

simplifiée ne satisfait que l'équilibre des moments alors que la composante verticale des forces inter tranche est négligée (Bishop, 1955). La méthode de Fellenius ne satisfait que l'équilibre des moments, par contre les forces inter tranches sont supposées égales ou négligées (Fellenius, 1936). La méthode de Janbu simplifiée qui ne satisfait que l'équilibre des forces permet de traiter une ligne de rupture de forme quelconque (Janbu, 1973). La méthode de Spencer satisfait l'équilibre des forces ainsi que l'équilibre des moments, elle est basée à l'origine sur une rupture circulaire puis étendue au cas de rupture non circulaire (Spencer, 1967). La méthode de Morgenstern-Price suppose que l'inclinaison de la résultante des forces latérales inter tranches varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement (Morgenstern et Price, 1965).

#### ▪ Rupture plane

Ce type de rupture est le plus facile à modéliser. Si on considère un cas très simple de glissement en plan (Figure 1.20), le massif rocheux est découpé par une discontinuité (AB) qui passe par le pied du talus et qui a un pendage ( $\alpha$ ). H est la hauteur du talus,  $\beta$  son inclinaison et b sa largeur. P le poids du bloc ABC et  $\gamma$  son poids volumique. N et T les réactions normales et tangentielles à la base du bloc ABC.

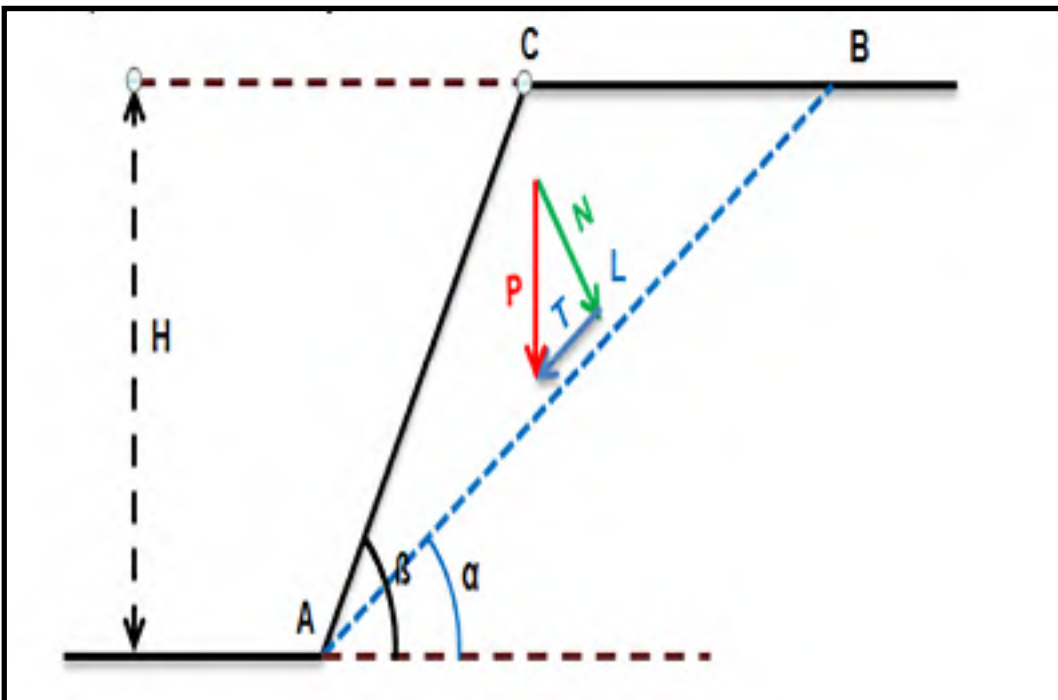


Figure 0.20 Équilibre d'un bloc rocheux le long d'une discontinuité  
Tirée de Benmarce (2019)

L'établissement des équations d'équilibre le long de la discontinuité AB (ligne de glissement avec surface de cisaillement  $S= L*b$  ( $L=AB$ ) est primordiale pour étudier la stabilité du bloc ABC qui a un poids  $P= \frac{1}{2} \times BC \times H \times b \times \gamma$  avec  $BC= H \times [1/ \tan(\alpha)- 1/ \tan(\beta)]$ .

L'équilibre limite sera atteint par une relation entre la contrainte normale exprimée par le critère de Mohr-Coulomb et la contrainte de cisaillement. Les contraintes sont obtenues à travers la division des efforts par la surface cisailée. On a alors la composante normale  $N= P \times \cos(\alpha)$  et la composante tangentielle de cisaillement  $T= P \times \sin(\alpha)$ . Par conséquent, la contrainte normale  $\sigma_n = N/S$  et la contrainte de cisaillement  $T= T/S$ .

La résistance au cisaillement de la discontinuité AB est donnée par le critère de Mohr-Coulomb :

$$T_{\max} = C + (\sigma_n \times \tan(\varphi))$$

**C**: cohésion;  $\sigma_n$ : contrainte normale;  $\varphi$ : angle de frottement

Le facteur de sécurité FS est donné par l'équation (1.36) suivante :

$$FS = T_{\max} / T = C + (\sigma_n \times \tan(\varphi)) / T \quad (1.36)$$

Si on remplace les différents paramètres de facteur de sécurité par leurs expressions, on aboutit à l'équation (1.37) ci-dessous :

$$FS = \tan(\varphi) / \tan(\alpha) + (2 \times C) / \{ \gamma \times H \times \sin^2(\alpha) [1/\tan(\alpha) - 1/\tan(\beta)] \} \quad (1.37)$$

Pour  $C=0$  l'équation (1.37) devient :

$$FS = \tan(\varphi) / \tan(\alpha) \quad (1.38)$$

L'équation (1.38) indique que :

- Le talus est instable si  $FS < 1$  ce qui revient à dire  $\varphi < \alpha$
- Le talus est stable si  $FS > 1$ , c'est-à-dire  $\varphi > \alpha$

D'après l'équation (1-37), le facteur de sécurité dépend de la cohésion C, de l'angle de frottement  $\varphi$  et des propriétés géométriques du talus (H et  $\beta$ ). Pratiquement pour dimensionner

un talus, on fixe le facteur de sécurité et on cherche l'angle  $\beta$  du talus pour obtenir ce facteur de sécurité.

L'analyse à l'équilibre limite est réalisée à partir des valeurs moyennes des différents paramètres d'entrée, cette approche est dite déterministe. Il est toutefois possible de considérer la variabilité et l'incertitude des paramètres d'entrée par des analyses de sensibilité et des analyses probabilistes (Laflamme, 2010). Les analyses de sensibilité permettent de déterminer l'influence de la structure géologique, de la géométrie de la pente, des propriétés mécaniques et des eaux souterraines.

Les analyses probabilistes sont devenues de plus en plus courantes, avec la nécessité de prendre en compte le risque et les conséquences de l'instabilité des pentes et de l'incertitude des modèles et des paramètres (Stead et Wolter, 2015).

La méthode de calcul à l'équilibre limite convient à de simples mécanismes de rupture d'une pente et non pas aux mécanismes complexes de rupture. L'effondrement est supposé se réaliser au même moment sur toute la surface de rupture (pas de notion de rupture progressive) (Tahiri, 1992). Les contraintes in situ, les déformations internes du matériel intact ne sont pas prises en compte.

Pour relever ces défis, l'utilisation de simulation en discontinue reste la plus appropriée pour représenter les joints et les déplacements des talus rocheux fracturés. La méthode la plus couramment utilisée en ingénierie des roches fissurées est la méthode des éléments distincts et le logiciel le plus utilisé pour faire les simulations numériques est le code UDEC.

### **1.2.2 Méthodes numériques**

Les méthodes numériques tiennent compte de paramètres ignorés par la méthode de l'équilibre limite (les contraintes in situ, la déformabilité du massif rocheux et l'anisotropie du matériel). Elles permettent également de calculer les déplacements et les déformations.

Stead, Eberhardt, Coggan et Benko (2001) ont classé les méthodes numériques en trois classes : (1) les méthodes continues, (2) les méthodes discontinues et (3) les méthodes hybrides.



### 1.2.2.1 Méthodes continues

Les méthodes continues sont utilisées pour les massifs rocheux homogènes, dont la taille des structures contrôlant l'instabilité est significativement plus petite que la taille de la pente. Elles ne sont pas adaptables pour des massifs rocheux présentant des systèmes de fractures susceptibles d'initier les instabilités (Jing et Hudson, 2002).

Parmi les méthodes continues les plus utilisées en mécanique des roches, on trouve les approches par différences finies et les approches par éléments finis. Le tableau 1.9 ci-dessous résume les différences entre la méthode explicite utilisée en différences finies et la méthode implicite utilisée en éléments finis.

La méthode des éléments finis n'est pas toujours capable de décrire tous les phénomènes qui se produisent dans les massifs rocheux fracturés. Elle est contrainte par le maillage utilisé (Hamdi, 2016). À titre d'exemple, la modélisation avec la méthode des éléments finis (MEF) ne peut pas présenter une méthode pour le remaillage des contacts dans le cas des grands déplacements. Afin de remédier à cette limitation, la méthode des éléments distincts permet d'accueillir des mailles compatibles pour ce genre des déplacements (Al-Hout, 2016).

Tableau 0.9 Comparaison entre les méthodes explicites et les méthodes implicites  
Tiré de Cundall (1980)

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certain schéma de résolution
Prise en compte des lois de comportement non linéaire sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportement non linéaire
Aucune matrice n'est construite. la mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont obligatoires pour suivre de grandes déformations et des grands déplacements

### 1.2.2.2 Méthodes discontinues

Les méthodes discontinues sont utilisées pour la modélisation des massifs rocheux, qui sont des milieux discontinus, hétérogènes et souvent anisotropes (Billiaux et Dedecker, 2018). Ces méthodes sont recommandées lorsque des éléments structuraux contrôlent l'instabilité et dans lesquels les déplacements importants sont probables (Jing et Hudson, 2002). Ces méthodes permettent la rotation, le détachement des blocs et l'ouverture des fractures (Jing, 2003).

La méthode des éléments distincts qui est utile dans le domaine de la stabilité des talus rocheux fracturés est la méthode discontinue la plus fréquentée en mécanique des roches. Les logiciels populaires basés sur cette méthode sont : UDEC, 3DEC et PFC d'Itasca.

### 1.2.2.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides modélisent le comportement de la matrice rocheuse et les interactions le long des fractures existantes. Elles associent les avantages des méthodes continues et discontinues et donc réduire les inconvénients propres à chacune de ces méthodes (Jing et Hudson, 2002). De plus, elles intègrent les principes de fracturation mécanique, d'initiation et de développement de nouvelles fractures. Elles permettent donc une transition entre un milieu continu vers un milieu discontinu (Caumartin, 2008). ELFEN (Rockfield, 2020) est le logiciel le plus répandu en mécanique des roches qui utilise la méthode hybride.

### 1.2.3 Méthode des éléments distincts

Cundall (1971) et Konietzky (2004) ont développé la méthode des éléments distincts qui peut être utilisée pour résoudre des problèmes liés au milieu rocheux discontinu. Cette méthode, qui est représentée par un assemblage de blocs rigides ou déformables, se distingue par trois caractéristiques (Rachez, 1997) :

- Le massif rocheux fracturé est représenté par un assemblage de blocs ;
- Les discontinuités sont considérées comme des interactions entre ces blocs ;
- Le temps intervient de manière explicite dans la résolution des équations.

La méthode des éléments distincts est la méthode de calcul la plus judicieuse dans un milieu rocheux fracturé (Alfonsi, Durville et Rachez, 1998). C'est une méthode explicite basée sur les principes de différences finies. Elle permet de prendre en compte les grands déplacements, les

rotations et les instabilités (Tahiri, 1992). Les algorithmes de calcul des déplacements des blocs et des fractures s'effectuent selon un pas de temps. Ces algorithmes se basent sur l'application d'une loi contrainte-déplacement à tous les contacts et la deuxième loi de Newton à tous les blocs (Hosni, 1997). La figure 1.21 ci-dessous présente un schéma simplifié du cycle de calculs de la méthode des éléments distincts.

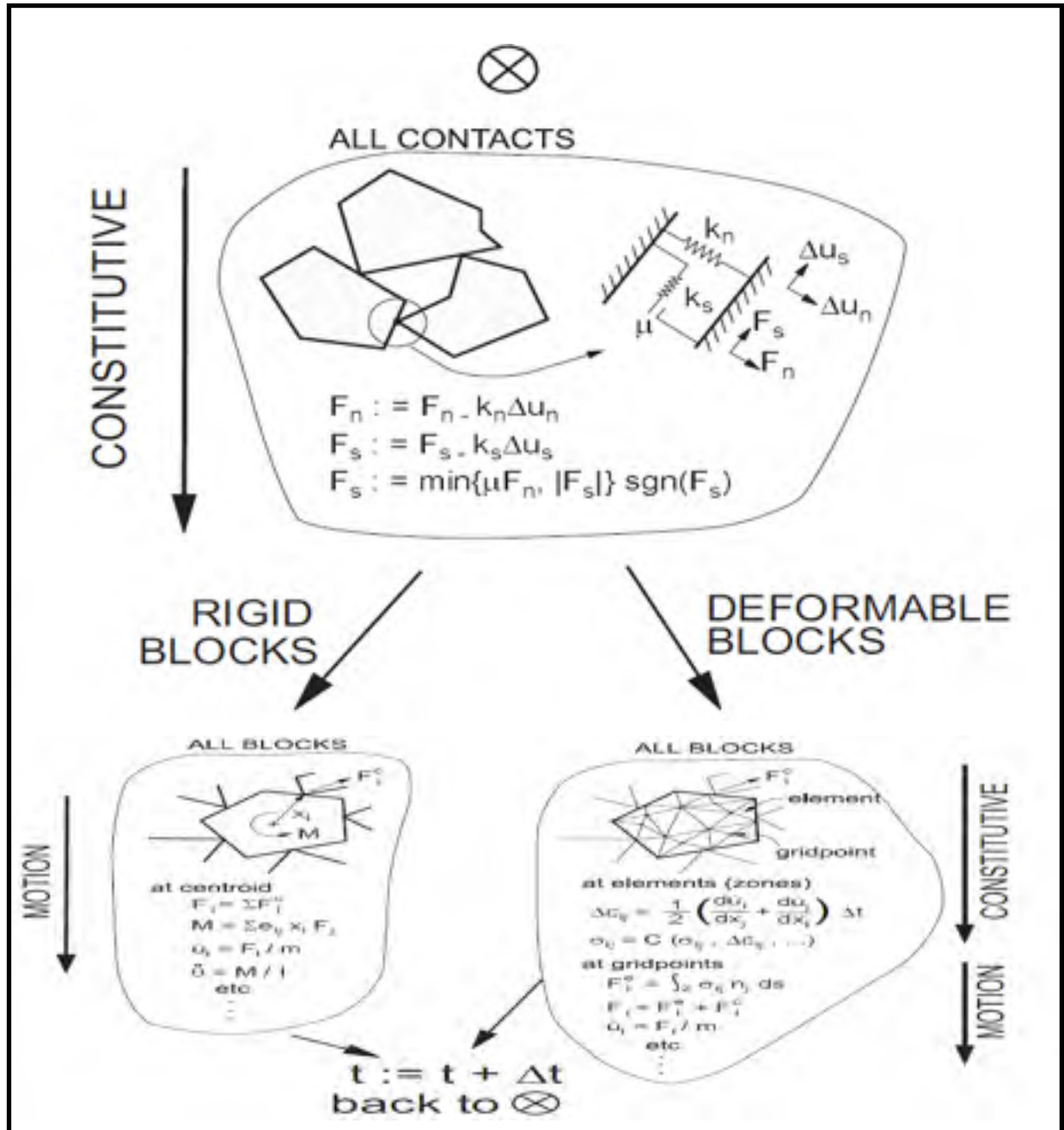


Figure 0.21 Cycle de calculs de la méthode des éléments distincts  
Tirée du manuel d'utilisation du logiciel UDEC

De façon simplifiée, un cycle de calcul commence par la détermination des déplacements et des vitesses des nœuds (lorsque les blocs sont déformables). Ensuite, la loi de comportement est appliquée pour déterminer les nouvelles contraintes ou forces, enfin les nouveaux déplacements sont déterminés à l'aide des équations de mouvements et ainsi de suite. Cela a mené au développement des codes UDEC et 3DEC très utilisés aujourd'hui en mécanique des roches. On présente dans ce qui suit les généralités sur le logiciel UDEC, ses caractéristiques et son domaine d'application.

### **1.2.3.1 Code UDEC : Généralités et domaine d'application**

UDEC a été développé pour effectuer des analyses de stabilité des pentes rocheuses fracturées. Il a été appliqué également dans les études liées à l'ingénierie minière autant pour des analyses statiques et dynamiques. Les effets de dynamitage ont été étudiés en appliquant des contraintes dynamiques ou des ondes aux limites du modèle. Des recherches dans le domaine de la géologie structurale ont également été menées avec UDEC de même que des applications dans les domaines du génie civil et pour le stockage souterrain de déchets radioactifs (Corthésy, 2013).

UDEC utilise la méthode des éléments distincts pour la modélisation des milieux discontinus en deux dimensions. Un modèle dans UDEC est représenté par un assemblage de blocs distincts (rigides ou déformables). Les blocs sont des entités indépendantes qui peuvent se détacher ou interagir avec les autres blocs. Chaque bloc est lié aux blocs adjacents par des points de contact. Les contacts sont traités comme des conditions frontières où des forces externes peuvent être appliquées. Un joint est défini par deux ou plusieurs contacts. Un domaine est l'espace entre deux blocs. Il s'agit d'une région fermée où l'écoulement de fluide peut se produire (figure 1.22).

La relation force-déplacement permet de calculer les forces à partir des déplacements connus ou fixés, alors que la loi de Newton est utilisée pour évaluer les déplacements des blocs sous les forces qui leur sont appliquées. Par la suite, selon le modèle de blocs choisi, les contraintes sont évaluées pour l'élément.

Parmi les avantages de ce logiciel, sa capacité à affecter des lois de comportement différentes aux joints et à la matrice rocheuse. Différents modèles de matériaux tels que : le modèle de Mohr-Coulomb, le modèle de Drucker-Prager, le modèle Ubiquitous-joint, le modèle Hoek et Brown et le modèle Barton-Bandis sont implémentés dans le code UDEC pour décrire le

comportement des joints indépendamment des modèles de la matrice rocheuse (Gasc-barbier et Guittard, 2009).

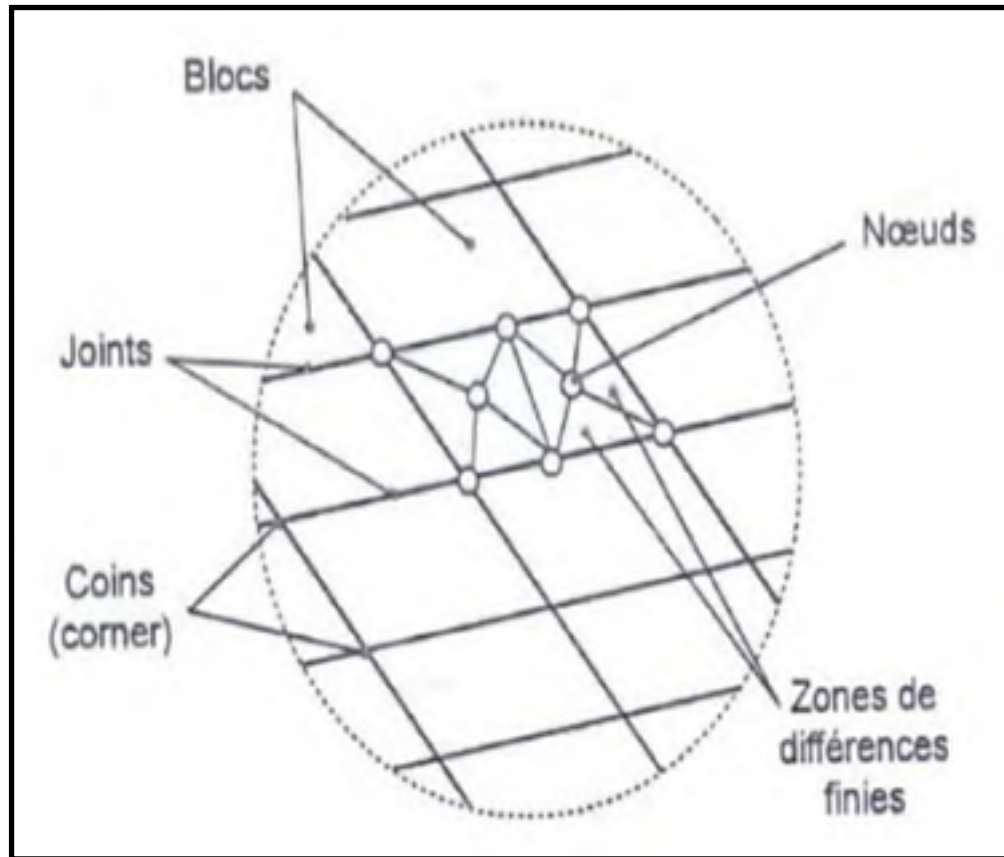


Figure 0.22 Exemple d'un modèle dans UDEC  
Tirée de Nguyen (2015)

### Équations de mouvement :

Considérons le mouvement unidimensionnel d'une seule masse ( $m$ ) sous l'action d'une force variable  $F(t)$ . La deuxième loi du mouvement de Newton peut être écrite sous la forme de l'équation (1.39) suivante :

$$\mathbf{a} = d\mathbf{u}/dt = \mathbf{F}(t)/m \quad \text{et} \quad \alpha = d\omega/dt = \mathbf{M}(t)/I \quad (1.39)$$

$\mathbf{a}$ : accélération du bloc;  $\mathbf{u}$ : vitesse du bloc;  $\alpha$ : accélération angulaire du bloc;  $\omega$ : vitesse angulaire du bloc;  $m$ : masse du bloc;  $I$ : moment d'inertie du bloc;  $\mathbf{M}$ : somme des moments,  $\mathbf{F}$ : sommes de forces agissant sur le bloc;  $t$ : temps

La relation des différences finies du côté gauche de l'équation (1.39) au temps (t) peut s'écrire de la forme (1.40) ci-après:

$$d\dot{u}/dt = [\dot{u}(t+\Delta t/2) - \dot{u}(t-\Delta t/2)] / \Delta t \quad (1.40)$$

$\dot{u}$ : vitesse du bloc;  $u$ : déplacement du bloc,  $\Delta t$ : pas de temps

En combinant les deux équations (1.39) et (1.40) on obtiendra la relation (1.41) ci-dessous :

$$\dot{u}(t+\Delta t/2) = \dot{u}(t-\Delta t/2) + F(t)/m \times \Delta t \quad (1.41)$$

Il est possible d'exprimer le déplacement par la relation (1.42) ce dessous :

$$u(t+\Delta t) = u(t) + \dot{u}(t+\Delta t/2) \times \Delta t \quad (1.42)$$

Par un calcul similaire, on peut déterminer la rotation d'un bloc par l'équation (1.43) ci-dessous :

$$\omega = d\Theta/dt ; \alpha = d\omega/dt = d^2\Theta/dt^2 = \sum M(t)/I$$

$$\omega(t+\Delta t/2) = \omega(t-\Delta t/2) + (\sum M(t)/I) \times \Delta t$$

$$\Theta(t+\Delta t) = \Theta(t) + \omega(t+\Delta t/2) \times \Delta t \quad (1.43)$$

$\Theta$ : rotation du bloc;

Pour les blocs en deux dimensions sur lesquels agissent plusieurs forces ainsi que la gravité, les équations de vitesse deviennent :

$$\dot{u}_i(t+\Delta t/2) = \dot{u}_i(t-\Delta t/2) + (\sum F_i(t)/m + g_i) \times \Delta t$$

Le nouvel emplacement du bloc est déterminé par :

$$X_i(t+\Delta t) = X_i(t) + \dot{u}_i(t+\Delta t/2) \times \Delta t$$

$\dot{u}_i$ : composantes de la vitesse du centroïde du bloc;  $g_i$ : composantes de l'accélération gravitationnelle;  $X_i$  = coordonnées du centroïde du bloc.

Le pas de temps est calculé par la formule (1.44) suivante :

$$\Delta t = \min [\Delta t_n, \Delta t_z] \quad (1.44)$$

$$\Delta t_n = 2 \times f \times (M_{\min} / K_{\max})^{0.5} \quad \text{Et} \quad \Delta t_z = A_z^{0.5} / L_{\max} \times [m_z / (K + 3/4 G)]^{0.5}$$

**f**: paramètre fixé par l'utilisateur (valeur typique 0.1); **M<sub>min</sub>**: la plus petite masse de blocs, **K<sub>max</sub>** : la plus grande raideur de contact; **A<sub>z</sub>** et **m<sub>z</sub>**: sont respectivement la surface et la masse minimales sur tous les éventuels éléments finis composants les blocs déformables, **L<sub>max</sub>**: la plus grande longueur sur tous les éléments finis composants les blocs; **K** et **G**: sont respectivement les modules de compression et de cisaillement du matériau.

Chaque pas de temps produit de nouvelles positions de bloc qui génèrent de nouvelles forces de contact (étape 1). Les forces et moments résultants sont alors utilisés pour calculer les accélérations linéaire et angulaire des blocs (étape 2) en utilisant l'équation du mouvement (loi de Newton). La vitesse des blocs (étape 3) ainsi que les déplacements (étape 4) sont déterminés par intégration sur un certain pas de temps. La procédure est répétée (étape 5) jusqu'à ce qu'il en résulte un état d'équilibre satisfaisant ou une défaillance continue (Figure 1.23).

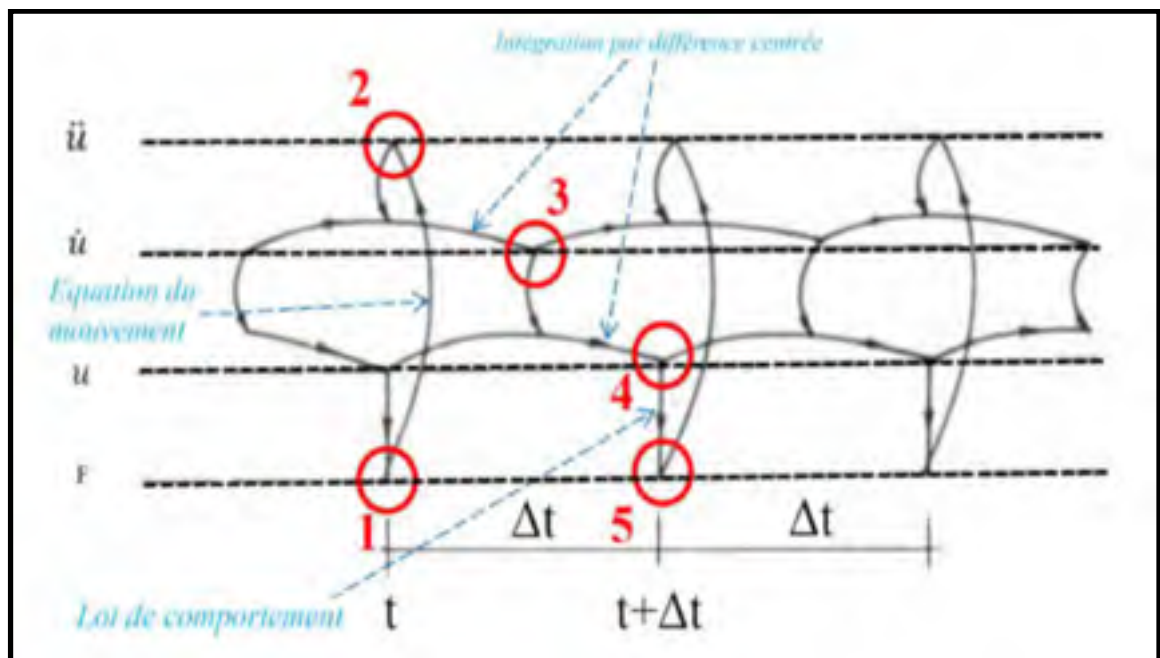


Figure 0.23 Schéma de calcul de déplacement dans UDEC  
Tirée de Nguyen (2015)

En résumé, chaque pas de temps produit de nouvelles positions de bloc qui génèrent de nouvelles forces de contact. Les forces et les moments résultants sont utilisés pour calculer les

accélérations linéaires et angulaires de chaque bloc. Les vitesses et les déplacements des blocs sont déterminés par intégration sur des incréments de temps. La procédure est répétée jusqu'à ce qu'il en résulte un état d'équilibre satisfaisant ou une défaillance continue.

### Forces de contact

Dans le logiciel UDEC, les joints sont représentés soit par un point de contact (sommet/face), soit par deux points de contact (face/face) entre deux blocs. Chaque contact est représenté par des ressorts de raideurs normale ( $k_n$ ) et tangentielle ( $k_t$ ) qui caractérisent leur déformabilité et qui sont orientés perpendiculairement et parallèlement à la surface de contact (Figure 1.24). La force normale mobilisée ( $F_n$ ) lors d'un contact entre deux blocs est reliée au déplacement ( $U_n$ ) par l'équation 1.45 suivante :

$$F_n = K_n * U_n \quad (1.45)$$

De même, pour le déplacement tangentiel ( $U_t$ ). La force tangentielle (cisaillement) ( $F_t$ ) est formulée par la relation 1.46 suivante :

$$F_t = K_t * U_t \quad (1.46)$$

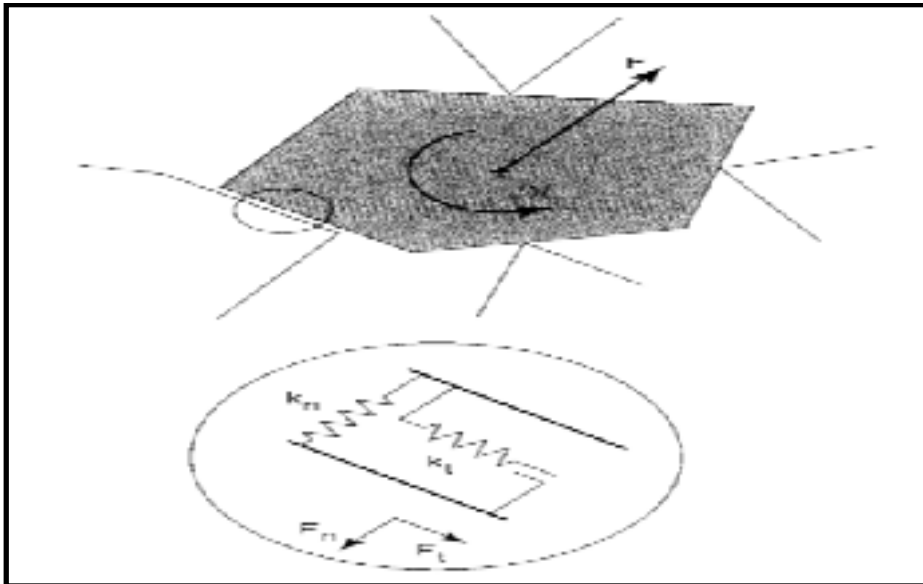


Figure 0.24 Représentation des contacts dans UDEC  
Tirée d'Alfonsi, Durville et Rachez (1998)



### 1.2.3.2 Éléments structurels

Le renforcement est un moyen d'améliorer les propriétés globales d'une masse rocheuse en utilisant des éléments stabilisateurs tels que des boulons d'ancrage (Rockbolt) et des boulons de câble.

La principale différence entre ces deux éléments est que l'élément boulon, contrairement à l'élément câble, permet d'offrir une résistance à la flexion. Cependant, l'élément (Câble) est plus populaire que l'élément (Rockbolt), ceci est dû à la complexité de l'élément (Rockbolt) par rapport à l'élément (Câble), en termes de paramètres d'entrée et de processus d'étalonnage (Bahrani et Hadjigeorgiou, 2017).

Le logiciel UDEC, à l'instar des autres codes numériques d'analyse des contraintes les plus populaires sur le marché (FLAC, FLAC3D et 3DEC) développés par Itasca, permet l'utilisation d'éléments structurels pour simuler différents types de renforts rocheux. Cette technique a été utilisée avec succès pour modéliser le comportement et les mécanismes complexes des masses rocheuses (Karampinos et al. 2015).

Deux types de renforcement sont fournis dans le logiciel UDEC: (1) le renforcement local et (2) le renforcement global (Itasca, 2019). Le renforcement local, qui peut être appliqué à la fois aux blocs rigides et déformables, ne prend en compte que l'effet local du renforcement lorsqu'il traverse les discontinuités existantes. Le renforcement global, quant à lui, ne peut être appliqué qu'aux blocs déformables. Il tient compte non seulement de l'effet local du renforcement à son intersection avec les discontinuités, mais aussi de l'effet du renforcement sur toute sa longueur tout au long de la masse rocheuse (Bahrani et Hadjigeorgiou, 2017).

- **Modèle du renforcement local**

Pendant le cisaillement d'une discontinuité, le modèle suppose que le boulon se déforme comme l'indique la figure 1.25 ci-dessous. Le terme de longueur active, qui peut être mesurée en laboratoire, désigne la courte longueur de l'armature qui s'étend sur la discontinuité et modifie l'orientation pendant le déplacement par cisaillement. Dans le modèle on suppose que la longueur active change seulement et directement à cause des déplacements normaux et tangentiels le long de la discontinuité.

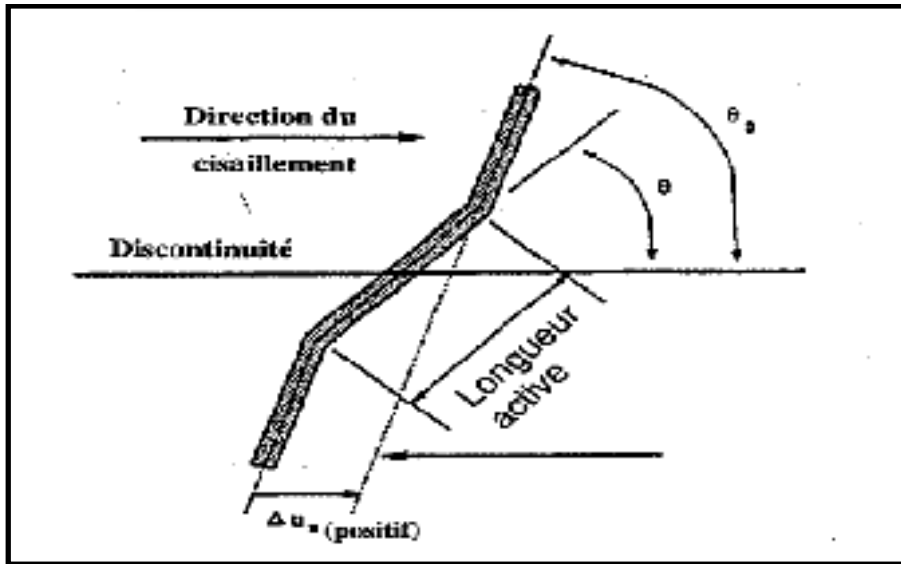


Figure 0.25 Modèle du renforcement local  
Tirée d'Iasca (2019)

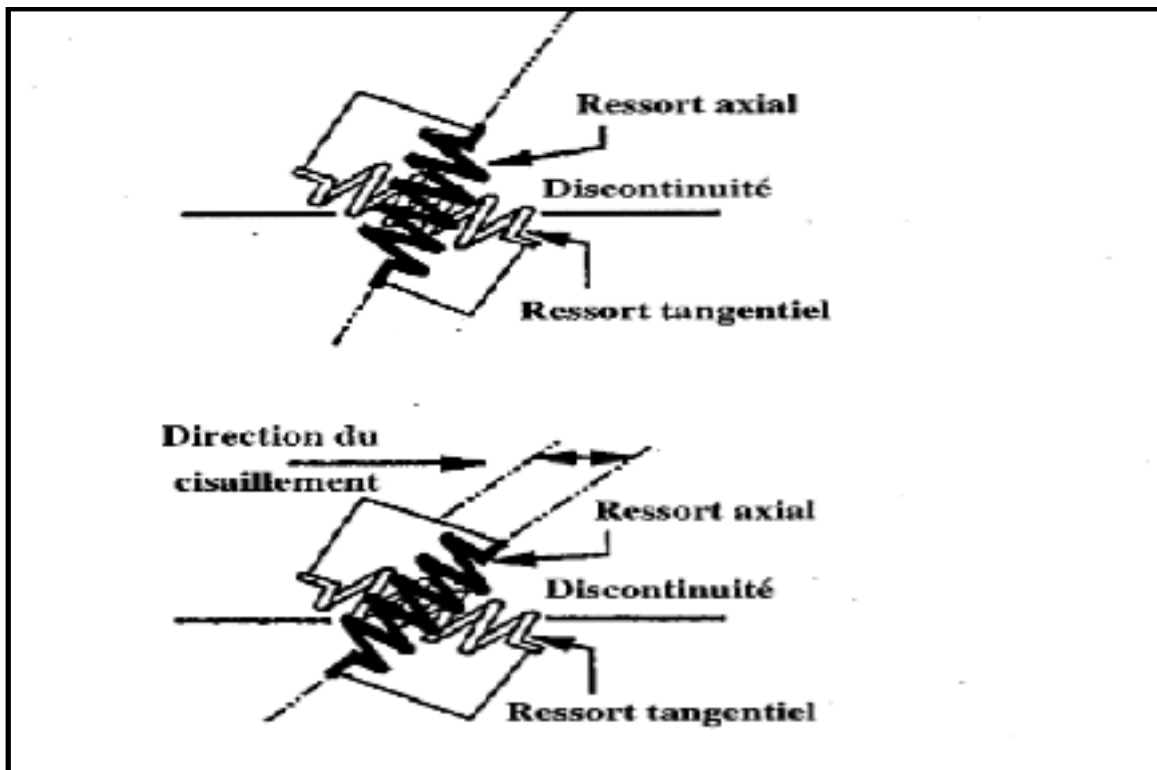


Figure 0.26 Orientation des ressorts (axial et tangential) avant et après le cisaillement  
Tirée du manuel d'utilisation du logiciel UDEC

Le modèle du renforcement local peut être représenté par deux ressorts situés à l'interface du joint et orientés perpendiculairement et parallèlement à l'axe du boulon. Après le cisaillement, le

ressort axial est parallèle à la longueur active tandis que le ressort tangential reste perpendiculaire à l'orientation initiale du boulon (Figure 1.26).

### Comportement axial et tangential d'un élément de renforcement local

La formulation du renforcement local est basée sur des relations forces-déplacements simples qui décrivent le comportement axial et de cisaillement d'un élément de renforcement à travers les discontinuités. La relation force-déplacement utilisé dans le logiciel UDEC est appliquée pour déterminer les forces axiales et tangentielles induites dans les ressorts à la suite d'incrément de déplacements des extrémités de la longueur active.

Les comportements de déplacement axial et de déplacement tangential du renforcement local sont illustrés respectivement sur les figures 1.27 et 1.28.

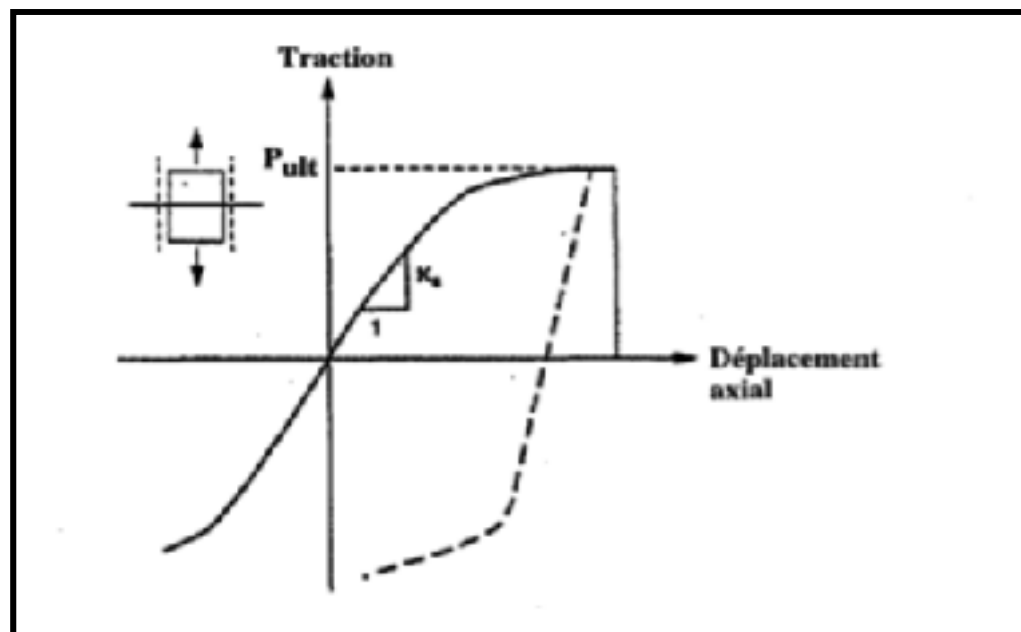


Figure 0.27 Comportement axial du renforcement local (boulon-scellement)  
Tirée de Bahrani et Hadjigeorgiou (2017)

La figure 1.28 (a) montre que la force de cisaillement maximale varie en fonction des orientations du renforcement par rapport à la discontinuité.

Les différentes courbes montrent les réponses du boulon (la force de cisaillement) en fonction de son orientation par rapport à la direction du cisaillement (discontinuité). Il n'est pas facile de

définir directement la contrainte de rupture sous la charge de cisaillement, mais elle peut être ajustée en définissant la longueur active de l'armature (Figure 1.28 (b)) (Bahrani et Hadjigeorgiou, 2017).

Le comportement force-déplacement axial est décrit par la rigidité axiale ( $K_a$ ) et la capacité axiale maximale ( $P_{ult}$ ). De même, le comportement force-déplacement tangential est décrit lui aussi par la rigidité tangentielle ( $K_s$ ) et la force tangentielle maximale ( $F_s^{max}$ ).

Les paramètres d'entrée requis pour la simulation d'un boulon d'ancrage à l'aide du modèle de renforcement local peuvent être obtenus à partir d'essais de traction et de cisaillement en laboratoire. En cas de manque de données expérimentales, le code UDEC propose plusieurs formulations empiriques pour estimer les rigidités axiales ( $K_a$ ) et de cisaillement ( $K_s$ ) ainsi que les capacités maximales axiales de traction ( $P_{ult}$ ) et de cisaillement ( $F_s^{max}$ ) du système de renforcement (boulon-scellement).

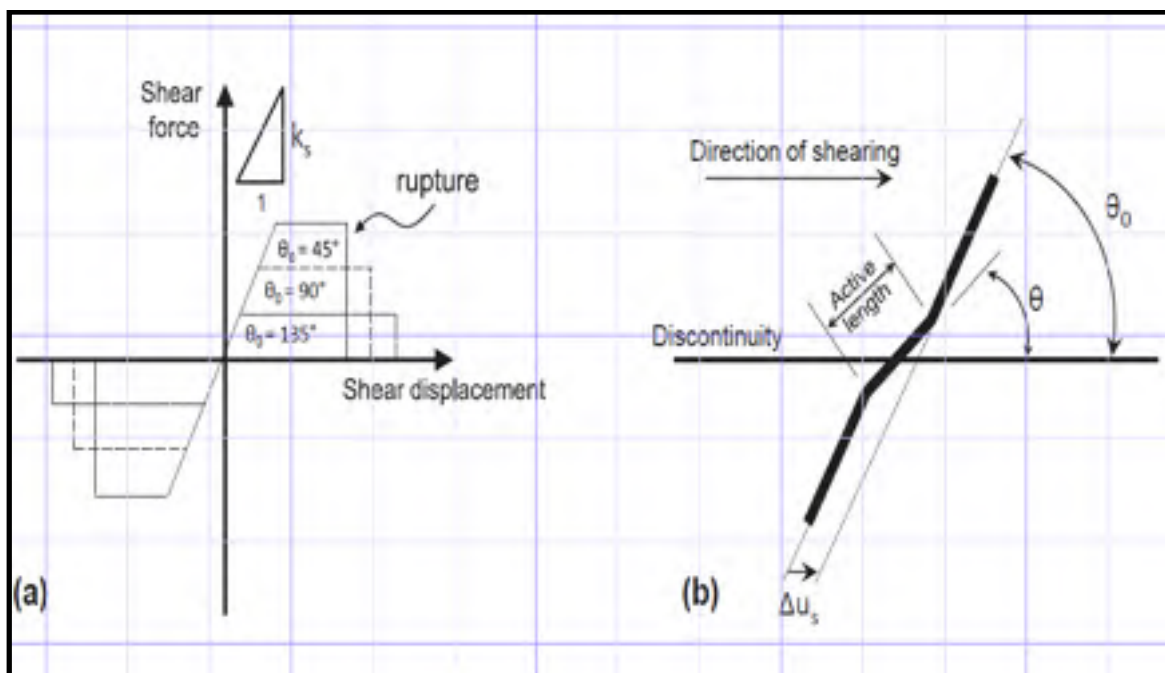


Figure 0.28 Comportement tangential du système de renforcement boulon-scellement  
Tirée de Bahrani et Hadjigeorgiou (2017)

### Force axiale – déplacement

L'expression théorique (1.47) ci-dessous donnée par Gerdeen, Snyder et Viegelahn (1977), peut être utilisée pour estimer la rigidité axiale ( $K_a$ ) pour les éléments de renforcement:

$$K_a = \pi \times k \times d_1 \quad (1.47)$$

$$k = [0.5 \times G_g \times E_b / (d_2/d_1 - 1)]^{0.5}$$

$G_g$ : module de cisaillement du coulis de ciment (scellement);  $E_b$ : Module d'Young du matériau de renforcement;  $d_1$ : diamètre du renforcement;  $d_2$ : diamètre du trou.

La capacité axiale ultime du renforcement ( $P_{ult}$ ) dépend d'un certain nombre de facteurs, y compris la résistance de l'élément de renforcement, la résistance du coulis, la résistance de la roche et le diamètre du trou. Littlejohn et Bruce (1975) ont fourni la relation 1.48 ci-dessous pour estimer ( $P_{ult}$ ).

$$P_{ult} = 0.1 \times \sigma_c \times \pi \times L \times d_2 \quad (1.48)$$

$\sigma_c$ : Résistance à la compression simple du massif rocheux en supposant que la résistance à la compression du coulis de ciment est égale ou supérieure à 42 MPa ;  $L$  : longueur ancrée

#### Force tangentielle – déplacement

La relation force tangentielle-déplacement utilisée pour représenter le comportement de cisaillement est illustrée à la figure 1.29 ci-dessous. La rigidité au cisaillement ( $K_s$ ) du renforcement peut être estimée en utilisant l'expression (1.49) de Gerdeen et al. (1977)

$$K_s = E_b \times I \times \beta^3 \quad (1.49)$$

$$\beta = [k / (4 \times E_b \times I)]^{0.25} \text{ et } k = 2 \times E_g / (d_2/d_1 - 1)$$

$I$ : Moment d'inertie de l'élément de renforcement;  $E_g$ : Module d'Young du coulis ;  $E_b$ : Module d'Young du matériau de renforcement;  $d_1$ : diamètre du renforcement;  $d_2$ : diamètre du trou

Bjurstrom (1974) a développé la relation empirique (1.50) ci-dessous pour estimer la force de cisaillement maximale ( $F_s^{max}$ ).

$$F_s^{max} = 0.67 \times d_1^2 \times (\sigma_b \times \sigma_c)^{0.5} \quad (1.50)$$

$\sigma_b$ : la limite élastique du boulon ;

Les relations forces-déplacements décrites précédemment sont utilisées pour déterminer les forces maximales (axiales et tangentielles) dans le boulon. Ce sont des forces induites dans les ressorts à la suite d'incrément de déplacements des extrémités de la longueur active. La force axiale est parallèle à la longueur active et la force tangentielle est perpendiculaire à la longueur active initiale, puis sont ramenées à des forces parallèles et normales à la discontinuité (Figure 1.29). Ces forces sont alors appliquées aux blocs avoisinants.

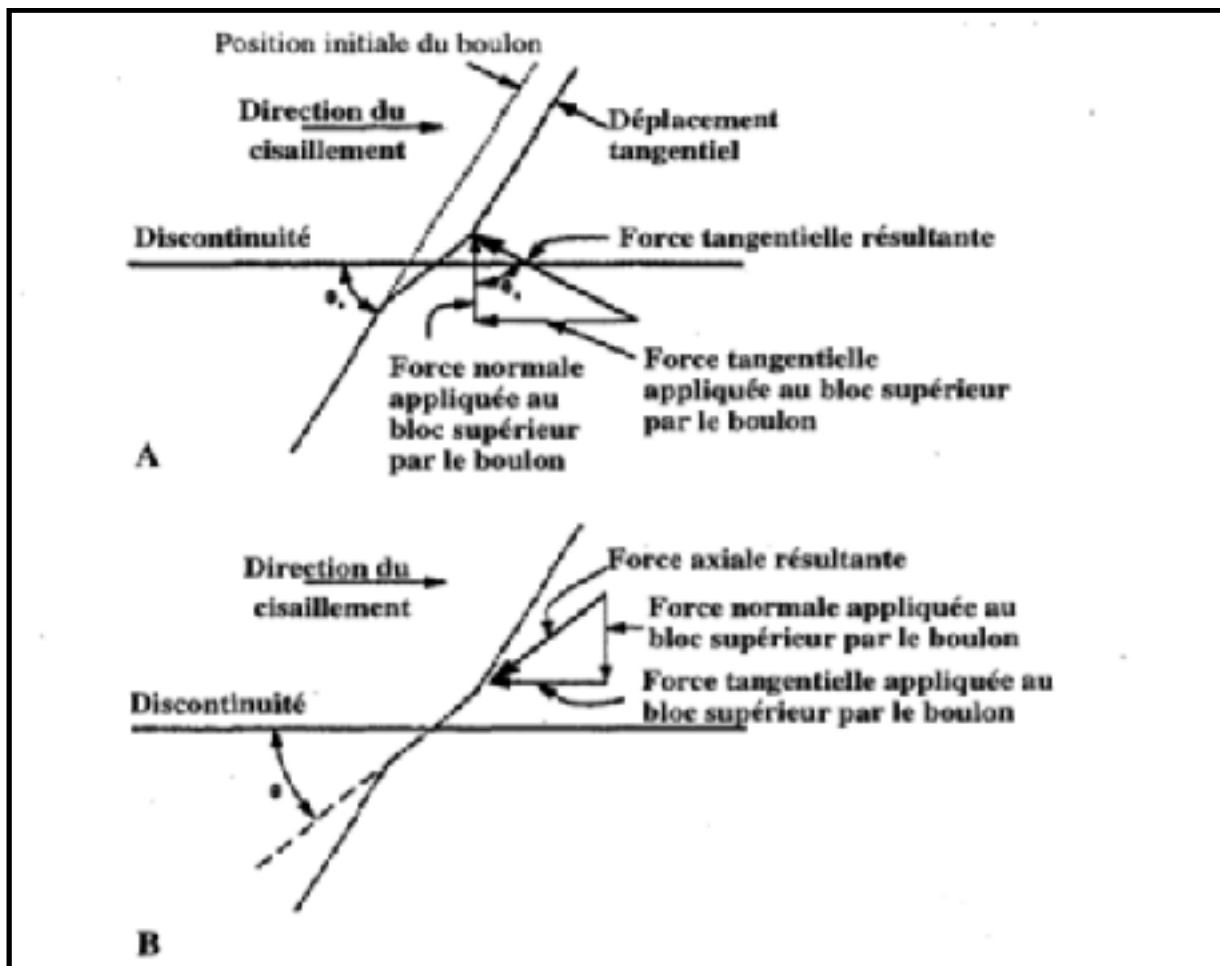


Figure 0.29 Résolution des composantes des forces tangentielles (A) et axiales (B)  
Tirée du manuel d'utilisation du logiciel UDEC

Les modèles force-déplacement implantés dans UDEC pour représenter le comportement axial et de cisaillement sont des algorithmes continus et non linéaires écrits en termes de rigidité axiale ou de cisaillement (modèles plastiques continus). Les relations forces-déplacements qui décrivent la réponse axiale et de cisaillement sont données respectivement par les équations (1.51) et (1.52) ci-dessous :

$$\Delta F_a = K_a \times |\Delta u_a| \times f(F_a) \quad (1.51)$$

$$\Delta F_s = K_s \times |\Delta u_s| \times f(F_s) \quad (1.52)$$

$$f(F_s) = |F_s^{\max} - F_s| \times (F_s^{\max} - F_s) / (F_s^{\max})^{e_s}$$

$$f(F_a) = |P_{ult} - F_a| \times (P_{ult} - F_a) / (P_{ult})^{e_a}$$

- $\Delta F_a$  et  $\Delta F_s$ : sont respectivement des changements incrémentiels des forces axiales et de cisaillement;
- $\Delta u_a$  et  $\Delta u_s$ : sont respectivement les changements incrémentiels des déplacements (axial et de cisaillement);
- $f(F_a)$  et  $f(F_s)$  sont les fonctions qui décrivent le chemin par lequel les forces axiales ( $F_a$ ) et de cisaillement ( $F_s$ ) s'approchent respectivement de la force axiale ultime ( $P_{ult}$ ) et de la force de cisaillement maximale  $F_s^{\max}$ .

Les valeurs de l'exposant de la rigidité axiale ( $e_a$ ) et l'exposant de la rigidité de cisaillement ( $e_s$ ) sont utilisés pour définir la courbure du comportement des forces de déplacement, en contrôlant la vitesse à laquelle les forces limites sont atteintes (Figure 1.30). Par défaut, les valeurs des exposants de rigidité sont nulles (les rigidités restent constantes), ce qui signifie que les relations des forces-déplacement suivent une constante (raideur linéaire) jusqu'à ce que les capacités ultimes (axiales ou de cisaillement) soient atteintes (Bahrani et Hadjigeorgiou, 2017).

Lors de l'évaluation de la participation du renforcement à la stabilité du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte non seulement de la retenue locale fournie par le renfort là où il traverse des discontinuités, mais également de la retenue de la roche intacte qui peut subir une déformation.

Le renfort global résistant au cisaillement (élément Câble) et le renfort global résistant au cisaillement et à la flexion (élément Rockbolt) sont les deux types de renforcement global implémentés dans le logiciel UDEC (Itasca, 2019).

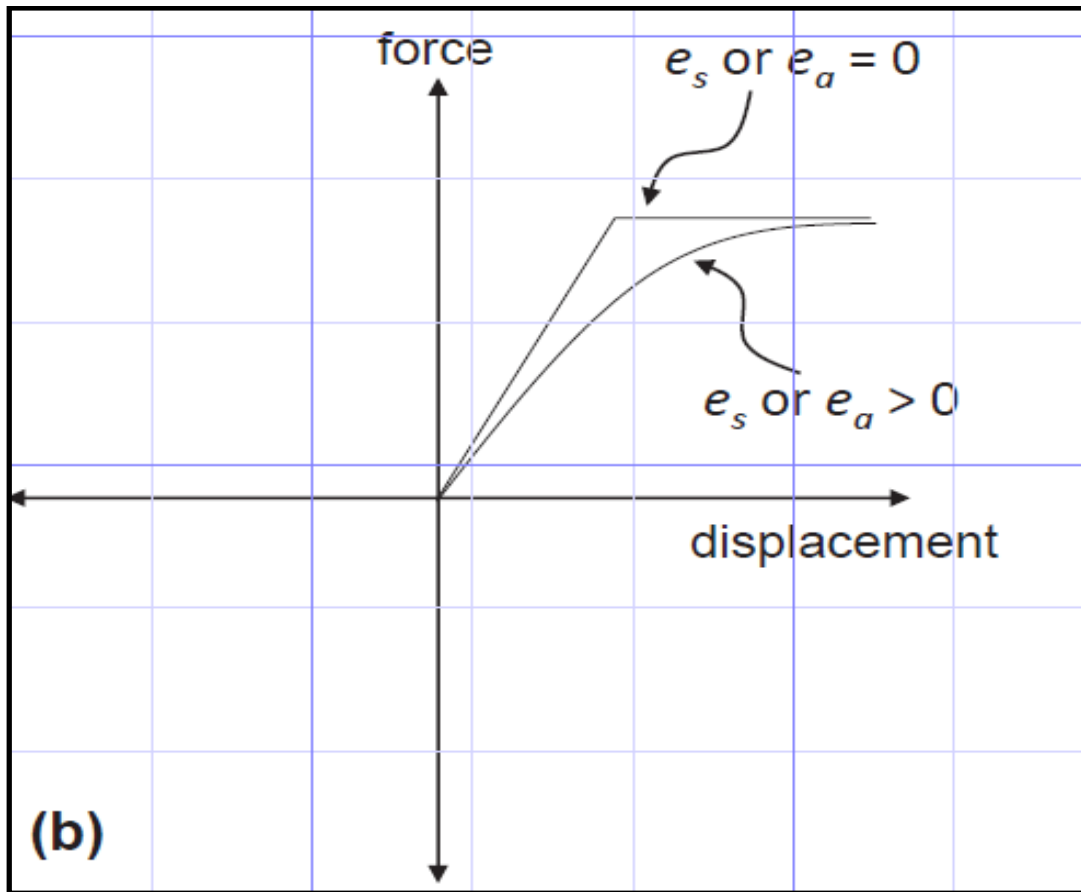


Figure 0.30 Influence de l'exposant de rigidité sur les forces- déplacements  
Tirée de Bahrani et Hadjigeorgiou (2017)

- **Renforcement global : Élément câble**

Le câble d'ancrage est une mesure de renforcement efficace et économique dans l'ingénierie des pentes. En pratique, le câble est placé à l'intérieur d'un forage puis scellé au terrain par l'injection du coulis. Il est utilisé pour simuler des boulons de câble et des tirants (Kitchah, 2017) lorsqu'un renforcement est prévu pour augmenter la résistance au cisaillement du massif rocheux.

Le câble est supposé être divisé en un certain nombre de segments de longueur  $L$ , avec des points nodaux situés à chaque extrémité de segment. La masse de chaque segment est regroupée aux points nodaux, comme le montre la figure 1.31 ci-dessous :



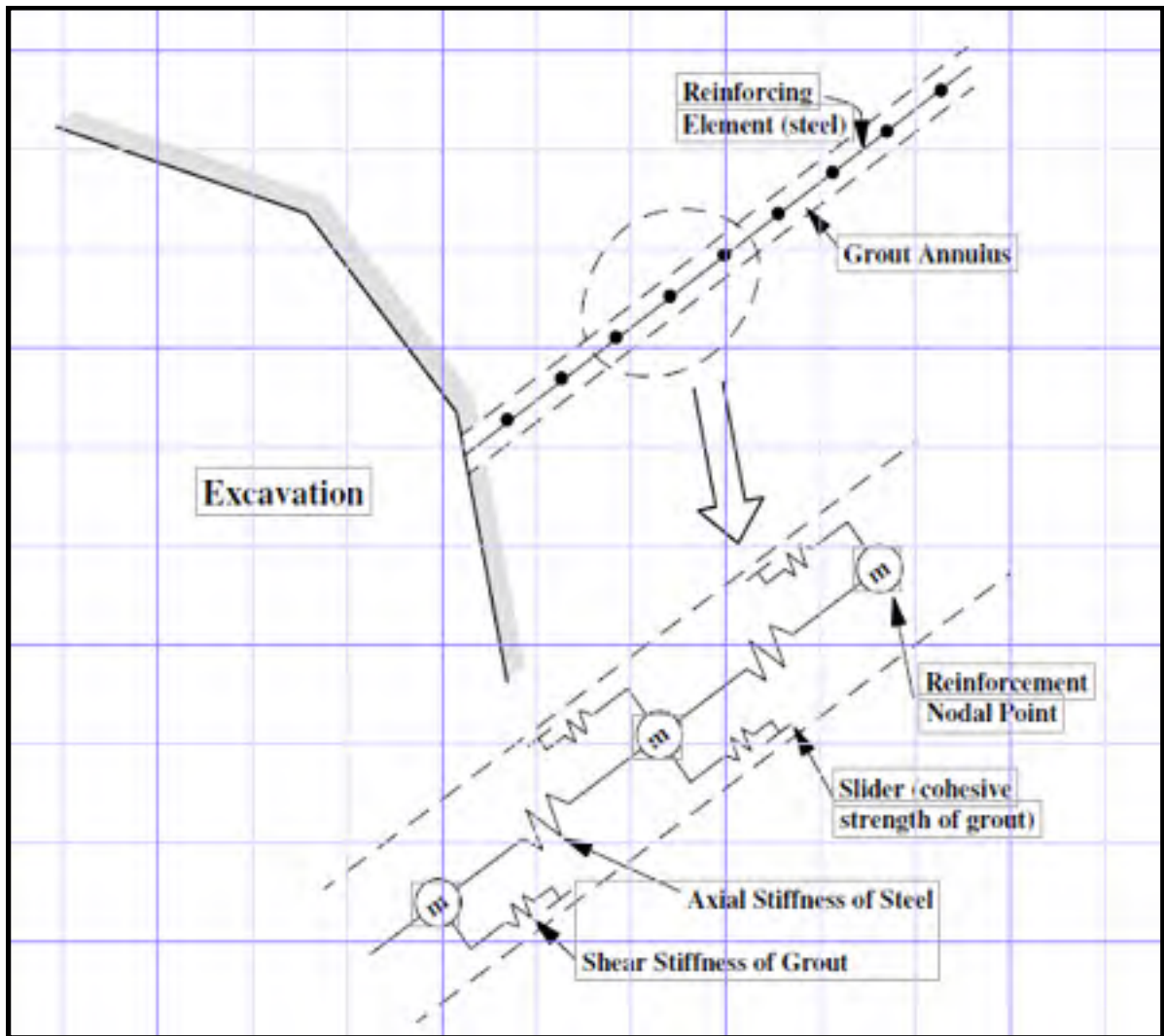


Figure 0.31 Représentation conceptuelle d'un câble avec le coulis  
Tirée d'Itasca (2019)

L'élément câble, qui se comporte comme un matériau élastique, parfaitement plastique permet de modéliser une résistance au cisaillement sur toute sa longueur (Kitchah, 2017).

C'est un élément unidimensionnel. Il ne peut pas résister à un moment de flexion, mais il peut reprendre des efforts de compression et de traction. Son comportement est uniquement axial. Par conséquent, un modèle constitutif unidimensionnel est alors adéquat pour décrire son comportement.

La force axiale incrémentale ( $\Delta F^t$ ) est calculée à partir du déplacement axial incrémentiel ( $\Delta u^t$ ) par l'équation (1.53) suivante :

$$\Delta F^t = - (E \times A) / L \times \Delta u^t \quad (1.53)$$

Dans la présente formulation, la rigidité axiale est décrite en termes d'aire de section transversale de renforcement (A), de module d'Young (E) et la longueur du câble L.

La figure 1.32 présente les limites en traction  $F_t$  et en compression  $F_c$  du composite (Câble + coulis).

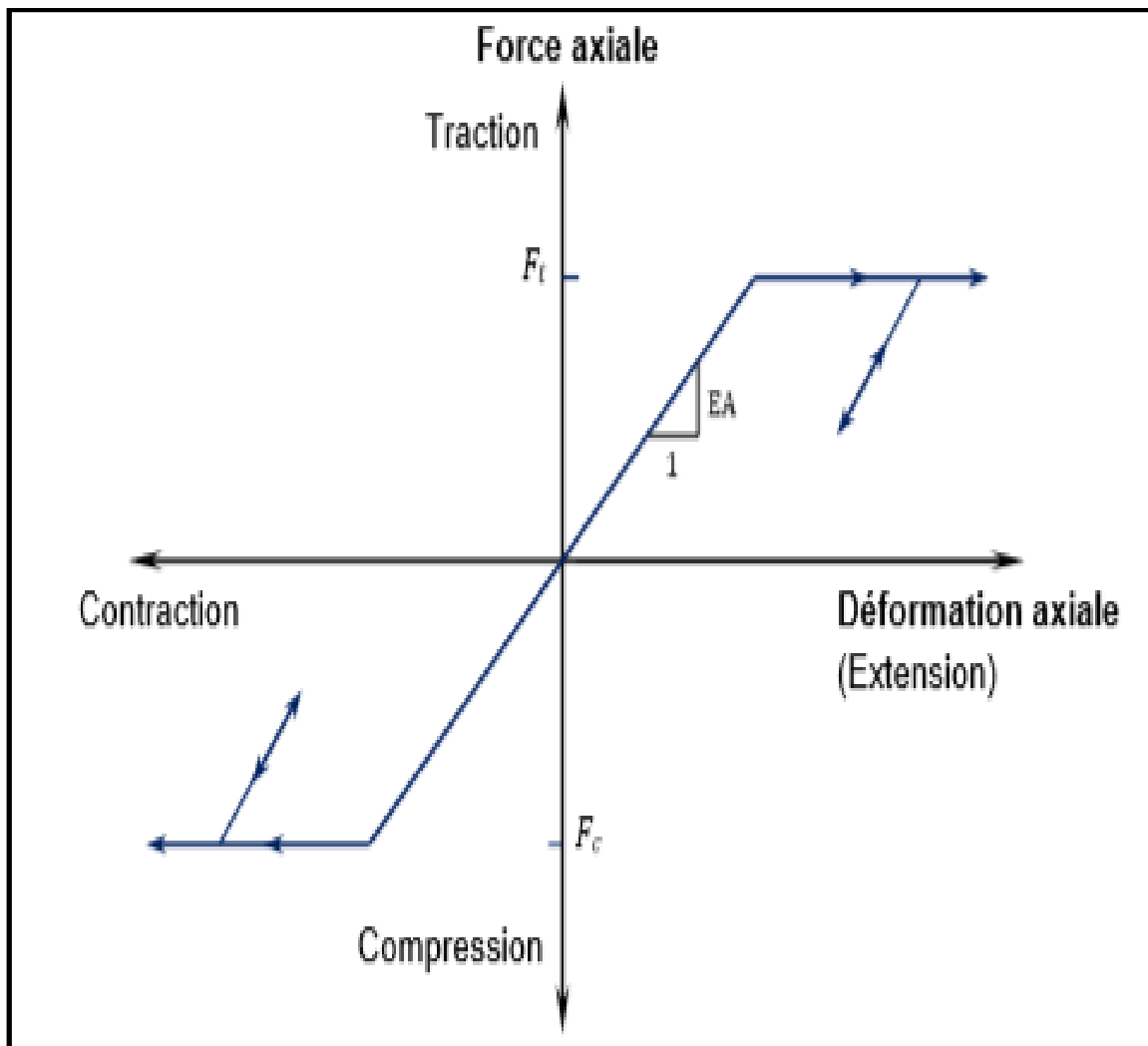


Figure 0.32 Comportement mécanique du composite (Câble+coulis)  
Tirée du manuel d'utilisation du logiciel UDEC

Le comportement au cisaillement de l'anneau de coulis pendant le déplacement relatif entre l'interface renfort/coulis et l'interface coulis/ roche est décrit numériquement par la rigidité au cisaillement du coulis  $cb\_kbond$  (Figure 1.33).

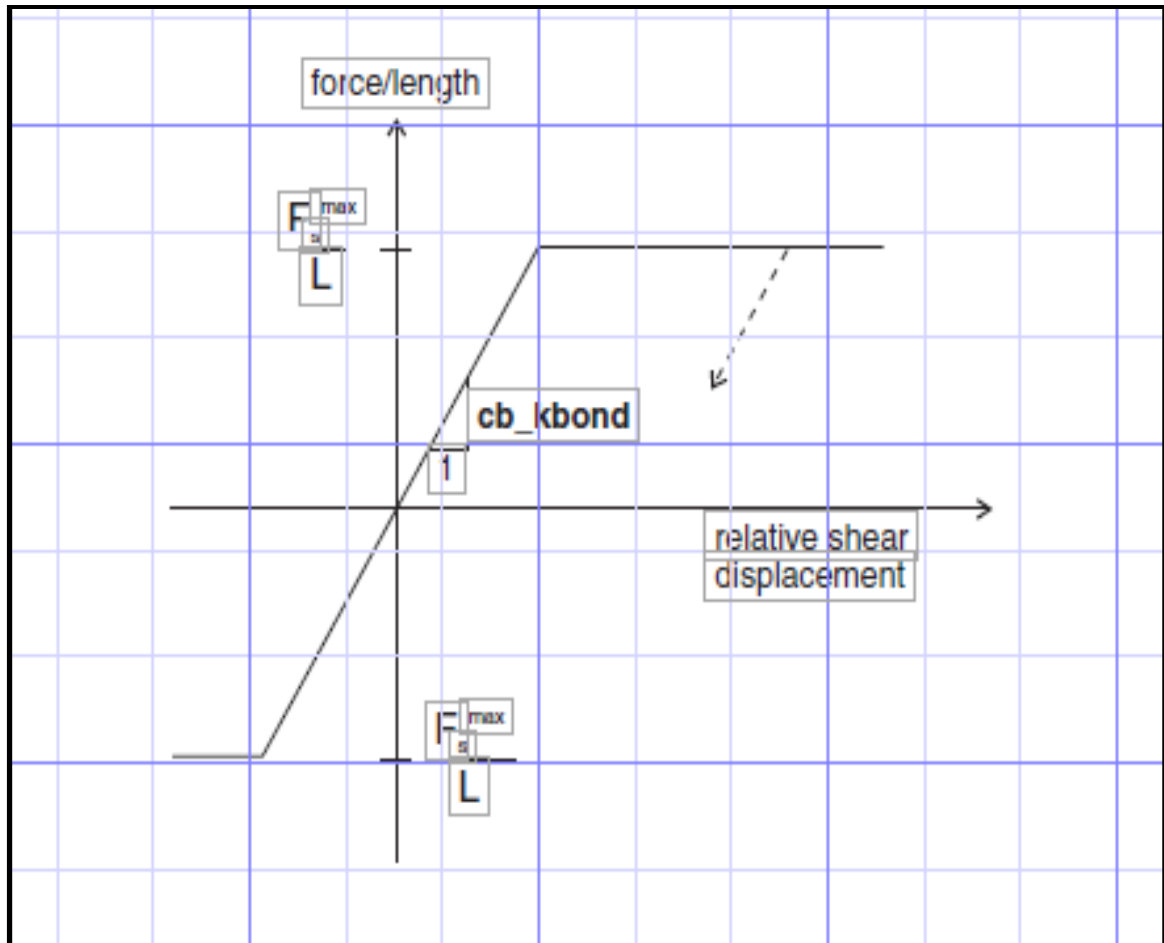


Figure 0.33 Comportement du matériau de coulis pour l'élément de câble  
Tirée du manuel d'utilisation du logiciel UDEC

## 1.2.4 Étude de sensibilité (Méthode Taguchi : Méthode orthogonale)

### 1.2.4.1 Aperçu sur le Dr. Taguchi

Le Dr. TAGUCHI qui est né au Japon en 1924 est un statisticien et ingénieur ayant développé une méthodologie complète d'application des statistiques à la production. Il a travaillé à l'institut japonais de mathématiques et de statistiques. Après il a rejoint le laboratoire de communications électriques de la compagnie japonaise des téléphones et télégraphes pour travailler sur l'amélioration de la productivité dans le secteur études et recherche. Sa contribution majeure

était de combiner les techniques de l'ingénierie et celles des statistiques afin d'obtenir une amélioration rapide des coûts et de la qualité.

Les Japonais sont devenus des leaders mondiaux au niveau de la qualité tout en ayant des prix de revient très compétitifs grâce aux plans d'expériences Taguchi. Finalement, il devient consultant à l'institut japonais des standards et directeur exécutif à l'American Supplier Institute (qui publie la majorité de ses ouvrages).

Cette méthode est devenue populaire à l'échelle mondiale. Elle a été introduite aux États-Unis à partir de 1983, puis au Canada et en Grande-Bretagne dès 1986, et enfin en France et en Espagne depuis 1988 (Philippe, 2015).

#### **1.2.4.2 Présentation et objectif de la méthode de Taguchi**

La méthode orthogonale, inventée par Genichi Taguchi, est une méthode statistique pour enrichir les méthodes de plans d'expériences en apportant une amélioration considérable aux plans factoriels complets et fractionnaires. Elle a pour but de déterminer en un minimum d'essais et avec un maximum de précision l'influence des facteurs (paramètres) étudiés sur une ou plusieurs réponses (Bousba, Cheghib, Benlalli et Kahoul, 2019). Le principal avantage de l'utilisation de cette méthode est son approche simple qui permet l'analyse de plusieurs paramètres sans avoir besoin d'un grand nombre d'expérimentations.

Taguchi suggère de planifier des expériences en utilisant un plan factoriel hautement fractionnaire avec des tableaux orthogonaux spéciaux, avec des facteurs en têtes de colonnes et des combinaisons de traitements comme des lignes (Freddi et Salmon, 2019). On dit qu'un tableau est orthogonal si dans chaque paire de colonnes, chacune des paires des facteurs possibles apparaît le même nombre de fois. Autrement dit, deux facteurs sont orthogonaux dans une table d'expériences, si tous les couples de niveaux de ces facteurs existent et sont en nombre identique. De plus, dans la philosophie de Taguchi :

- Les effets d'interaction entre les facteurs de contrôle sont souvent moins importants et peuvent être ignorés.
- La signification des symboles des tableaux  $L_n(a^m)$  est la suivante: l'indice (n) représente le numéro de ligne (c'est-à-dire le nombre d'essais.). L'exposant (m) est le nombre de colonnes (nombre de facteurs à étudier) et (a) représente le nombre de niveaux.

Lorsqu'on utilise la méthode de Taguchi, il faut tout d'abord déterminer les facteurs du plan. Ce sont les facteurs de l'expérience pour lesquels on va essayer différents niveaux. Puis, on doit choisir la matrice orthogonale appropriée pour l'expérience. Taguchi propose des tables orthogonales. Les plus utilisées sont :

- $L_4(2^3)$ ,  $L_8(2^7)$ ,  $L_{12}(2^{11})$ ,  $L_{16}(2^{15})$ ,  $L_{32}(2^{31})$  à 2 niveaux
- $L_9(3^4)$ ,  $L_{27}(3^{13})$ ,  $L_{36}(3^{13})$  à 3 niveaux
- $L_{16}(4^5)$  à 4 niveaux (la table utilisée dans le cadre de cette thèse)
- $L_{25}(5^6)$  à 5 niveaux
- $L_8(2^4 4^1)$ ,  $L_{16}(2^9 4^2)$ ,  $L_{16}(2^{16} 4^3)$ ,  $L_{16}(2^{16} 4^3)$ ,  $L_{16}(2^3 4^4)$ ,  $L_{18}(2^{13} 3^7)$  à niveaux différents

L'idée générale derrière cette méthode est la suivante : Lors de la fabrication d'un produit, quand on constate une dispersion ou une instabilité de ces caractéristiques, on en cherche les causes pour les réduire. Généralement ces causes peuvent être diverses : (variabilité des caractéristiques des matières premières et des composants utilisés, variabilité des conditions d'environnement (température, pression, hygrométrie et autres). Les moyens pour les affronter peuvent coûter cher.

La stratégie adoptée par Taguchi à travers sa méthode orthogonale consiste à minimiser l'impact de ces facteurs parasites au lieu de chercher à les éliminer. Elle consiste à identifier les combinaisons de paramètres qui réduisent les effets des causes, sans s'attaquer directement à celles-ci (Philippe, 2015). Le but était de simplifier au maximum ses techniques statistiques, surtout son travail sur les plans d'expériences orthogonaux (matrices orthogonales). Il a simplifié l'utilisation de ces matrices en fournissant des tableaux standards pour s'adapter à des projets spécifiques.

L'inconvénient de cette approche est que les résultats obtenus sont uniquement relatifs à la sélection initiale des paramètres de processus et n'indiquent pas le résultat sur toutes les variables de processus, ce qui pourrait avoir le plus grand effet sur les performances (Shrestha et Manogharan, 2017).

Cette simplification était à l'origine de plusieurs critiques de la part de nombreux statisticiens tels que Box ou Montgomery en constatant que certains résultats obtenus, en se basant sur les plans d'expérience orthogonaux, mènent à des résultats différents de ceux obtenus par des plans d'expériences classiques (plans factoriels). Par conséquent, il ne faut pas considérer ces travaux de Taguchi comme une solution complètement confirmée et prête à être utilisée. Pourtant, il faut les considérer comme une base initiale de départ que le chercheur doit arranger à son sujet étudié (Penas, 2011).

### 1.2.4.3 Exemple de plan de Taguchi

Habituellement, la méthode orthogonale de Taguchi est appliquée dans le domaine industriel. De nos jours, elle est généralisée dans divers domaines. De nombreux auteurs ont utilisé cette méthode dans le domaine géotechnique. En effet, Dounane, Trouzine et Hamhami (2015) l'ont appliquée pour étudier les sols gonflants en Algérie. Huang et Song (2013) l'ont utilisée pour étudier l'influence des paramètres du plan structural du massif rocheux sur le mode de défaillance et la stabilité d'un talus rocheux situé sur le chemin de fer Huaihua-Chongqing en Chine. Ce travail constitue un autre cas de l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique.

La rupture des talus rocheux est un phénomène très complexe, il est lié à certains paramètres des discontinuités qui traversent ces talus. L'idée est donc, le besoin d'une méthode expérimentale, peu coûteuse en expériences, qui permettra de mesurer et de connaître l'influence de tous ces paramètres et d'en déduire les plus influents.

Le tableau 1.10 ci-dessous représente le tableau orthogonal utilisé dans le cadre de cette thèse. Il s'agit d'un plan  $L_{16}(4^5)$ , qui signifie que seize expériences doivent être effectuées pour étudier cinq variables à quatre niveaux. Si le plan factoriel complet était utilisé, il aurait  $4^5 = 1024$  essais. Le répertoire  $L_{16}(4^5)$  requiert uniquement 16 essais, soit uniquement une fraction du plan factoriel complet. Dans ce tableau, les colonnes sont mutuellement orthogonales. Autrement dit, pour toute paire de colonnes, toutes les combinaisons de niveaux de facteurs se produisent un nombre égal de fois.

Dans ce cas d'étude, il y a cinq (5) paramètres A, B, C, D et E et chaque paramètre à quatre (4) niveaux. Les niveaux 1, 2, 3 et 4 apparaissent 4 fois dans chaque facteur du répertoire. Chaque

paire de facteurs est équilibrée de cette manière, ce qui permet l'évaluation indépendante de chaque facteur.

Tableau 0.10 Le plan orthogonal de Taguchi L<sub>16</sub> (4<sup>5</sup>)

N° essai	A	B	C	D	E
1	1	1	1	1	1
2	1	2	2	2	2
3	1	3	3	3	3
4	1	4	4	4	4
5	2	1	2	3	4
6	2	2	1	4	3
7	2	3	4	1	2
8	2	4	3	2	1
9	3	1	3	4	2
10	3	2	4	3	1
11	3	3	1	2	4
12	3	4	2	1	3
13	4	1	4	2	3
14	4	2	3	1	4
15	4	3	2	4	1
16	4	4	1	3	2

### 1.3 Méthodes de confortement et de surveillance

D'habitude, une étude de stabilité de talus fera référence à différentes méthodes de confortement et de surveillance permettant de mieux stabiliser le talus en question.

Plusieurs méthodes et procédés peuvent réduire les risques si l'instabilité des pentes est certaine. Ces techniques comprennent l'amélioration du drainage, l'adoucissement de la pente du talus, la réduction de la charge au sommet de la pente, la pose de filets ou grillages actifs, le béton projeté, le boulonnage et les ancrages.

Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles. Des merlons, des murs de gabion et des fosses permettant de faire dévier le glissement de débris à l'écart des sites menacés, ainsi que des filets, des barrières, des grillages empêchant les pierres de tomber ou de rebondir sur les routes. Il est important aussi d'installer des moyens de surveillance sur le site jugé instable.

### 1.3.1 Méthodes de confortement

Les confortements des talus sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. La méthode de confortement doit répondre aux exigences sécuritaires et économiques. Elle doit assurer la stabilité du talus en installant des techniques de renforcement adéquates et en même temps, il faut que ces techniques doivent être simples et moins coûteuses (Haoues et Louci, 2017). Le choix de la méthode de confortement varie en fonction :

- Des caractéristiques de chaque site (le type de sol, les conditions de drainage et les surcharges) ;
- Du coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement);
- De la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux.

La conception d'un confortement de talus rocheux doit faire appel à la trilogie de méthodes (terrasser-drainer-renforcer) en se basant sur la compréhension des mécanismes de rupture et d'instabilités mis en jeu. Les délais d'intervention, les moyens matériels et financiers sont des paramètres qui déterminent le choix entre l'un de ces trois procédés, ou la combinaison de deux (2) ou trois (3) d'entre eux (Guilloux, 2014).

#### ▪ Terrassement

C'est le moyen d'action le plus naturel pour stabiliser un talus. On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

#### ▪ Drainage



L'eau joue un rôle aggravant la stabilité du talus, mais il existe un grand nombre de situations dans le massif rocheux où il est difficile de caractériser des nappes phréatiques clairement identifiées, et donc il est difficile de les rabattre.

#### ▪ **Renforcement**

Les solutions par renforcements consistent à introduire des éléments résistants à la traction correctement orientés, ce qui augmente la résistance au cisaillement du massif renforcé et diminue sa déformation. Dans cette méthode, le comportement global du massif est amélioré par la transformation des efforts aux éléments résistants (renforts) (Djabri, 2017).

Économiquement le clouage est la solution la moins coûteuse parmi les techniques de renforcement (Djeribiai, 2019). Généralement, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes : (1) les parades actives (2) les parades passives et (3) les parades alternatives.

#### **1.3.1.1 Parades passives**

Ce sont des parades qui s'opposent aux conséquences du mouvement en installant des ouvrages sur la trajectoire des éboulis. Le but est d'en arrêter la propagation vers la cible à protéger (Belloul et Lebid, 2016). Elles s'opposent aux conséquences du mouvement par :

- Déplacer les enjeux (Évitement)
- Guider le mouvement (Grillage et filets pendus,...)
- Arrêter le mouvement (Écrans, Merlons,...)

#### ▪ **Merlons, murs de gabions et fosses**

Ce sont des ouvrages de protection construits tels que les merlons (Figure 1.34) et murs de gabions (Figure 1.35) ou creusés comme les fosses (Figure 1.36) qui s'opposent à la propagation des éboulis. Ils se situent entre la pente instable et la zone à protéger. Parfois, ces ouvrages sont combinés ensemble pour une plus grande efficacité.

Les conceptions de cet ouvrage diffèrent selon l'objectif recherché, l'énergie à contenir et la forme des versants. Afin de répondre aux exigences de résistance et de durabilité, le merlon doit faire l'objet d'une étude géotechnique détaillée assortie d'un contrôle des travaux de terrassement. On doit prendre en compte précisément la portance du sol et l'existence d'une nappe phréatique. Il attrape les blocs de grande dimension se déplaçant dans un versant avec

des énergies supérieures à 5 MJ. (Ansaldi et Guglielmetti, 2016). Pour le mur de gabion, généralement, il ne pose pas de problèmes de stabilité puisqu'il est constitué de pierres et d'aciers. C'est une structure d'arrêt rigide ou faiblement déformable qui intercepte des masses de moyennes énergies et dont la capacité dépend des matériaux utilisés (Ansaldi et Guglielmetti, 2016). Il est moins cher et il peut se végétaliser facilement afin d'encore mieux l'intégrer dans l'environnement.



Figure 0.34 Merlon de Barjac en France  
Tirée d'Interreg (2006)



Figure 0.35 Mur de gabions  
Tirée d'Ansaldi et Guglielmetti (2016)

Les fosses de réception, qui sont des ouvrages en excavation par rapport à la structure à protéger et qui sont situées à l'amont de celle-ci, captent et stockent les pierres, les blocs isolés ou les éboulements en masse.

La réalisation de ces fosses se fait sans difficulté en terrain meuble. Par contre, dans un terrain rocheux, le brise-roche ou l'explosif peuvent s'avérer nécessaires ponctuellement. Dans les deux cas, des précautions seront à prendre pour ne pas mettre en danger la stabilité du versant. Une étude de stabilité approfondie est nécessaire, car les fosses de réception, du fait du terrassement, peuvent engendrer des instabilités nouvelles ou réactiver des mouvements anciens (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).

Le dimensionnement d'une fosse s'effectue à l'aide d'abaques (Figure 1.37), fournissant la largeur et la profondeur en fonction de la hauteur et de l'inclinaison du talus. En outre, une fosse doit toujours être assez large pour permettre son entretien (Derraji et Salhi, 2012). Une fosse de réception peut arrêter, selon son dimensionnement, des éléments allant des chutes de pierres aux éboulements importants.



Figure 0.36 Fosse de réception aménagée en pied de falaise  
Tirée de Ansaldi et Guglielmetti (2016)

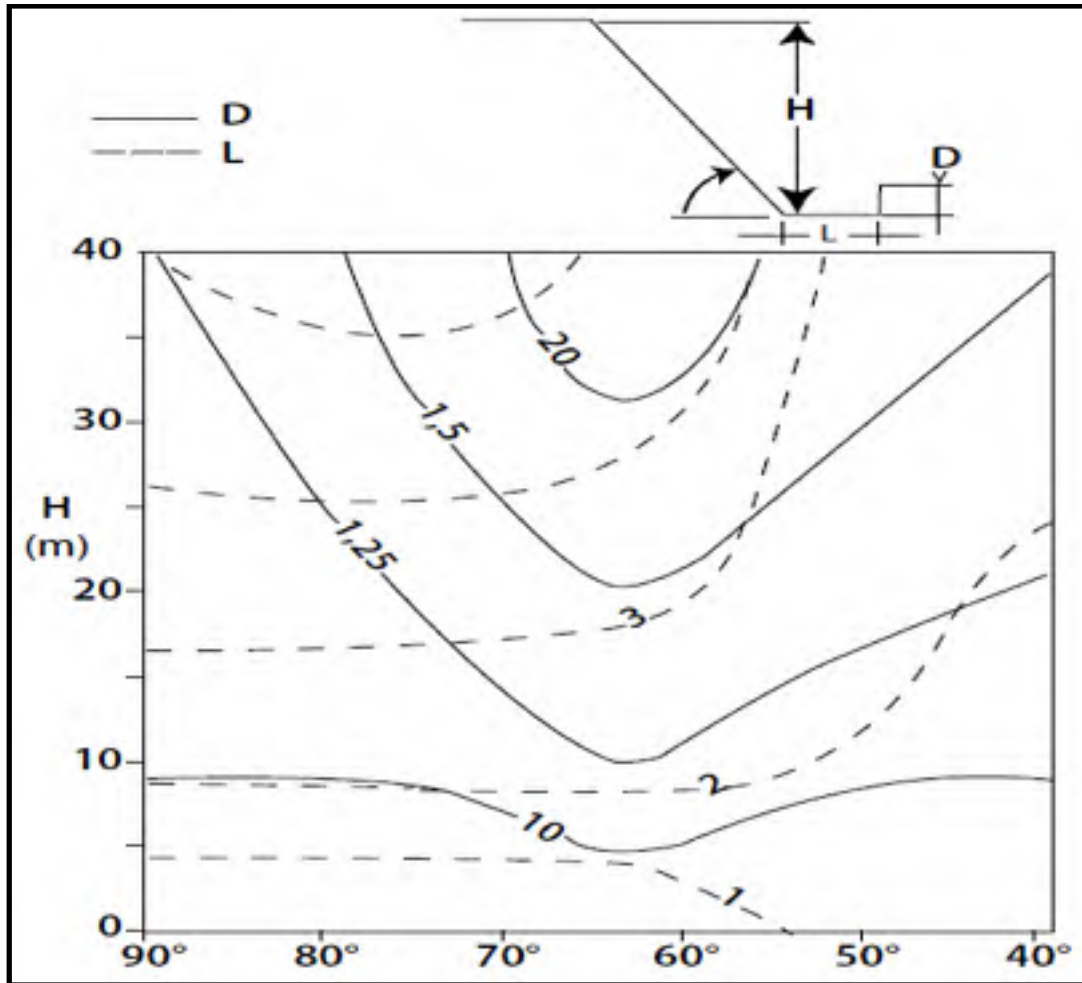


Figure 0.37 Abaque pour le dimensionnement d'une fosse de réception  
Tirée de Whiteside (1986)

#### ▪ Barrières fixes

Les barrières fixes sont des écrans composés de grillage ou de filet (Figure 1.38). Leur hauteur peut varier de 50 cm à 2m. Elles stoppent la propagation de pierres ou de petits blocs présentant assez peu d'énergie cinétique ( $< 50$  kJ) (Derraji et Salhi, 2012).

Ces barrières sont dotées de certaines possibilités d'amortissement des chocs, et assurant la dissipation d'énergie d'impact par diffusion dans la structure et dans le sol (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).

L'objectif de ces barrières fixes est de guider les instabilités en mouvement et de dissiper de l'énergie par frottement. Ce type de grillage passif a une capacité de rétention de quelques dizaines de kJ. Les filets atteignent quelques centaines de kJ (Derraji et Salhi, 2012).

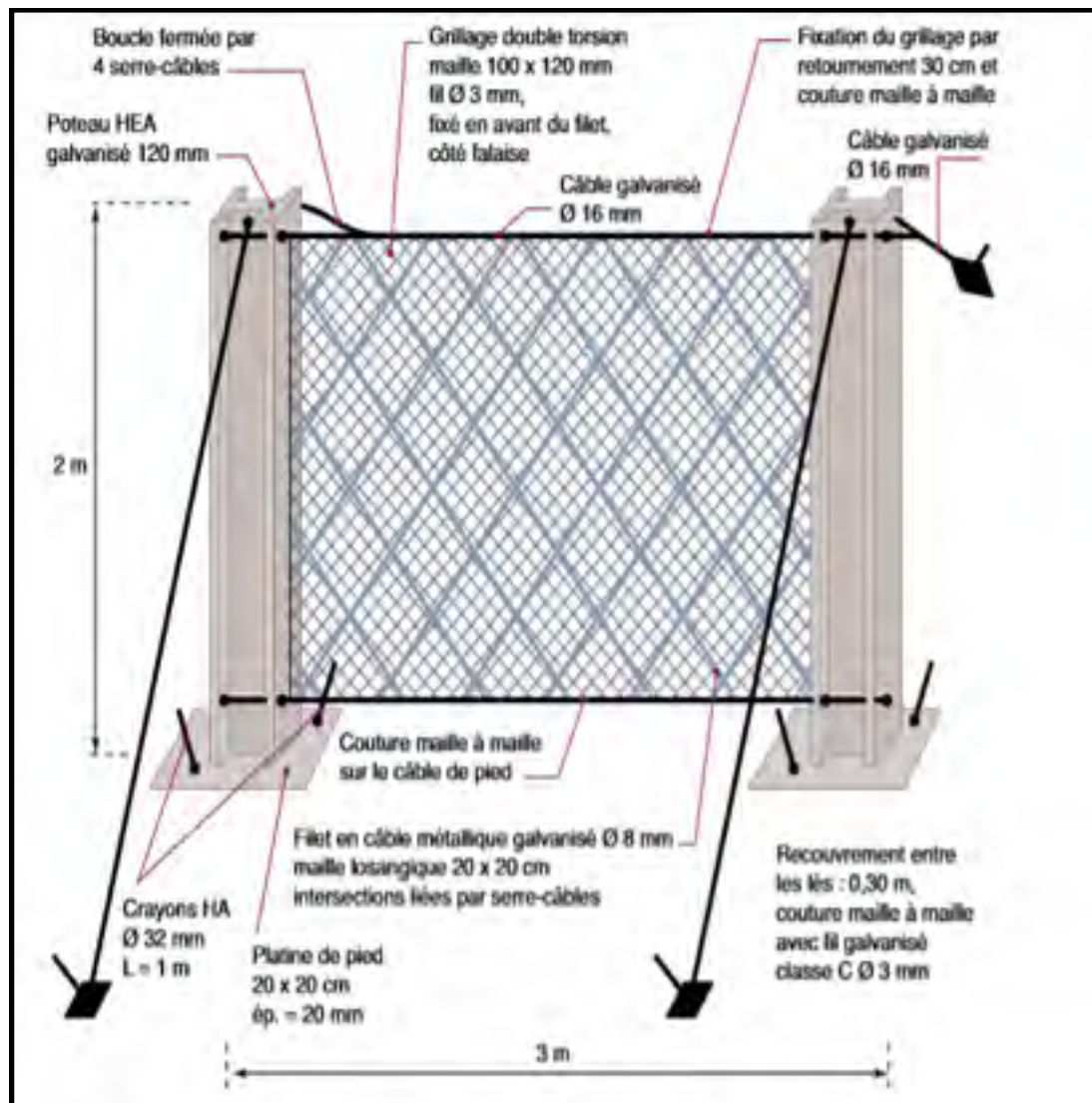


Figure 0.38 Barrière fixe avec grillage  
Tirée d'Ansaldi et Guglielmetti (2016)

#### ▪ Grillages et filets pendus

Des grillages ou filets (Figure 1.39) sont des nappes de grillages ou de filets suspendues le long de la paroi, et assurant ainsi le guidage des chutes de pierres jusqu'au pied du talus (Ansaldi et Guglielmetti, 2016). Ils contrôlent les trajectoires des pierres ou blocs issus du talus couvert et les guident le long de la paroi vers une fosse de réception.

L'objectif des grillages est de guider les blocs de moins de 1 m<sup>3</sup>. Ils peuvent également stopper des blocs plus gros, mais inférieurs à 5 m<sup>3</sup> (Derraji et Salhi, 2012).



Figure 0.39 Grillage avec piège à fosse de réception  
Tirée d'Ansaldo et Guglielmetti (2016)

- **Écrans de filets pare-blocs déformables**

Ce sont des structures souples (Figure 1.40) constituées d'un ou plusieurs modules de filets habituellement métalliques, maintenus en position par des poteaux. Elles sont disposées en bas de la pente dans une position plus ou moins perpendiculaire à l'axe moyen des trajectoires de blocs, de façon à obtenir la surface d'interception maximale.

Ces structures diminuent et stoppent la propagation de blocs rocheux pouvant avoir une grande énergie cinétique (50 kJ à 5 MJ) (Ansaldo et Guglielmetti, 2016). Ces blocs sont ainsi progressivement freinés puis arrêtés grâce à la déformation progressive de ces structures.



Figure 0.40 Filets de protection déformables  
Tirée d'Ansaldi et Guglielmetti (2016)

▪ **Galeries de protection**

Les galeries de protections (Figure 1.41) sont des ouvrages de type déviateur. Elles sont des parades contre les instabilités rocheuses et se justifient particulièrement sur des voies de circulation importantes à fort trafic. Elles ont un rôle combiné de protection contre les avalanches et les chutes de blocs isolés en déviant les masses par-dessus la voie sans chercher à les arrêter (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).

Les galeries de protection représentent une parade favorable dans les situations suivantes :

- Lorsque la trace de la voie de circulation ne peut pas être déplacée hors des zones de danger et que l'espace avec la pente ou la falaise en amont est réduit.
- En présence d'aléas fréquents d'intensité faible ou modérée.

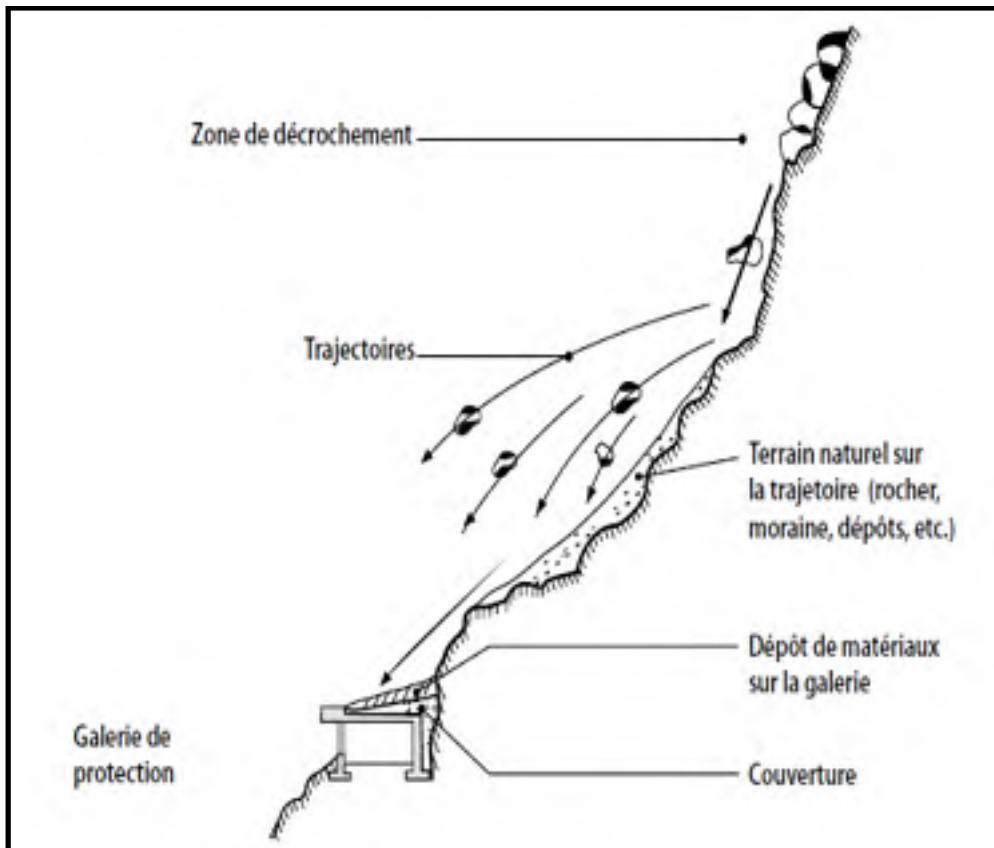


Figure 0.41 Mécanismes de protection d'une galerie  
Tirée d'Interreg (2006)

### 1.3.1.2 Parades actives

Les parades actives sont des moyens destinés à empêcher le départ des blocs instables. Elles agissent sur la zone d'origine des éboulements afin de stabiliser des blocs ou la suppression des causes des chutes (Belloul et Lebid, 2016). Elles incluent les techniques de suppression, de confortement et de drainages. Elles s'opposent ainsi au mouvement par :

- L'élimination de la masse instable (la purge, le minage, le reprofilage);
- L'augmentation des efforts résistants (Ancrage, béton projeté, boulonnage, grillage et treillis métalliques) ;
- La diminution des efforts moteurs (drainage des eaux).

#### ▪ Élimination des masses instables (purge, minage, reprofilage)

Il s'agit d'éliminer les blocs rocheux, ainsi que les blocs arrêtés le long de la pente. Dans ce cas, il s'agit presque toujours de supprimer ou de réduire l'aléa d'éboulement, certes plus rare, mais



plus destructeur que la chute de blocs. Parmi les techniques les plus usuelles pour éliminer les blocs instables : La purge, le laminage et le reprofilage.

La purge (Figure 1.42 est une opération qui consiste à éliminer les pierres et les blocs qui sont des éléments instables) à l'aide des techniques adaptées tout en évitant de déstabiliser la zone à préserver. Elle réduit le risque de chutes à court et moyen termes (environ 15 ans) (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).

Généralement, cette technique est utilisée dans le cas des glissements de tailles modestes et aussi dans le cas où le terrain est en forte pente notamment si la profondeur de rupture est faible (Djellabi, 2016).



Figure 0.42 Cicatrices d'arrachement (Pyrénées Orientales)  
Tirée d'Ansaldi et Guglielmetti (2016)

Le laminage quant à lui consiste à fragmenter les roches plus volumineuses. Comme pour l'abattage en carrière ou le profilage routier à travers un massif rocheux. La roche est perforée et les charges sont disposées dans les forages, selon un plan de minage établi par un professionnel.

On parle du reprofilage lorsqu'il s'agit de l'adoucissement de la pente du talus dans le but de prévenir la chute de blocs instables. La pente artificielle devrait donc être inférieure au pendage

aval naturel du massif rocheux (Figure 1.43). L'exécution de risbermes sur la face du talus permet d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires (Khaldouna et Leyi , 2018).

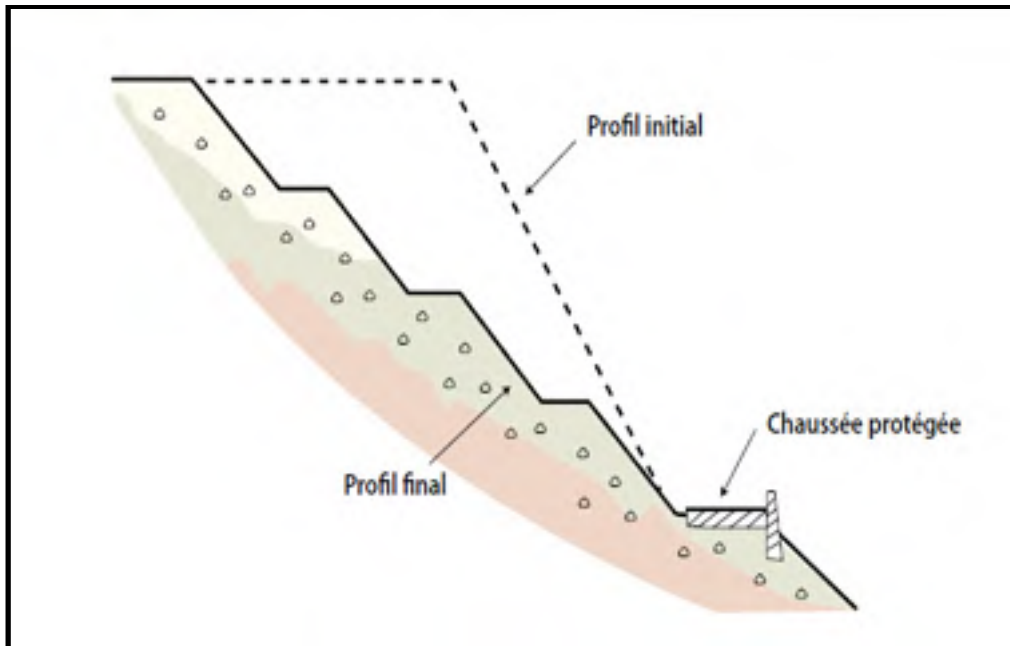


Figure 0.43 Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable  
Tirée de Granier (2010)

#### ▪ L'augmentation des efforts résistants

D'autres techniques de confortement peuvent être associées aux solutions de traitement global classiques, comme les ancrages, le béton projeté et la pose de filets ou grillages actifs (Figure 1.44). Le choix de ce type de parade est conditionné par :

- Des exigences économiques, sachant que les coûts augmentent avec la hauteur et la complexité de l'ouvrage, la difficulté d'accès de la zone,...
- La résistance propre de chaque dispositif. En effet, les structures en béton nécessitent davantage d'ancrages, car ils résistent mal aux efforts de traction malgré qu'ils aient un bon comportement en compression.
- Des contraintes d'ordre esthétique: ces ouvrages ont un fort impact visuel, ils doivent être intégrés à l'environnement local selon des règles architecturales étudiées, comme l'exécution d'un parement extérieur maçonné, le recouvrement par une végétation qui contribue à camoufler l'intervention.

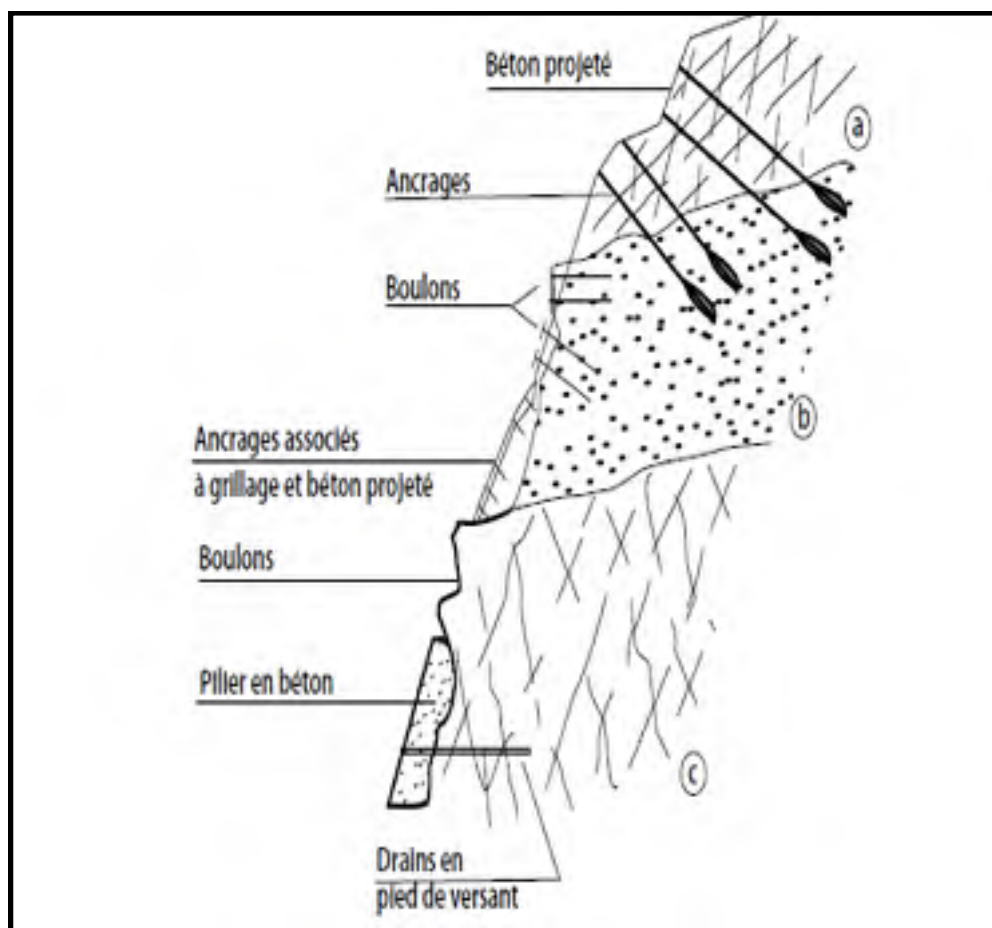


Figure 0.44 Types d'interventions de confortement  
Tirée d'Interreg (2006)

L'ancrage est un dispositif de confortement qui est utilisé pour assurer la stabilité des pentes rocheuses et le renforcement de diverses structures (murs de soutènement, palplanches, digues, barrières). Il est constitué par une ou plusieurs armatures métalliques scellées dans le rocher et il assure la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière (Figure 1.45).

L'ancrage contribue à améliorer les caractéristiques géotechniques globales du versant et empêche la chute de masses rocheuses par décollement ou glissement le long de discontinuités marquées (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).

Les ancrages peuvent être actifs (l'interaction entre l'inclusion et le terrain est immédiate juste après l'installation de l'ancrage) ou passifs (l'interaction entre l'inclusion et le terrain n'est

possible que s'il y a un déplacement relatif entre eux). Ils se classifient en clous, boulons et tirants d'ancrage.

Les clous et les boulons sont sollicités lors des efforts de cisaillement. Ils sont des barres métalliques insérées dans les trous forés dans le rocher ou directement placés dans le terrain. Ils sont fixés à la surface extérieure par une plaque de répartition et un dispositif de blocage (écrou) et scellés au terrain à l'aide d'une cimentation. Les clous sont généralement utilisés pour renforcer des sols en place et qui ont pour effet de limiter les déformations du massif. Les boulons sont utilisés pour soutenir les excavations et les travaux souterrains (tunnels, mines) ainsi que les instabilités rocheuses de surface (Maiolino et Pellet, 2018). Les tirants d'ancrage sont des ancrages actifs ayant recours à la technologie de la précontrainte (Ho, 2017). Ils sont sollicités lors des efforts de traction et ils sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux dans lequel ils sont insérés.



Figure 0.45 Ancrage d'emballotement à Rocamadour  
Tirée d'Ansaldo et Guglielmetti (2016)

La performance des ancrages est liée principalement au diamètre des barres utilisées et à la résistance des armatures en acier. Cette technique d'ancrage est souvent associée à des interventions qui modifient la résistance mécanique du massif rocheux (béton projeté, soutènement). Ce qui contribue efficacement à la stabilisation du massif en question.

Le câble qui est l'élément de renforcement utilisé dans ce travail de recherche peut être actif ou passif. En effet, les éléments de câbles peuvent être précontraints dans le logiciel UDEC. Cet élément de renforcement est largement utilisé dans l'industrie minière depuis une vingtaine d'années (Thibodeau, 1994).

La conception d'un schéma de câble d'ancrage nécessite la détermination de deux paramètres  $N_b$  et  $S$  ( $N_b$ : le nombre de câbles et  $S$ : l'espacement entre ces câbles).

Cassidy (1980) a proposé les deux équations (1.54) et (1.55) ci-dessous pour déterminer ces deux paramètres  $N_b$  et  $S$  :

$$N_b = W/T \times FS \quad (1.54)$$

**W**: le poids de roche à soutenir; **FS**: le coefficient de sécurité choisi ; **T**: la résistance à la traction simple du câble

$$S = [(N_b \times T \times V) / (H \times FS \times (\sin \Theta)^3)]^{0.5} \quad (1.55)$$

**$N_b$** : le nombre de câbles par trou, **T**: la résistance à la traction d'un câble (tonnes); **V**: le volume spécifique du massif rocheux ( $m^3$ /tonne);  **$\Theta$** : l'angle que fait le câble avec l'horizontal, **FS**: le coefficient de sécurité, **H**: l'épaisseur maximum soutenue du massif rocheux.

Le béton projeté est un procédé qui consiste à amener le béton dans un tuyau ou une conduite afin de le projeter sur une paroi à stabiliser. C'est un dispositif de renforcement et de protection de surface constitué d'une coque de béton mise en place par projection (Figure 1.46). Il protège et renforce une paroi rocheuse vis-à-vis des agents d'érosion, afin d'éviter toute dégradation superficielle pouvant engendrer des chutes de matériaux rocheux (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).



Figure 0.46 Béton projeté à Darnétal (Seine-Maritime) sur un talus routier  
Tirée d'Ansaldo et Guglielmetti (2016)

Le grillage est une technique qui consiste à mettre en œuvre une nappe de treillis métallique ou de grillage contre le rocher dans le but d'assurer la stabilité superficielle ou locale de la paroi rocheuse (Figure 1.47). Le dispositif empêche tout départ de pierres (grillages) ou de blocs (flets). Dans le cas d'un glissement le long d'une discontinuité du massif, tout mouvement de l'élément concerné doit rapidement être bloqué grâce au placage sur la paroi (Ansaldo et Guglielmetti, 2016).



Figure 0.47 Grillage, avant et en fin de travaux Prats-de-Mollo (France)  
Tirée d'Ansaldo et Guglielmetti (2016)

- **Diminution des efforts moteurs (drainage des eaux)**

Il s'agit d'un ensemble de dispositions qui devraient être systématiquement associé aux techniques de confortement retenues pour lutter contre le ruissellement, les Infiltrations dans le massif, l'éclatement de la roche sous l'effet du gel et les pressions interstitielles.

L'objectif final est d'augmenter la résistance au cisaillement du massif à travers la réduction des pressions interstitielles le long de la surface de glissement (Djellabi, 2016).

L'eau joue un rôle capital dans le déclenchement de plusieurs instabilités rocheuses. Par conséquent, le drainage, qui est la solution la moins couteuse parmi les autres dispositifs de stabilisations, est beaucoup recommandé dans la majorité des cas (Haoues, et Loucif, 2017).

Deux types de drainage à distinguer : (1) le drainage de surface et (2) le drainage profond. Le drainage de surface (Figure 1.48) permet de collecter les eaux superficielles le plus tôt possible et de les évacuer en dehors de la zone instable. L'objectif est de prévenir l'érosion, réduire l'infiltration et éviter l'instabilité des pentes. Cependant, une gestion inadéquate du drainage de surface pourrait nuire à son efficacité et se traduit souvent par un écoulement incontrôlé contribuant aux glissements de terrain (Lee et al. , 2018).



Figure 0.48 Évacuations des eaux superficielles dans le déblai D15

Le drainage profond consiste à réduire les pressions interstitielles et les écoulements souterrains. Le contrôle et la diminution des pressions d'eau concernent aussi bien l'intérieur du massif rocheux que les terrains de fondation. L'abaissement du niveau de la nappe permet de favoriser la stabilité des blocs et des ouvrages de confortement.

Le principe de ce type de drainage consiste à capter et à réduire la quantité d'eau à l'intérieur d'un massif rocheux à l'aide des tubes drainants ancrés dans le massif du versant (Figure 1.49). Il s'agit d'introduire des tubes perforés subhorizontaux avec une légère pente pour que l'écoulement s'effectue d'une manière gravitaire (Laieb, 2018).

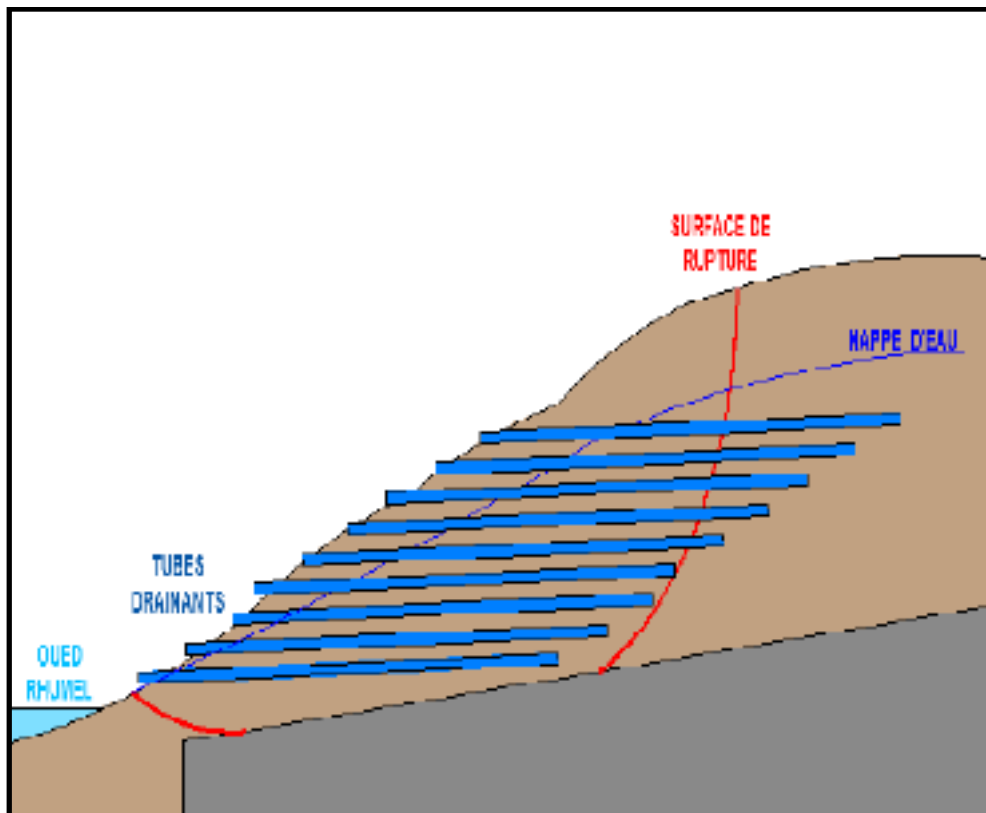


Figure 0.49 Schéma de drainage par tubes subhorizontaux  
Tirée de Laieb (2018)

### 1.3.1.3 Parades alternatives (Végétalisation – Boisement)

Ce type de parade est bien adapté aux talus formés de pierres et de blocs dans une matrice meuble, des alluvions à bloc, des moraines et des éboulis rocheux. Le but ultime de la végétalisation est de maintenir en place les éléments rocheux potentiellement instables. Pour



cela, on procède généralement à l'établissement ou à la reconstitution d'un couvert végétal sur un talus formé de pierres et de blocs enchâssés dans une matrice meuble (Figure 1.50).

Le principe consiste à réaliser un couvert végétal sur une pente mis à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement. Par son emprise au sol, par développement des racines et du couvert aérien, la végétation fixe le talus et limite l'érosion superficielle.

Ces parades alternatives (Végétalisation et le boisement) peuvent être actives ou passives. En effet, la végétation arbustive peut réduire l'énergie cinétique des blocs positionnés dans le versant et qui sont détachés du massif et par conséquent arrêter leur propagation. Dans ce cas, le boisement est assimilé à une parade passive. Par ailleurs, ces parades peuvent être assimilées à des parades actives lorsqu'elles luttent contre le ravinement (Ansaldi et Guglielmetti, 2016).



Figure 0.50 Talus végétalisés  
Tirée de Rudolf, Flum et Magne (2006)

### 1.3.2 Dispositifs d'auscultation et de surveillance des talus

Quand les travaux de protection ne peuvent être envisagés financièrement ou techniquement, une autre solution consiste à mettre le talus sous surveillance. Cette dernière n'a pas d'action directe sur la conséquence du phénomène, en limitant sa propagation, mais intervient de manière indirecte en alertant de l'imminence d'un danger. L'objectif est de prévoir la rupture

suffisamment à l'avance pour que des mesures préventives soient prises (Bouhali et Doukani, 2018).

La mise sous surveillance d'un talus rocheux ne peut être établie qu'après une première phase d'identification et de qualification. Le système de gestion d'alerte est ensuite défini sur la base des objectifs de sécurité recherchés. On distingue différents degrés de surveillance.

- **Observation**

C'est une action visuelle et non instrumentée. L'inspection visuelle d'un talus constitue une étape indispensable pour assurer une surveillance fiable, qui ne se réduit en aucun cas à l'interprétation directe de mesures. Elle permet de mettre en évidence l'existence des zones instables dans un talus rocheux.

- **Auscultation**

Constitue la première étape de l'instrumentation d'un talus rocheux. Elle permet l'examen régulier du talus au moyen de capteurs de mesure, qu'ils soient à lecture directe (visuelle sur le site) ou automatique (par un appareillage à enregistrement de données). Ce contrôle effectué de manière régulière fournit des informations précises sur l'évolution de l'instabilité (Lcpc, 1994).

- **Surveillance**

Le système de surveillance permet de détecter et localiser les événements, et ainsi déclencher une inspection après les événements. L'objectif principal de tout système de surveillance est de détecter principalement les déformations, leurs amplitudes et leurs directions. Les données recueillies à l'aide de ces systèmes sont également cruciales. Elles peuvent être utilisées pour définir la relation entre les mouvements verticaux et horizontaux, pour déterminer l'influence du temps et aussi surveiller et prévoir les dommages induits par les déformations (Forrester et Aston, 1987). La surveillance des talus rocheux fracturés fait appel à une large panoplie de dispositifs d'auscultation (le suivi topographique, le contrôle des niveaux piézométriques, les mesures de déplacement et de déformation en forage).

- **Techniques instrumentales utilisées en surveillance**

Il existe un vaste panel d'outils et de méthodes mis en œuvre afin de suivre au mieux l'évolution d'un massif instable. L'instrument et les méthodes qui lui sont appliquées doivent permettre de mesurer les paramètres caractérisant la stabilité du massif et l'évolution des facteurs

déclenchants. Les principaux instruments de contrôle des déformations locales sont les extensomètres, les fissuromètres, les inclinomètres et les piézomètres.

Les extensomètres mesurent le déplacement axial entre un nombre de points de référence placés le long de la même ligne de mesure. Ils peuvent être installés soit sur la surface de la pente ou à l'intérieur d'un trou de forage.

Les fissuromètres sont des outils utiles dans le cas où une fissuration précoce a pu être observée. Ces dispositifs permettent de mesurer le déplacement entre deux points situés de part et d'autre d'une fissure qui montre des signes d'ouverture. Ils sont largement utilisés en raison de leur faible coût et de leur facilité de mise en œuvre.

Les inclinomètres sont des capteurs servant à mesurer la déformation d'un sondage initialement vertical. Ils ont pour objectif de mesurer l'angle entre l'axe d'un objet et l'axe de la gravité terrestre. La mesure est obtenue à l'aide d'une sonde contenant un clinomètre.

Les piézomètres mesurent la pression interstitielle souterraine dans la structure géologique.

Pour une surveillance à grande échelle, les niveaux, les théodolites, les distancemètres électroniques et les stations totales permettent de mesurer à la fois les coordonnées et les déplacements de cibles, et de contrôler plusieurs points ensemble (Ashkenazi, Dodson, Sykes et Crane 1980).

Diverses technologies de télédétection peuvent être utilisées pour comprendre le taux de déplacement des blocs rocheux autour des pentes instables. La photogrammétrie aérienne ou la photogrammétrie terrestre, plus particulièrement par drones, est utilisée pour déterminer les coordonnées de points, construire des cartes topographiques, des coupes transversales des déformations ainsi que les vecteurs des mouvements (Chandler et Moore, 1989) et (Oka, 1998).

Le balayage laser terrestre (TLS) et le balayage laser aérien (ALS) sont également des techniques pour étudier la géométrie du glissement (la topographie, la taille et l'orientation de l'escarpement, son volume,...). Ils peuvent être également utilisés pour étudier les déplacements 3D pour avoir une meilleure compréhension de la cinématique du glissement (Lato et al. , 2014).

## 1.4 Conclusion

Les différentes étapes de dimensionnement des talus dans un massif rocheux fracturé ainsi que les techniques de plan d'expériences de Taguchi, ont été présentées dans cette revue de littérature. Ces étapes englobent la reconnaissance et la caractérisation du massif rocheux, les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement et de surveillance.

La reconnaissance et la caractérisation du massif rocheux, dans lequel est excavé le talus, sont des étapes nécessaires pour avoir une connaissance approfondie de ce massif. L'objectif est de quantifier les différentes propriétés et caractéristiques du massif qui seront utilisées pour modéliser le talus rocheux et pour faire des simulations numériques.

Le chapitre traite ensuite les différentes méthodes de calcul de stabilité de ce talus rocheux : les méthodes classiques de calcul en équilibre limite et les méthodes numériques. Une attention particulière est apportée à la méthode des éléments distincts puisque la majorité des analyses de cette recherche sera effectuée à l'aide de cette méthode. A ce titre, le logiciel UDEC 2D, qui repose sur la méthode des éléments distincts permettra dans la suite de cette thèse de résoudre les problèmes liés à l'instabilité des talus rocheux fracturés.

Finalement les différents types de confortement et de surveillance pour un talus instable, et l'efficacité de chaque méthode, ont été présentés.

## CHAPITRE 2

# INFLUENCE DES PARAMÈTRES DES DISCONTINUITÉS SUR LA STABILITÉ DES TALUS ROCHEUX FRACTURÉS

Hakim AHMARI<sup>1\*</sup>, Gabriel j. ASSAF<sup>1</sup>

École de technologie supérieure, département de génie de la construction,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans la revue « Annales du Bâtiment et des Travaux Publics »,  
Janvier 2019

### 2.1 Résumé

Ce travail porte sur une étude de stabilité d'un talus rocheux affaibli par une famille de discontinuité et présente l'effet de la mise en place d'un renforcement par les câbles d'ancrage sur cette stabilité. Des études paramétriques portant sur la variation des paramètres de ces discontinuités ainsi que sur la longueur, la position, l'inclinaison et le nombre d'éléments de renforcement sont effectués. L'analyse est réalisée premièrement par la méthode des éléments distincts en utilisant le logiciel UDEC 2D et, par la suite, par la méthode orthogonale de Taguchi. Les résultats obtenus montrent que la stabilité de ce talus est fortement affectée par les paramètres de ces discontinuités inter-blocs et que l'angle de frottement est le paramètre le plus influent.

**MOTS-CLÉS** : Stabilité, talus rocheux, discontinuités, renforcement

### 2.2 Introduction

Le comportement des massifs rocheux est fortement lié aux discontinuités qui les traversent (Jaber, 2020). La stabilité des pentes rocheuses excavées dans ces massifs est largement conditionnée par les propriétés géométriques et mécaniques de ces discontinuités (Liu et al. , 2018). Les caractéristiques de ces plans de faiblesse et la résistance au cisaillement du massif rocheux sont les principaux facteurs qui déterminent la stabilité de ces pentes rocheuses fissurées (Lin, Zhu, Deng et He, 2012). La diminution de cette résistance au cisaillement due à la présence de ces discontinuités peut engendrer la rupture de ces pentes. Une étude visant à

déterminer la stabilité et le mécanisme de rupture probable est nécessaire pour éviter toute défaillance à l'avenir (Kainthola, Verma, Gupte et Singh, 2011).

La rupture des pentes rocheuses a eu lieu généralement par déboitement des blocs rocheux et par glissement le long des discontinuités existantes (Douchet et al. 2017). Une des solutions possibles pour stabiliser ces pentes consiste à les renforcer par les câbles d'ancrage. C'est une technique largement utilisée parce qu'elle est à la fois efficace, économique et d'une mise en œuvre simple et facile.

De nombreux outils sont disponibles dans la mécanique des roches pour évaluer la stabilité des pentes rocheuses à savoir: la méthode de calcul à l'équilibre limite, la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies et la méthode des éléments distincts (Verma, Thareja, Kainthola et Singh, 2011). En raison de la présence des discontinuités dans les massifs rocheux, la modélisation par la méthode des éléments distincts s'avère l'outil le plus approprié pour modéliser ces pentes rocheuses (Lin, Zhu, Deng et He, 2012).

L'objectif de cet article est de quantifier l'influence des paramètres des discontinuités (inter-blocs) sur la stabilité des talus rocheux fracturés. Identifier le paramètre le plus déterminant et montrer l'effet de la prise en compte d'un dispositif de renforcement par les câbles d'ancrage, sur la stabilité de ces talus. L'influence d'un élément de renforcement (câble) en fonction de sa position, son inclinaison et sa longueur est encore étudiée.

Les analyses sont effectuées en utilisant le logiciel UDEC et la méthode orthogonale de Taguchi.

### **2.3 Présentation du cas d'étude**

La figure 2.1 illustre le cas traité dans ce travail. Il s'agit d'un problème de type pente excavée dans un massif rocheux. Le modèle utilisé est d'une hauteur ( $H=92.5\text{m}$ ) et d'un pendage ( $\Psi_T=56^\circ$ ). La masse glissante est divisée en plusieurs blocs, sous forme d'une famille de discontinuité d'un pendage ( $\Psi_D$ ) et un angle de frottement ( $\Phi_D$ ) avec un espacement de 10 m.

La frontière entre ces blocs est la clé pour analyser la stabilité de cette pente. Le massif est aussi recoupé par une faille (plan de glissement des blocs) d'un pendage ( $\Psi_F=35,85^\circ$ ).

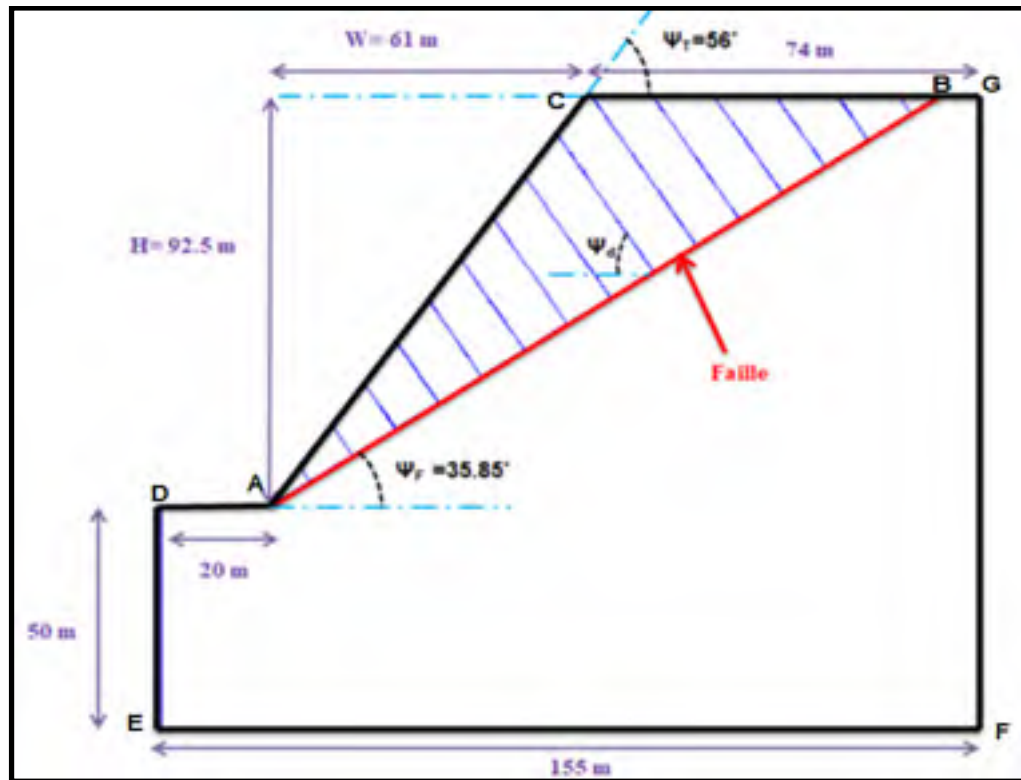


Figure 0.1 Modèle de talus utilisé dans les calculs

### 2.3.1 Conditions aux frontières et propriétés du massif rocheux

Comme il ne sera soumis qu'aux efforts de la gravité, la partie inférieure du modèle (le bloc ABGFED) est considérée fixe. Par conséquent, ce bloc ne se déplacera pas et ne tombera pas sous l'effet de la gravité. Il ne reste plus maintenant qu'à définir les propriétés de résistance et de déformabilité des discontinuités de même que la masse volumique de la roche, puisque les forces dues à la gravité en dépendront.

Les caractéristiques du massif rocheux utilisées dans les simulations numériques à travers le logiciel UDEC sont fournies dans le tableau 2.1 ci-dessous. Il est bien important d'être cohérent dans l'ensemble des unités utilisées à la fois pour la masse volumique que pour les propriétés de déformabilité et de résistance. L'objectif est d'étudier le déplacement des blocs constituant le talus sur les plans de cisaillements situés entre ces différents blocs. Pour s'assurer qu'il n'y aura pas de glissement à la base (plan de la faille), on va prendre un grand angle de frottement sur ce plan de faille ( $80^\circ$ ). Il est à signaler que les données du tableau 2.1 sont choisies d'une manière arbitraire.

Tableau 0.1 Propriétés du massif rocheux

	$\Phi$ (°)	C (kPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	( $\nu$ )	$K_n$ (MPa)	$K_s$ (MPa)	$\Psi$ (°)
Roche intacte	30	140	2700	0.3	-	-	-
Discontinuités	-	-	-	-	10 <sup>5</sup>	10 <sup>5</sup>	60
Faille	80	-	-		10 <sup>5</sup>	10 <sup>5</sup>	35,85

$\Phi$ : angle de frottement, **C**: cohésion,  $\rho$ : poids volumique,  $\nu$ : coefficient de poisson,  $K_n$ : rigidité normale,  $K_s$ : rigidité tangentielle,  $\Psi$ : pendage

### 2.3.2 Validation du modèle

Afin de tester la qualité et la validité du modèle utilisé dans les simulations, il fallait étudier l'influence du nombre des éléments utilisés (maillage) pour la modélisation sur le déplacement en cisaillement des blocs constituant le talus rocheux.

Pour que le modèle utilisé soit représentatif, il faut remarquer des grandes différences sur le déplacement quand on choisit un nombre limité des éléments triangulaires ou rectangulaires. Cependant, lorsque le nombre des éléments est grand la différence entre les déplacements deviendra petite et tendra vers les valeurs nulles. En effet, la commande « Zone scale to apply » implantée dans le logiciel UDEC permet de choisir la longueur maximale admissible (L) pour les côtés d'une zone triangulaire. Une valeur grande de cette longueur indique un nombre petit des éléments et vice versa. Cela signifie que lorsque la valeur de (L) est petite, le nombre d'éléments sera grand et par conséquent les résultats seront plus précis.

La figure 2.2 ci-dessous montre l'évolution du déplacement (déplacement maximum des blocs constituant le talus sur les plans de cisaillements situés entre ces différents blocs) en fonction de (L) pour les côtés d'une zone triangulaire. On remarque que la différence entre les déplacements est plus claire quand la valeur de (L) est grande plutôt que lorsque cette valeur est petite. En effet, la différence de déplacement entre le cas où L=30m et le cas où L=28m est de 0.16 m alors que cette différence est presque nulle entre le cas où L=8m et le cas où L=6m. Cela permet d'avoir une idée sur la qualité du modèle utilisé.

Les deux figures ci-dessous (Figure 2.3 et 2.4) montrent respectivement le nombre d'éléments triangulaires pour L=30 m et pour L= 6 m.



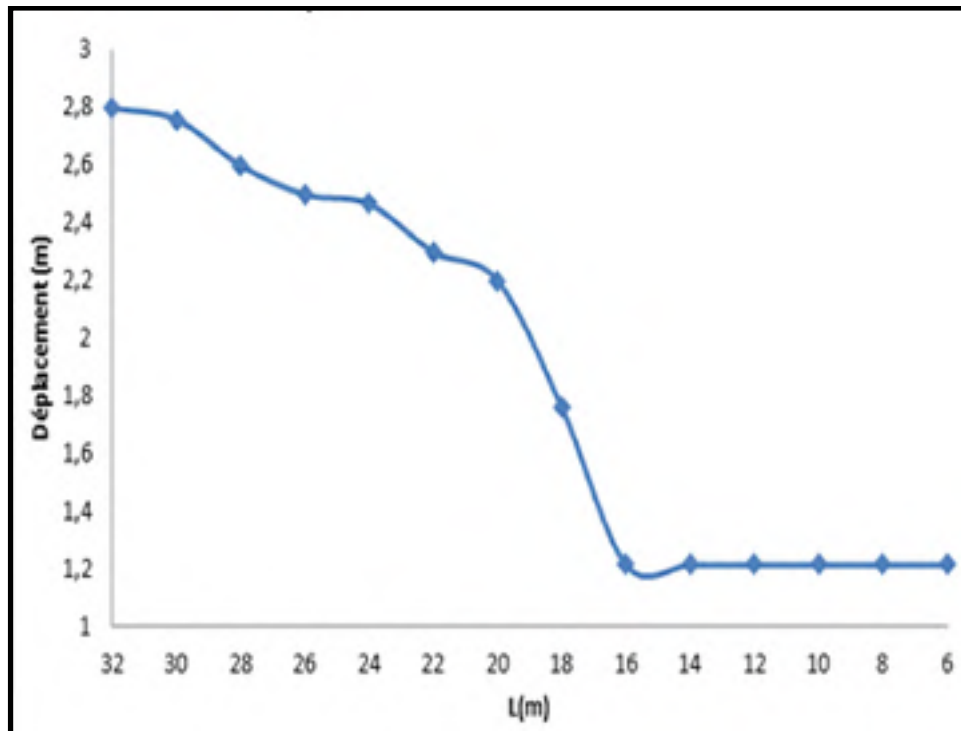


Figure 0.2 Déplacements en cisaillement des blocs en fonction de L

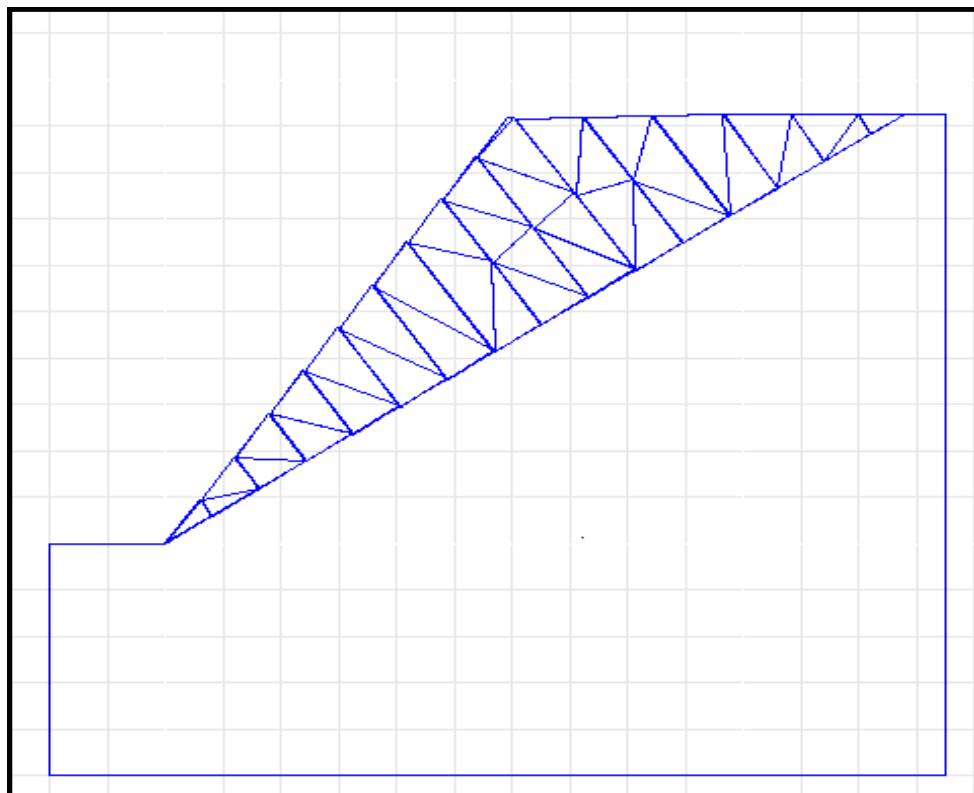


Figure 0.3 Maillages pour L= 30 m

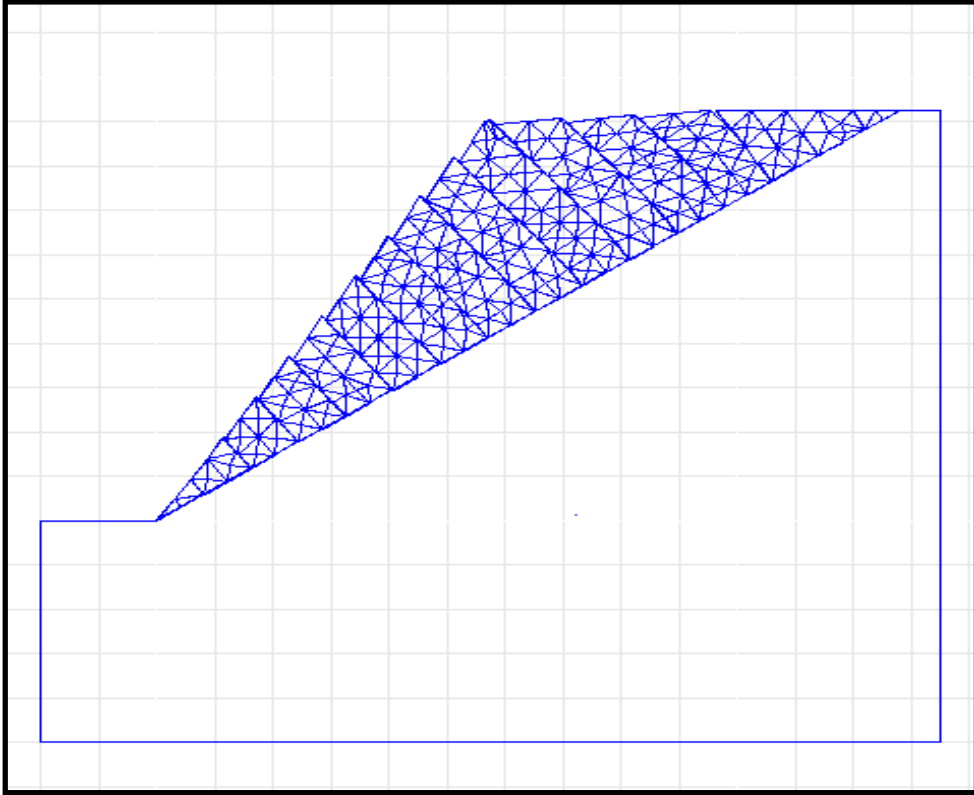


Figure 0.4 Maillages pour L= 6 m

## 2.4 Résultats et discussion

Une étude paramétrique, en utilisant le logiciel UDEC, portant sur l'influence de l'angle de frottement, de la cohésion et du pendage des discontinuités (inter-blocs) sur le déplacement est effectuée (le déplacement désigne le déplacement maximum des blocs constituant le talus sur les plans de cisaillements situés entre ces différents blocs). Afin de déterminer le paramètre le plus influent sur la stabilité de ce talus rocheux, une étude de sensibilité de ces paramètres en utilisant la méthode statistique orthogonale de Taguchi est également effectuée.

### 2.4.1 Influence de l'angle de frottement

Dans cette section, l'influence de l'angle de frottement des discontinuités (inter-blocs) sur le déplacement en cisaillement des blocs (formant le talus) est étudiée. Les différents résultats sont illustrés dans la figure 2.5 ci-dessous et les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 2-a.

Il ressort de cette figure que lorsque l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs est inférieur à l'angle de frottement de la roche intacte ( $\Phi_{RI}=30^\circ$ ), le déplacement diminue linéairement avec l'augmentation de l'angle de frottement de ces discontinuités. Pourtant, quand l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs est supérieur à l'angle de frottement de la roche intacte, l'ampleur de la diminution du déplacement diminue progressivement jusqu'à ce que l'angle de frottement de ces discontinuités soit presque égal à 1.3 fois l'angle de frottement de la roche intacte. Après cette valeur, le déplacement demeure inchangé et tend vers des valeurs nulles. L'angle de frottement de la roche intacte peut être obtenu par un essai de cisaillement dans le laboratoire.

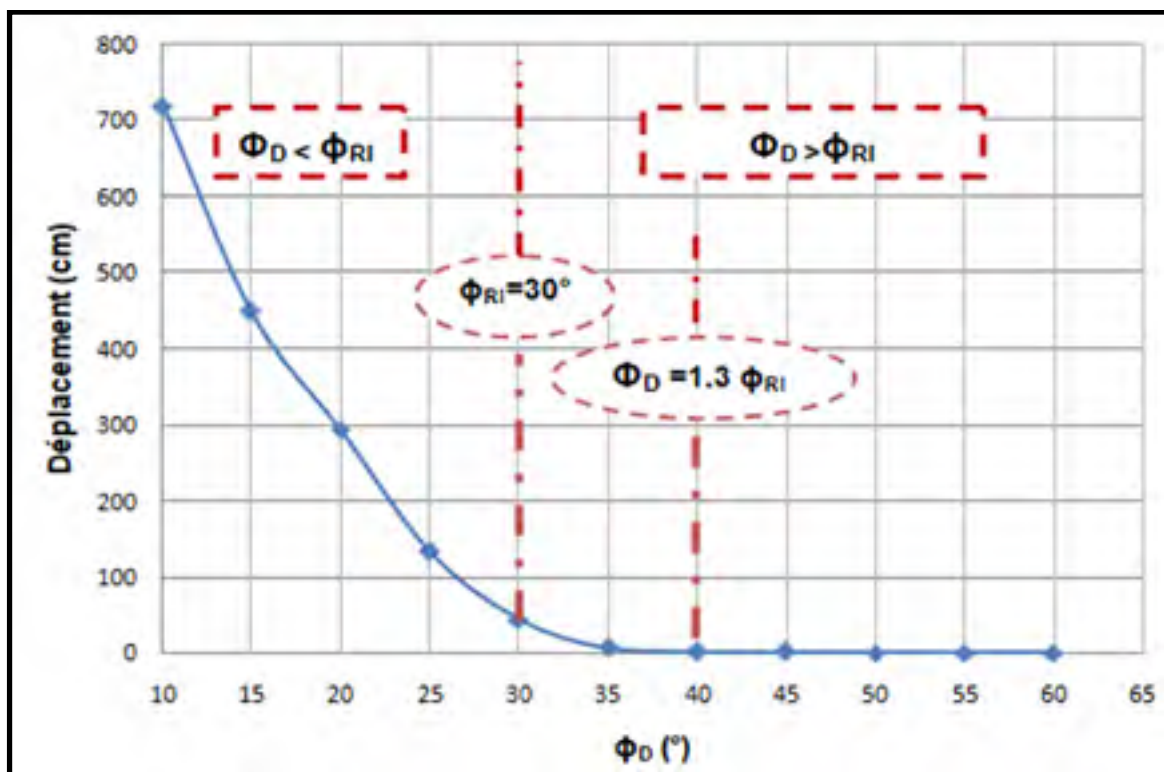


Figure 0.5 Déplacement en fonction l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs

#### 2.4.2 Influence de la cohésion

Les résultats d'une étude de sensibilité sur la cohésion des discontinuités inter-blocs sont compilés dans la figure 2.6 ci-dessous et les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 2-b. Il ressort de cette figure que le déplacement diminue avec l'augmentation de la cohésion. En effet, lorsque la cohésion des discontinuités inter-blocs est

inférieure à celle de la roche intacte ( $C_D < C_{RI} = 140$  kPa), le déplacement diminue linéairement avec l'augmentation de la cohésion de ces discontinuités. Cependant, quand la cohésion des discontinuités inter-blocs est supérieure à la cohésion de la roche intacte ( $C_D > 140$  kPa), l'étendue de la diminution du déplacement diminue progressivement jusqu'à ce que la cohésion de ces discontinuités soit presque égale à 1.6 fois la cohésion de la roche intacte. À partir de ce point, le déplacement reste constant et tend vers des valeurs faibles.

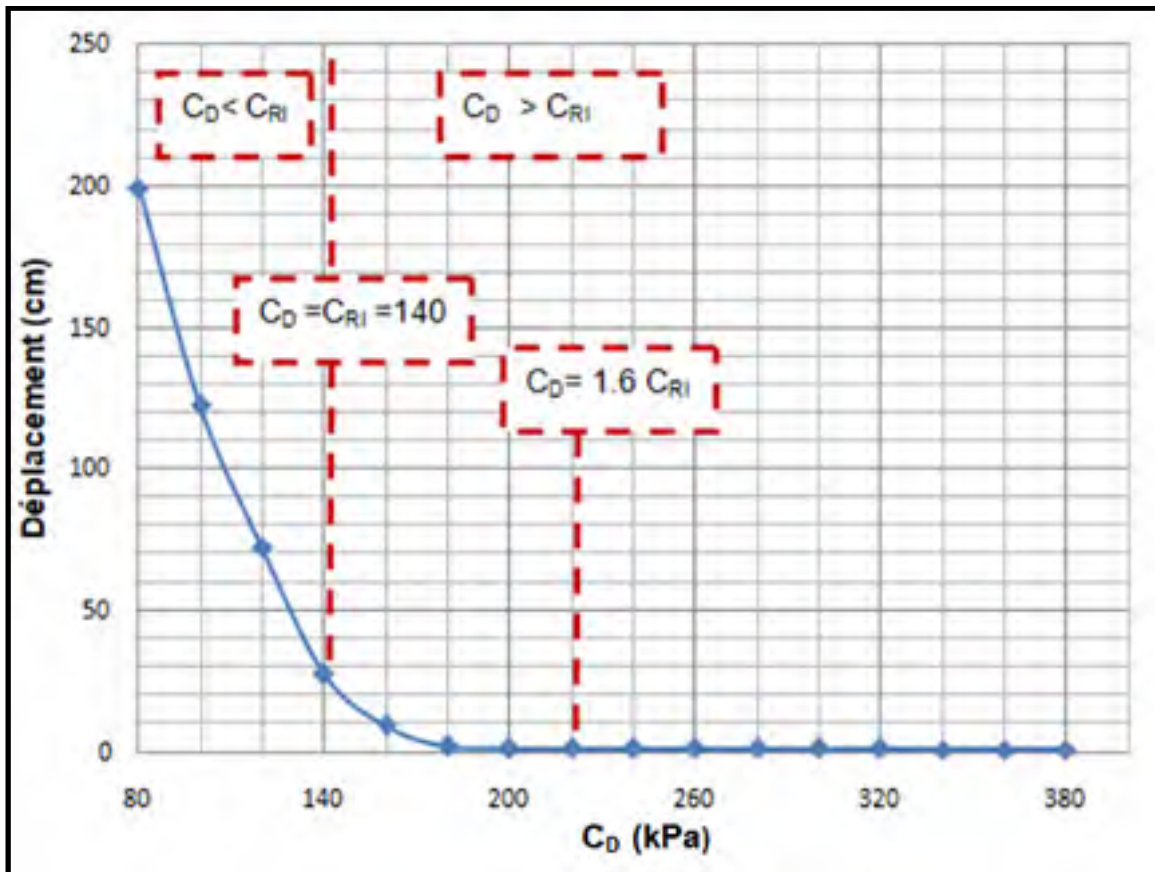


Figure 0.6 Influence de la cohésion des discontinuités inter-blocs sur le déplacement

### 2.4.3 Influence du pendage

En utilisant le modèle de base (Figure 2.1) et en gardant tous les autres paramètres de la pente constants, les angles de pendage des discontinuités inter-blocs sont variés sur la plage  $42^\circ$  à  $66^\circ$ . La figure 2.7 ci-dessous montre comment ces différents angles influencent le déplacement en cisaillement des blocs de la pente et les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 2-c. On constate que le déplacement minimum est enregistré à

des valeurs du pendage des discontinuités inter-blocs ( $\Psi_D$ ) proches de celle du pendage du talus rocheux ( $\Psi_T=56^\circ$ ). On remarque également que lorsque le pendage des discontinuités est inférieur à celui du talus, le déplacement diminue avec l'augmentation du pendage des discontinuités. Cependant, lorsque le pendage des discontinuités est supérieur à celui du talus, le déplacement augmente avec l'augmentation du pendage des discontinuités.

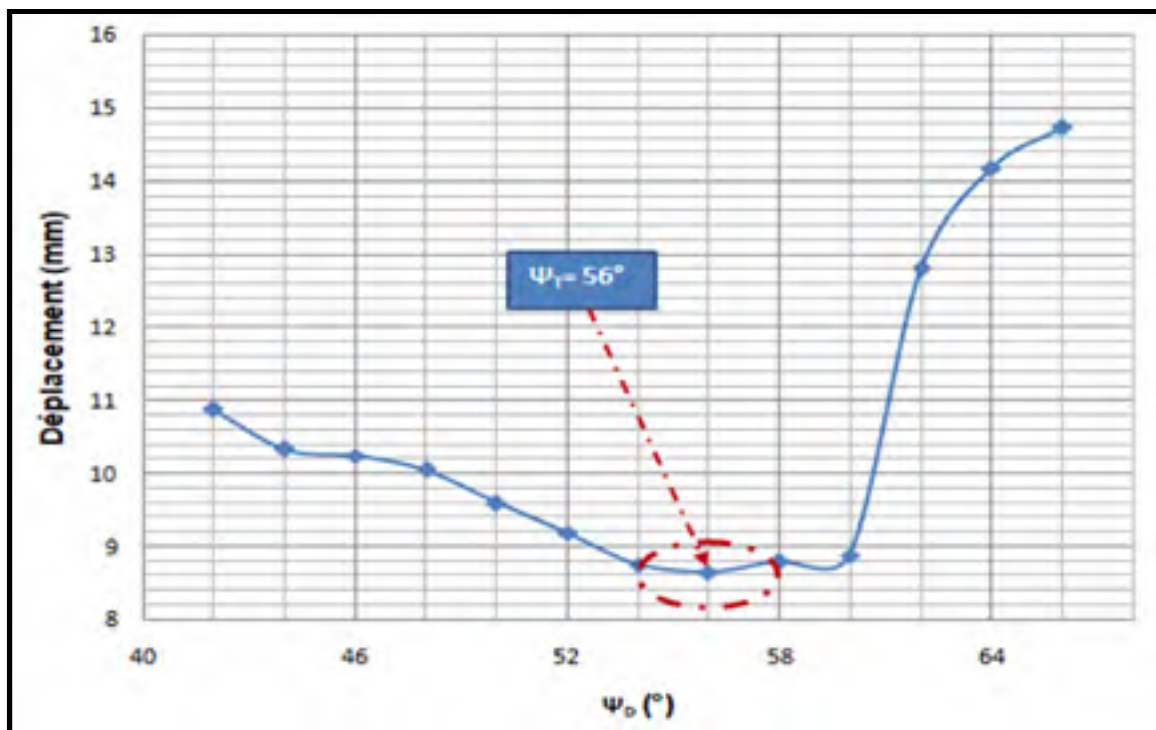


Figure 0.7 Déplacement en fonction du pendage des discontinuités inter-blocs

Il ressort de l'analyse donnée précédemment que la stabilité de la pente est influencée par les angles de pendage et les paramètres de la résistance au cisaillement (cohésion et angle de frottement) des discontinuités inter-blocs.

#### 2.4.4 Étude de sensibilité

L'ampleur de l'influence des paramètres des discontinuités inter-blocs sur la stabilité du talus rocheux varie d'un paramètre à l'autre. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer le paramètre le plus décisif et l'apport de chaque paramètre à la tenue de ce talus. À cet effet, l'influence de cinq paramètres est étudiée, à savoir : l'espacement entre les discontinuités (A), le pendage des discontinuités (B), la cohésion des discontinuités (C), l'angle de frottement des discontinuités (D) et la rigidité des discontinuités ( $E=K_n=K_s$ ). Il est à noter qu'il s'agit d'une famille

de discontinuité comme illustrée à la figure 2.1 ci-dessus et que les discontinuités de cette famille ont les mêmes propriétés mécaniques et géométriques. La méthode orthogonale de Taguchi est utilisée pour cette étude. Quatre niveaux et cinq paramètres ont été utilisés comme illustrés au tableau 2.2 ci-dessous. En supposant que ces paramètres n'ont aucune influence les uns sur les autres, un tableau de quatre (4) niveaux et cinq (5) paramètres est utilisé et il est expérimenté au moins seize (16) fois. Le tableau orthogonal ( $L_{16}4^5$ ) utilisé et les différentes étapes de calcul de cette méthode orthogonale sont illustrés dans l'annexe 2-d. Il est également important de signaler que l'approche déterministe selon les moyennes est utilisée pour cette étude de sensibilité.

Tableau 0.2 Niveaux orthogonaux et paramètres des discontinuités inter-blocs

Niveau orthogonal	A (m)	B (°)	C (kPa)	D (°)	E=K <sub>n</sub> =K <sub>s</sub> (GPa/m)
1	6	30	40	20	100
2	8	40	80	30	106
3	10	50	120	40	111
4	12	60	160	50	116

Basé sur la simulation numérique de l'expérience orthogonale, le déplacement peut être obtenu en vertu des différentes combinaisons de ces divers facteurs et les résultats obtenus sont illustrés aux figures 2.8 et 2.9 ci-dessous.

Il ressort de la figure 2.8 ci-dessus que la pente est plus stable (déplacement minimum) sous la combinaison A4B3C4D4E1, et moins stable (déplacement maximum) sous la combinaison A1B4C1D1E3. Il ressort également de la figure 2.9 ci-dessous que l'angle de frottement (D) est le facteur le plus influant sur la stabilité du talus rocheux suivi des paramètres de la cohésion, du pendage, de la rigidité et enfin de l'espacement.

Cette étude est importante, car elle permet d'identifier les paramètres qui influencent le plus la stabilité du talus, et qui nécessitent une attention particulière afin de les améliorer pour mieux stabiliser la pente en question. Il est à noter que la plage (gamme) de déplacement correspond à la différence entre le déplacement maximal moyen et le déplacement minimal moyen correspondant à chaque paramètre de discontinuité.

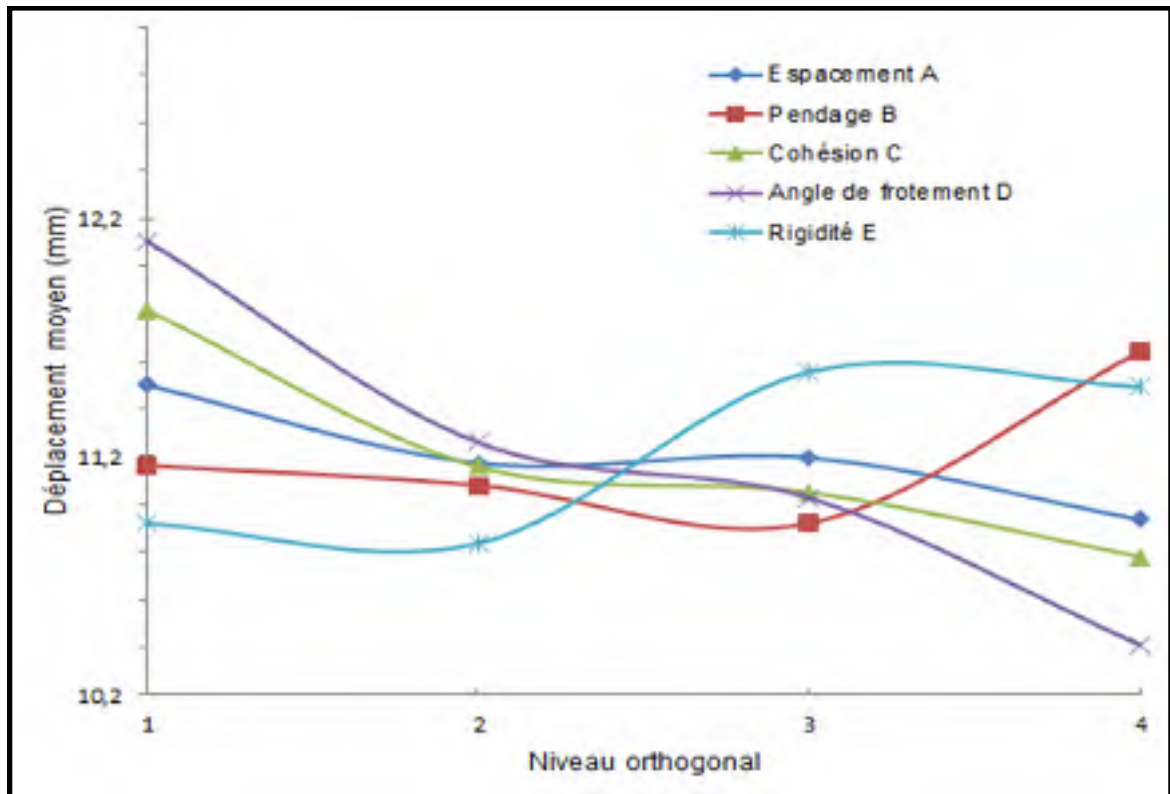


Figure 0.8 Valeurs moyennes des paramètres des discontinuités inter-blocs

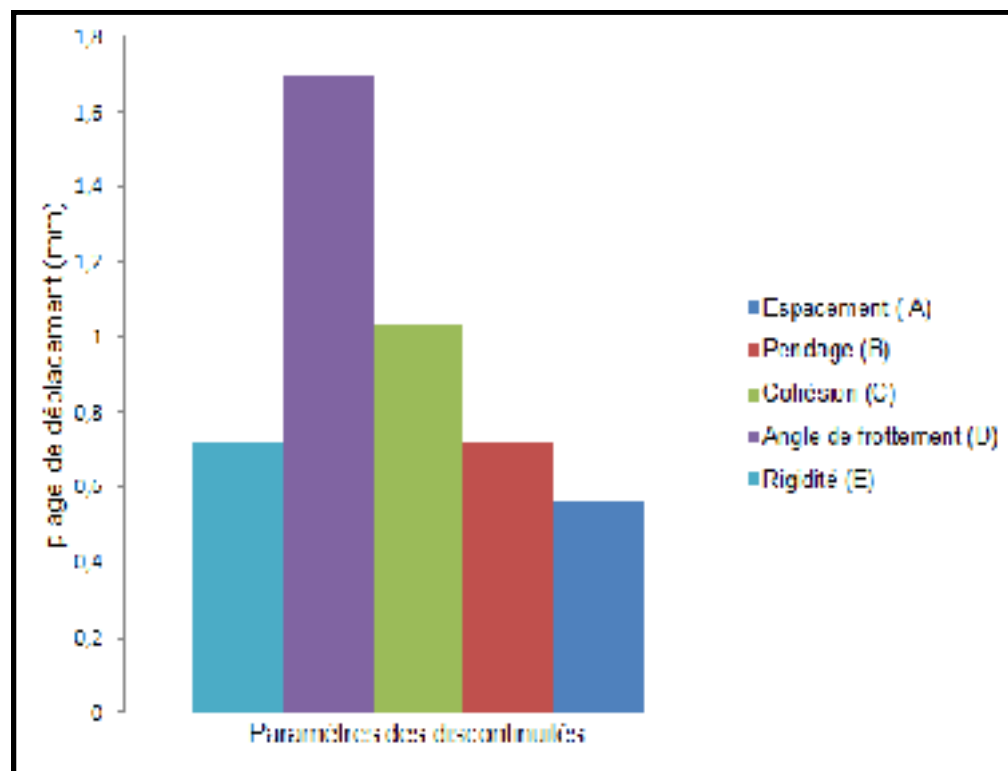


Figure 0.9 Gammes des paramètres des discontinuités inter-blocs

### 2.4.5 Détermination du schéma de renforcement optimal

Cette section d'analyse fait ressortir l'importance du renforcement par des câbles d'ancrages dans la stabilisation des talus rocheux fracturés.

L'objectif est de déterminer un schéma de renforcement qui va assurer la stabilité du talus. Pour cela, des simulations numériques, sur le logiciel UDEC, sont effectuées sur le modèle illustré à la figure 2.10 ci-dessous dont le renforcement est assuré par 22 rangs de câbles d'ancrage. Ce nombre a été choisi à partir d'un espacement moyen de 5 m, supposé entre les câbles ancrés sur toute la longueur de la paroi amont du talus qui est de l'ordre de 110 m.

Ces simulations sont faites en faisant varier la position des câbles le long de la pente, leur longueur, leur inclinaison et surtout l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs.

Les caractéristiques retenues pour le massif rocheux, pour les câbles et pour le matériau de coulis sont choisies arbitrairement. Elles sont fournies dans le tableau 2.3 ci-dessous.

Tableau 0.3 Caractéristiques du massif rocheux, des câbles et de matériau de coulis

	Massif rocheux	Câbles	Matériau de coulis	Discontinuités	Faille
Densité (kg/m <sup>3</sup> )	2700	8400			
Module d'Young (MPa)		2,1×10 <sup>5</sup>			
Rigidité de l'adhérence (MPa)			1,5×10 <sup>4</sup>		
Résistance de l'adhérence (MPa)			0,8		
Traction ultime (MN)		1×10 <sup>4</sup>			
Module d'élasticité isostatique (MPa)	3,33×10 <sup>3</sup>				
Module de cisaillement (MPa)	2×10 <sup>3</sup>				
Rigidité normale (MPa/m)				1×10 <sup>5</sup>	1×10 <sup>5</sup>
Rigidité tangentielle (MPa/m)				1×10 <sup>5</sup>	1×10 <sup>5</sup>
Angle de frottement (°)				30	80
Cohésion (MPa)				0,02	



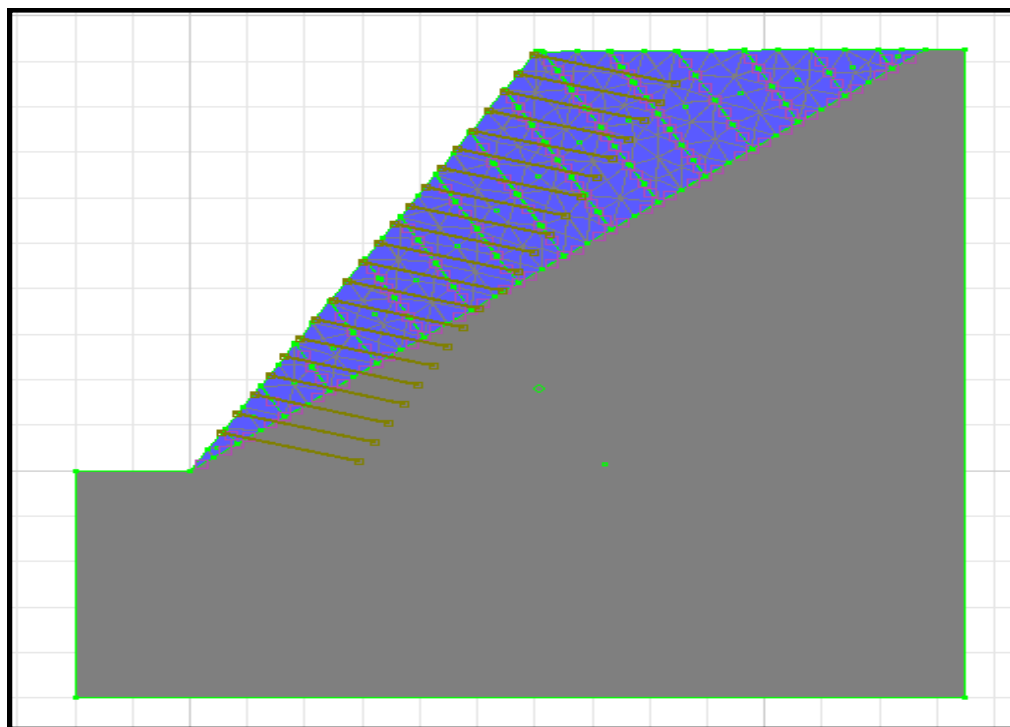


Figure 0.10 Renforcements du talus avec les câbles d'ancrages

#### 2.4.5.1 Comparaison des deux cas : avec ancrage et sans ancrage

Afin de comprendre l'effet du renforcement du talus rocheux fracturé par les câbles d'ancrage sur le facteur de sécurité, sur le déplacement et par conséquent sur la stabilité de ce talus, une comparaison entre deux cas est réalisée. Un cas où le talus est sans renforcement et un autre cas où les câbles d'ancrage de renforcement sont posés le long de la partie amont du talus. Dans le premier cas, le talus est instable comme indiqué dans la figure 2.11 ci-dessous. En effet le facteur de sécurité enregistré est inférieur à l'unité ( $FS=0,97 < 1$ ) et le déplacement de cisaillement maximal est égal à 4,91 cm. Dans le deuxième cas, le talus est rendu stable avec un facteur de sécurité de 1,39 supérieur à l'unité et un déplacement en cisaillement maximal rendu à 1,38 cm (Figure 2.12). Il ressort de ces deux figures que l'utilisation des câbles d'ancrage a permis d'améliorer la stabilité du talus rocheux.

Le facteur de sécurité ( $FS = T_{max} / T$ ) est le rapport entre la résistance au cisaillement de la discontinuité ( $T_{max}$ ) calculée par le critère de Mohr-coulomb et la contrainte de cisaillement ( $T$ ) mobilisée sur le plan de cisaillement (discontinuité entre les blocs constituant le talus).

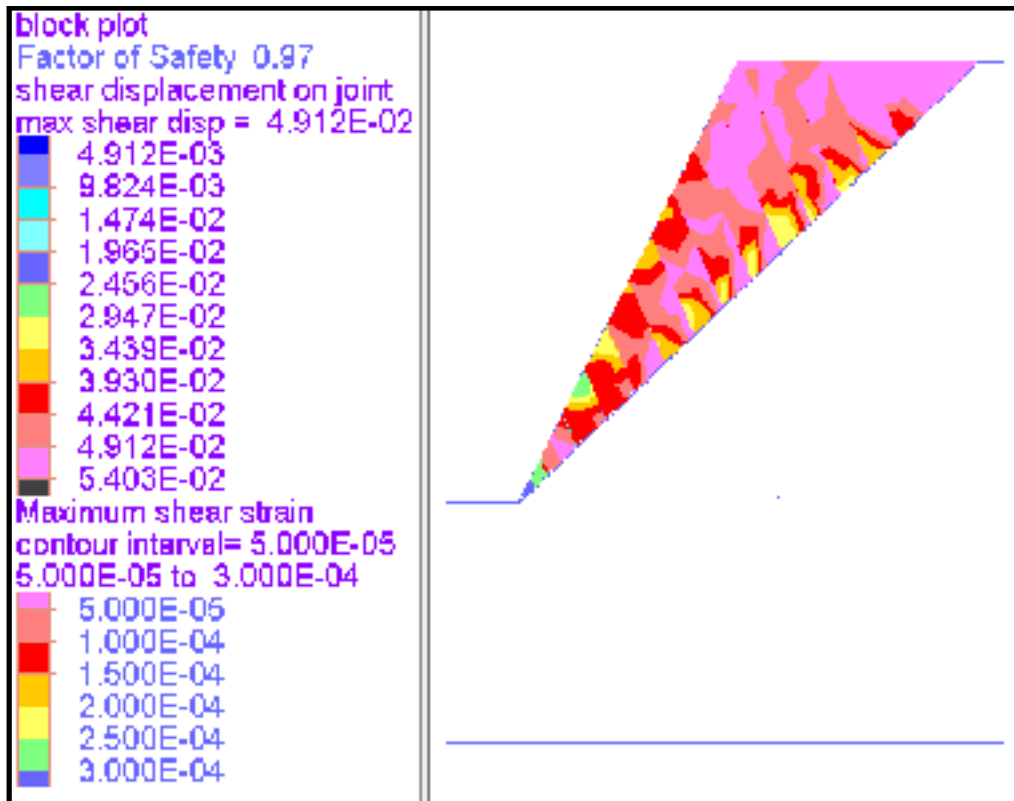


Figure 0.11 Détermination du facteur de sécurité sans ancrage

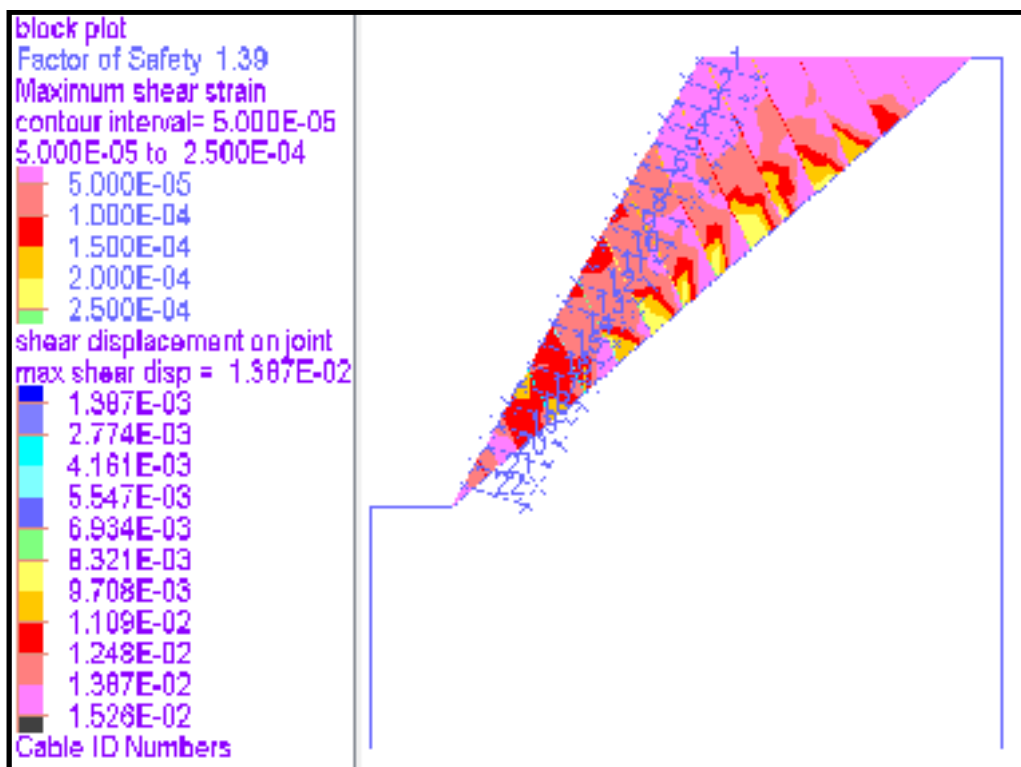


Figure 0.12 Détermination du facteur de sécurité avec ancrage

### 2.4.5.2 Paramètres influençant l'optimisation du schéma de renforcement

#### ▪ Influence de la position des barres

Afin de savoir la partie du talus qui nécessite davantage de renforcement par les câbles d'ancrage, le facteur de sécurité et les forces de cisaillement (en méga newton) dans ces câbles ont été calculés et les résultats obtenus sont illustrés à la figure 2.13 ci-dessous.

Il ressort de cette figure que les câbles de renforcements situés dans la partie centrale du talus sont ceux qui contribuent plus à sa stabilité. C'est le long de ces câbles que se développent les plus efforts de traction. L'ancrage le plus proche de la crête est peu sollicité et ne contribue que faiblement à la stabilité du talus. En revanche, l'ancrage le plus proche du pied du talus n'a aucune importance et peut être enlevé étant donné que les charges enregistrées dans ces câbles sont presque nulles. Ceci est bel et bien vérifié lorsque le facteur de sécurité est calculé en se limitant aux câbles de renforcement situés dans la partie supérieure du talus comme illustré à la figure 2.14 ci-dessous. En fait, le facteur de sécurité reste inchangé (FS=1.39). Ceci a permis d'obtenir le même coefficient de sécurité avec des coûts matériels minimaux.

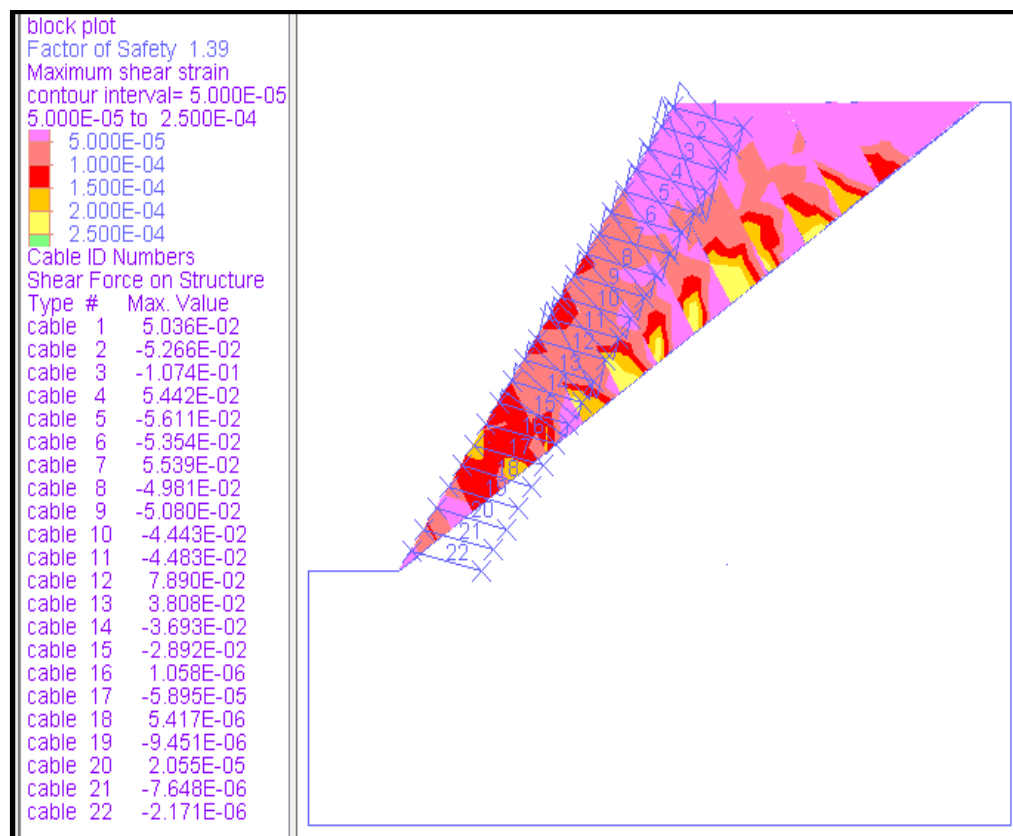


Figure 0.13 Force de cisaillement selon le numéro du câble

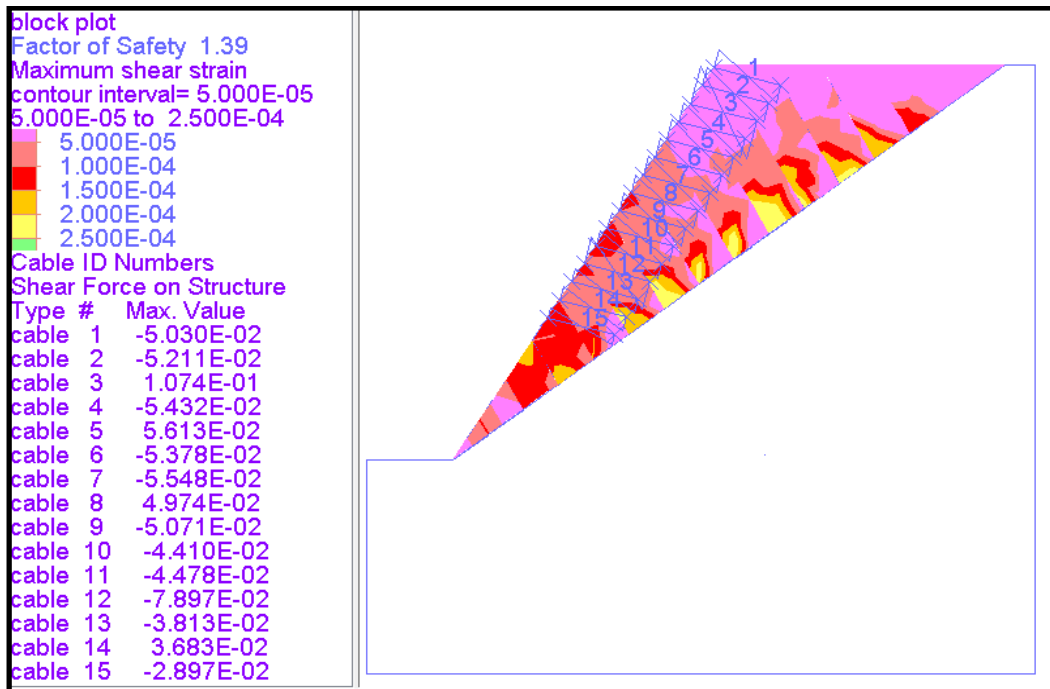


Figure 0.14 Stabilité du talus sans ancrages au pied des taus

On remarque également que la valeur maximale de la force de cisaillement enregistrée dans le câble se développe au niveau des nœuds constituant les deux extrémités du câble (Figure 2.15) ci-dessous.

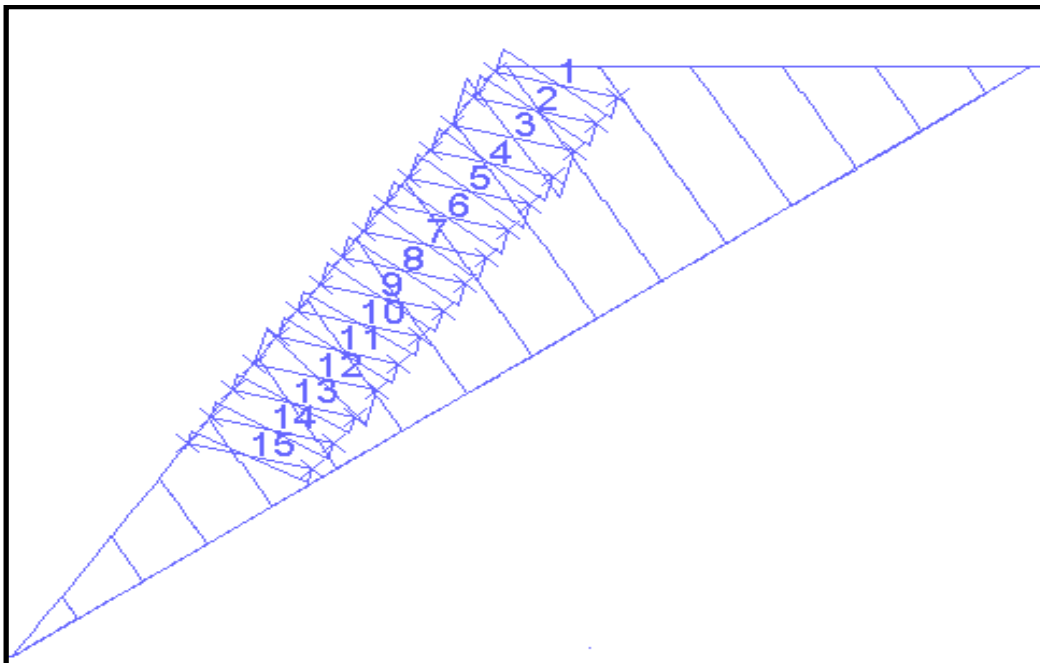


Figure 0.15 Variation de la force de cisaillement maximale le long du câble

### ▪ Influence de l'inclinaison et la longueur des câbles

Soit  $\alpha$  l'angle que fait le câble avec le plan horizontal. Cet angle a une influence sur le comportement du câble d'ancrage et par la suite, sur la stabilité du talus. Pour cela, la variation du facteur de sécurité en fonction de cet angle pour trois longueurs différentes ( $L=16$  m,  $L=20$  m et  $L=25$  m) est étudiée. L'objectif est de déterminer l'inclinaison optimale ainsi que la variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur de la barre.

Les différents résultats sont enregistrés dans la figure 2.16 ci-après et les captures d'écran qui correspondent aux simulations numériques pour l'angle  $\alpha = (0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$  et  $25^\circ)$  et pour une longueur de barre égale à 25 m sont en annexe 2-e. Il ressort de cette figure que l'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale a une influence sur la stabilité des talus.

L'angle  $\alpha$  égal à  $15^\circ$  s'avère être l'inclinaison idéale au sens où elle amène aux valeurs du facteur de sécurité les plus élevées, quelle que soit la valeur de la longueur de la barre utilisée dans le renforcement. Il ressort également qu'au fur et à mesure que la longueur du câble est grande, la stabilité du talus est améliorée.

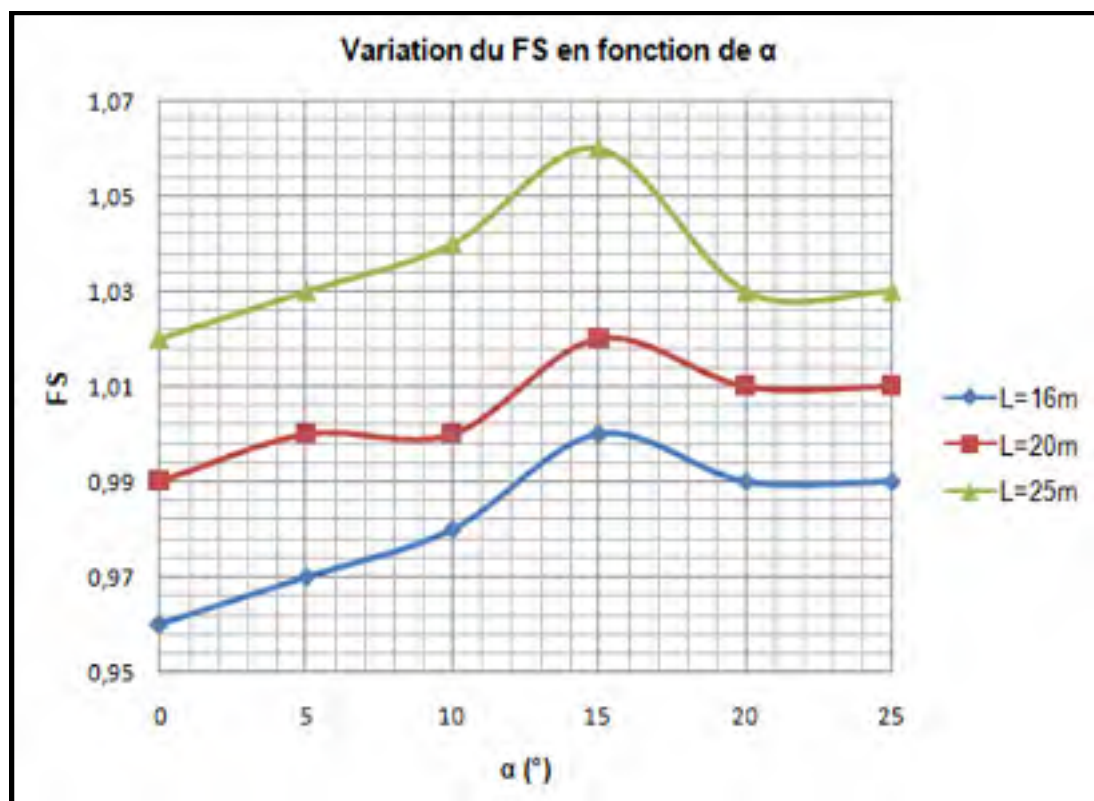


Figure 0.16 Influence de l'inclinaison du câble d'ancrage sur le facteur de sécurité

▪ **Influence de l'angle de frottement des discontinuités inter bloc**

Habituellement, le schéma de renforcement a une influence certaine sur la tenue du talus rocheux renforcé. En principe, plus la quantité des câbles qu'il faudrait mettre en place pour assurer la stabilité du talus rocheux est importante, meilleure est sa stabilité. Dans cette section on va montrer l'influence de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs sur la contribution significative de ces câbles à la stabilité des talus rocheux fracturés. Dans un premier temps, une étude de sensibilité vis-à-vis de la variation l'angle de frottement de ces discontinuités sur le facteur de sécurité a été effectuée. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 2.17 ci-dessous. On remarque que le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement de ces discontinuités.

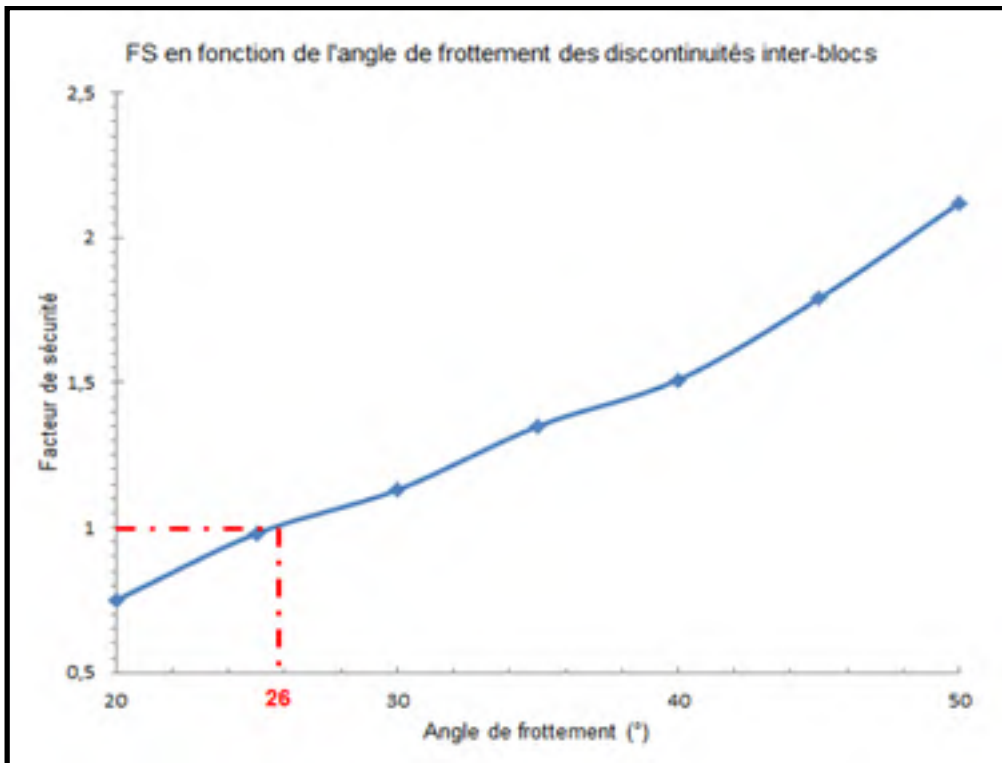


Figure 0.17 Influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité

Par la suite, l'influence de la variation de ces angles de frottement sur les forces de cisaillements induites dans les câbles a été réalisée. À cet égard, les angles de frottement des discontinuités inter-blocs sont variés sur la plage 25° à 50°. Les différents résultats obtenus sont illustrés dans la figure 2.18 ci-dessous et les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 2-f.

Selon les résultats enregistrés sur la figure 2.18 ci-dessous, l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs a une influence marquante sur les forces de cisaillement induites dans les câbles d'ancrages. En effet, ces dernières augmentent avec la diminution de cet angle de frottement.

La variation de ces forces est plus significative lorsque l'angle de frottement est faible ( $26^\circ$ ), c'est-à-dire dans le cas où le talus rencontre des problèmes de stabilité. Cependant l'ampleur de la variation de ces forces dans les câbles reste limitée quand les valeurs de l'angle de frottement sont élevées (cas où l'angle de frottement prend des valeurs de  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $45^\circ$  et  $50^\circ$ ), cela est dû à la stabilité du talus déjà maintenue dans ces cas. Cette conclusion justifie la superposition des résultats dans le graphique de la figure 2.18 ci-dessous pour les angles de frottements supérieurs à  $30^\circ$ .

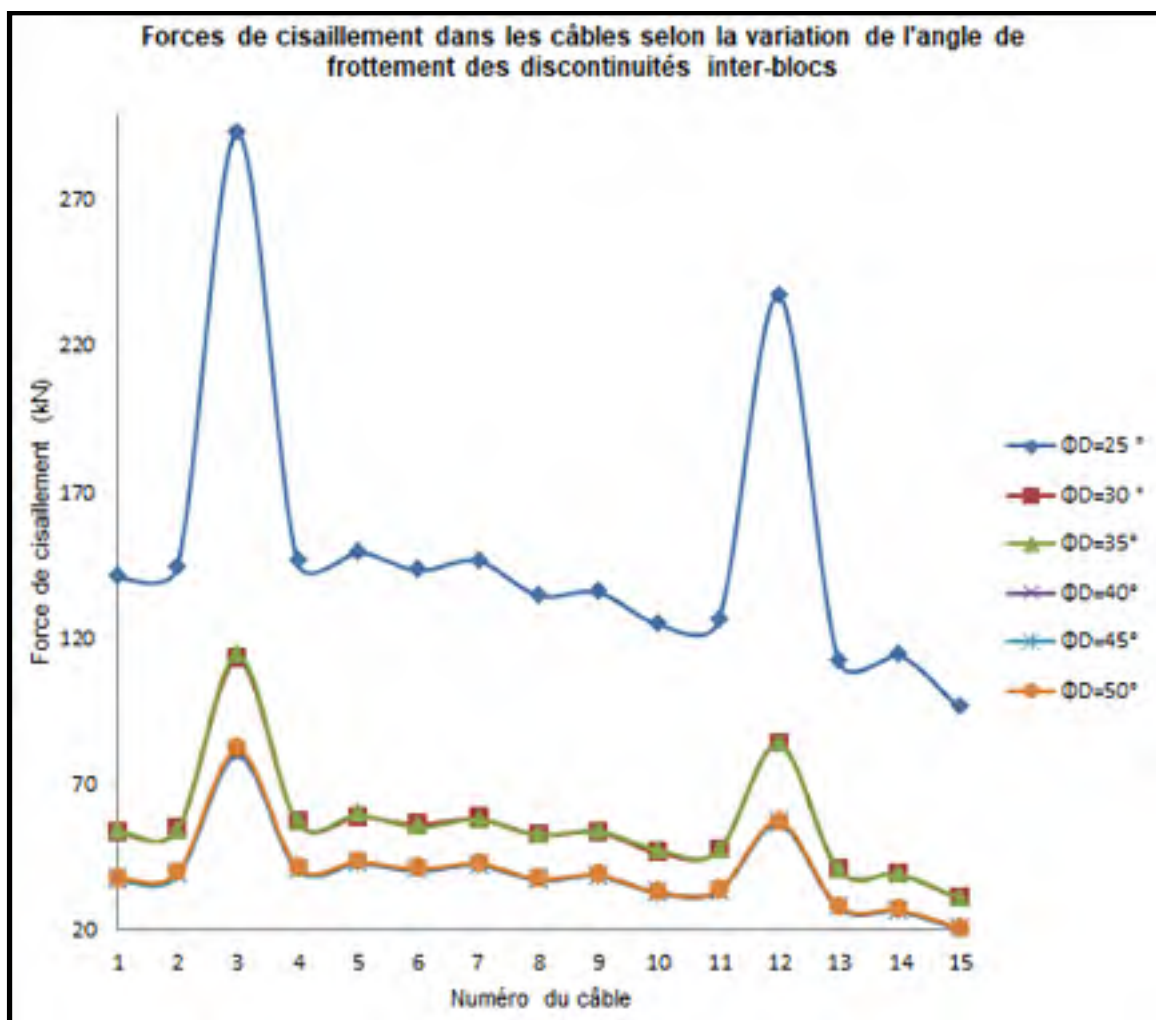


Figure 0.18 Influence de l'angle de frottement sur le cisaillement dans les câbles

Finalement la variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur des câbles pour diverses valeurs d'angles de frottement des discontinuités inter-blocs a été effectuée. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 2.19 ci-dessous.

Il ressort de cette figure que la quantité des câbles d'ancrages nécessaires pour stabiliser le talus dépend de la valeur de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs. En effet, au fur et à mesure que cette valeur est faible, la longueur des câbles (quantité de renforts) devra être grande pour assurer la stabilité du talus. En fait, pour un angle de frottement égal à  $30^\circ$ , il faut installer des câbles avec une longueur de 25 m pour assurer la stabilité du talus. Pourtant, la stabilité de ce même talus avec un angle de frottement égal à  $25^\circ$ , nécessite la mise en place des câbles avec une longueur de 30 m.

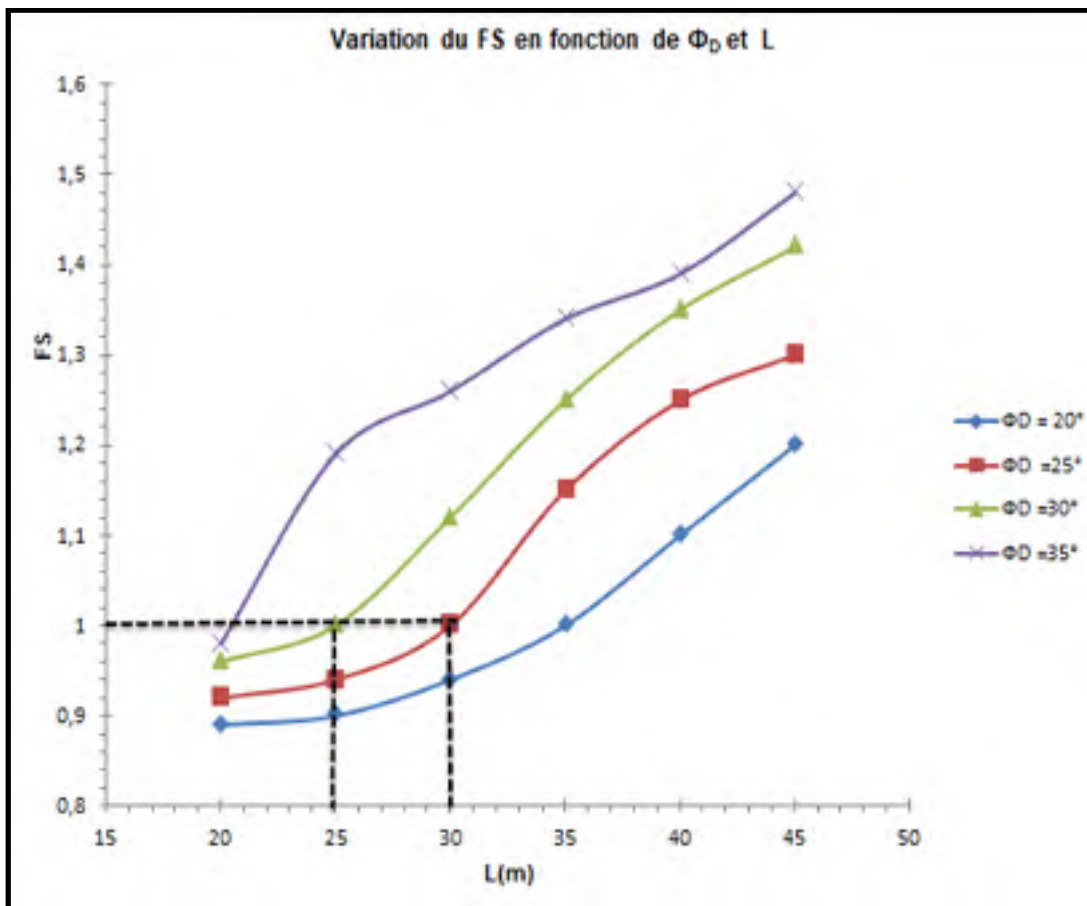


Figure 0.19 Variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur des câbles



## 2.5 Conclusion

La stabilité des talus rocheux fracturés est principalement influencée par les caractéristiques des discontinuités inter-blocs qui les traversent (l'angle de frottement, la cohésion et le pendage).

Pour montrer l'apport de ces paramètres à cette stabilité, des simulations numériques sur le logiciel UDEC et une étude de sensibilité sur ces paramètres en utilisant la méthode orthogonale de Taguchi ont été effectuées. L'objectif est de déterminer les paramètres sur lesquels les efforts devraient être concentrés dans l'avenir pour stabiliser ces talus.

Les études ont été effectuées sur un modèle d'un talus rocheux fracturé d'une pente de  $56^\circ$ , d'une hauteur 92,5 m et qui est traversé par une famille de discontinuité (Figure 2.1). Les simulations numériques permettent de dégager les conclusions suivantes :

- La stabilité des talus rocheux fracturés est fortement influencée par les caractéristiques des discontinuités inter-blocs, en l'occurrence l'angle de frottement ( $\Phi_D$ ).
- La contribution des câbles d'ancrages à la stabilité des talus rocheux fracturés est incontestable et la quantité des ancrages à mettre en place pour stabiliser ces talus est dépendante de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs ( $\Phi_D$ ).
- La validation de cette approche est tributaire de la disponibilité des résultats expérimentaux et/ou de résultats numériques sur des cas réels. Le chapitre 5 de cette thèse présentera des simulations numériques avec le logiciel UDEC sur le massif rocheux de la zone nord du déblai D15 situé sur l'autoroute Marrakech- Agadir au Maroc.



## CHAPITRE 3

### PRÉSENTATION DU DÉBLAI (D15)

#### 3.1 Descriptif de l'ouvrage

L'autoroute Marrakech/Agadir, d'une longueur de 230 km (Boujmaoui et Erridaoui, 2011) se développe dans un contexte géologique difficile, avec un relief accidenté, entraînant des déblais et des remblais de grande hauteur (Derraji et Salhi, 2012).

L'excavation des déblais lors des travaux a fait apparaître des désordres et des instabilités de talus, dont le plus important est celui du déblai D15 (Figure 3.1) dans les sections montagneuses du Haut Atlas, plus précisément dans le tronçon Imintanout-Argan (Figure 3.2). Il s'agit de l'un des points les plus difficiles du projet de l'autoroute Marrakech-Agadir avec un volume à excaver de l'ordre de 2,5 millions de m<sup>3</sup> et d'une hauteur maximale de 110 m (Labied et Mounji, 2011) dans un terrain principalement rocheux.



Figure 0.1 Situation du déblai D15 sur le tracé autoroutier  
Tirée de (Google Earth)



Figure 0.2 Sections autoroutières entre Marrakech et Agadir  
Tirée de BAD<sup>1</sup> (2018)



Figure 0.3 Différentes zones du Déblai 15

<sup>1</sup> Banque africaine de développement

Pour le besoin de l'étude, le déblai D15 est divisé en trois zones comme illustrées dans la figure 3.3 ci-dessus :

- Zone 1 : située dans la zone extrême nord du déblai D15;
- Zone 2 : située dans la zone nord du déblai D15, du côté de Marrakech;
- Zone 3 : située dans la zone sud du déblai D15, du côté d'Agadir.

### 3.2 Données du site

#### 3.2.1 Géométrie du site

Le déblai D15 s'étend sur une longueur de 1200 m et atteint une hauteur maximale de 110 m. Il est projeté avec des risbermes de 5 m de largeur tous les 10 m de hauteur (Figure 3.4).

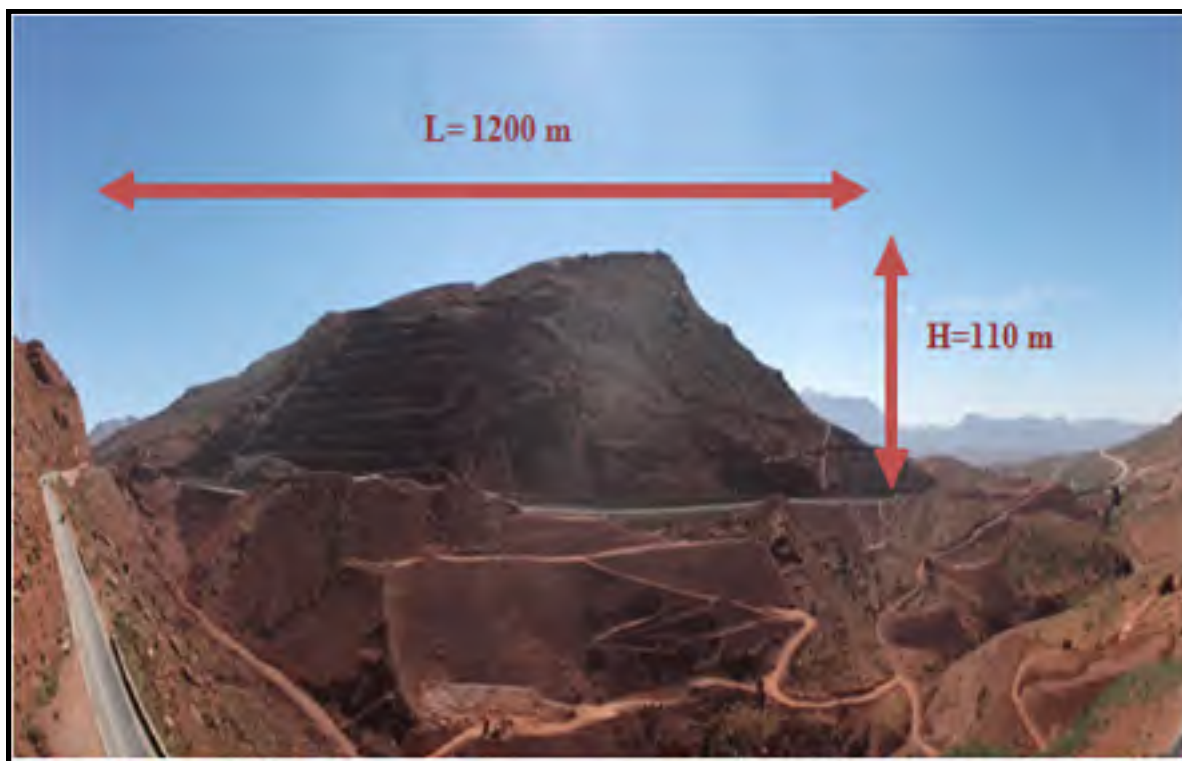


Figure 0.4 Vue de la zone de déblai D15

#### 3.2.2 Géologie du site et structure du massif rocheux

La géologie de la zone est caractérisée par une succession de bancs gréseux grossiers (GT), des siltstones (ST) et d'argilite (AT). Les niveaux gréseux sont d'une épaisseur pouvant aller

jusqu'à plus de 3 m et ils présentent une fracturation intense donnant lieu à des blocs et des masses rocheuses prêts à se détacher du reste du massif. Les siltstones sont des roches à grain fin relativement sensibles à l'altération. Les argilites présentent généralement des épaisseurs inférieures à 1 m (Derraj et Salhi, 2012). La figure 3.5 ci-dessous présente les différentes formations et unités géologiques, rencontrées sur le déblai D15, qui se différencient d'une zone à l'autre.



Figure 0.5 Les différentes unités géologiques du déblai D15  
Tirée d' Ejjaaouani et Boujemaoui (2014)

**Zone1 (zone extrême Nord):** cette zone est caractérisée par la dominance de la composante argileuse ainsi que la présence d'un talus «petit D15» qui a subi un glissement profond. Aucun plan de discontinuité pouvant déclencher l'instabilité de ce talus n'est rencontré dans cette zone.

**Zone 2 (zone nord) :** cette zone est constituée d'une alternance des 3 faciès (GT), (ST) et (AT). C'est le faciès gréseux qui prédomine, formant les trois quarts de la masse de cet horizon. Les couches d'argile sont peu fréquentes et minces (Ejjaouani et Boujemaoui, 2014).

Le massif rocheux de cette zone a subi une rupture planaire et sa structure est caractérisée par la présence de trois familles de discontinuités (Figure 3.6) et d'une faille (Figure 3.7). Ces plans de faiblesses (discontinuités et faille) sont à l'origine des instabilités locales du massif (Hemri, Mouneji et Labied, 2018). Leurs orientations illustrées au tableau 3.1 ci-dessous seront prises en compte dans les calculs de stabilité du massif rocheux.

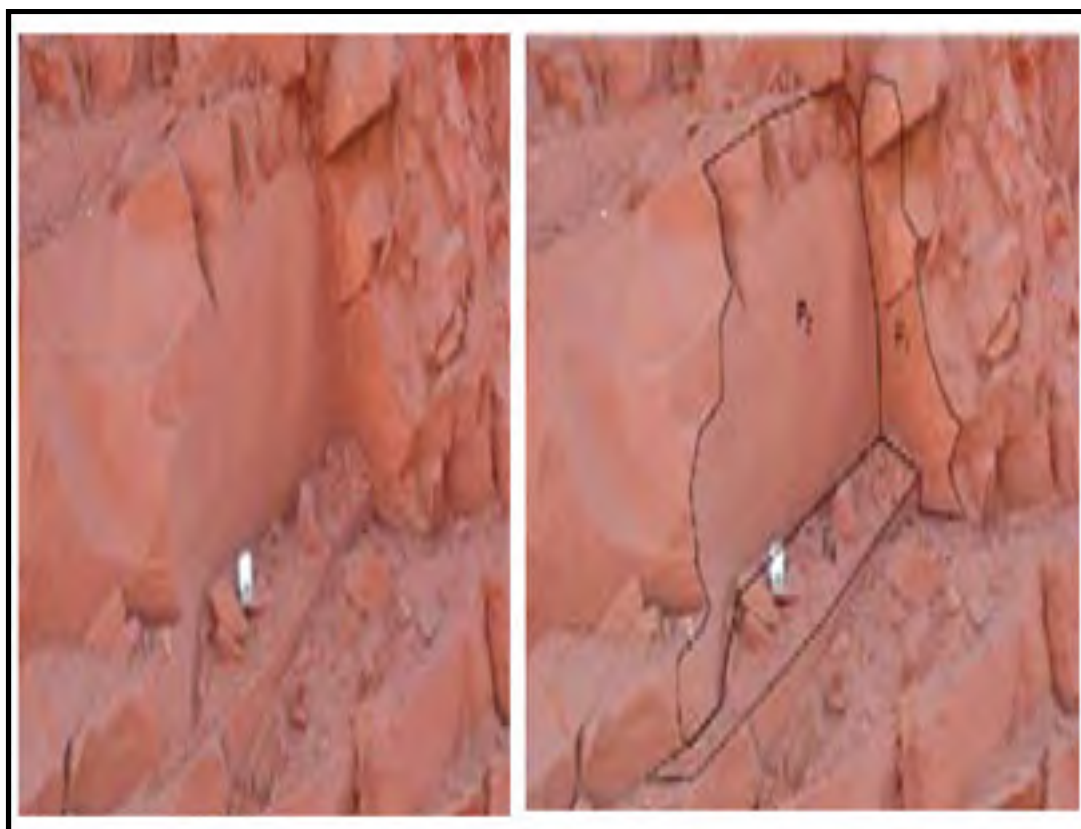


Figure 0.6 Les trois principales familles de discontinuités  
Tirée d' Ejjaouani et Boujemaoui (2014)  
Tableau 0.1 Propriétés des discontinuités  
Tiré d'Ejjaouani et Boujemaoui (2014)

Propriétés	E1	P1	P2	Faille
Direction (°)	350	350	250	130
Pendage (°)	25	85	75	20

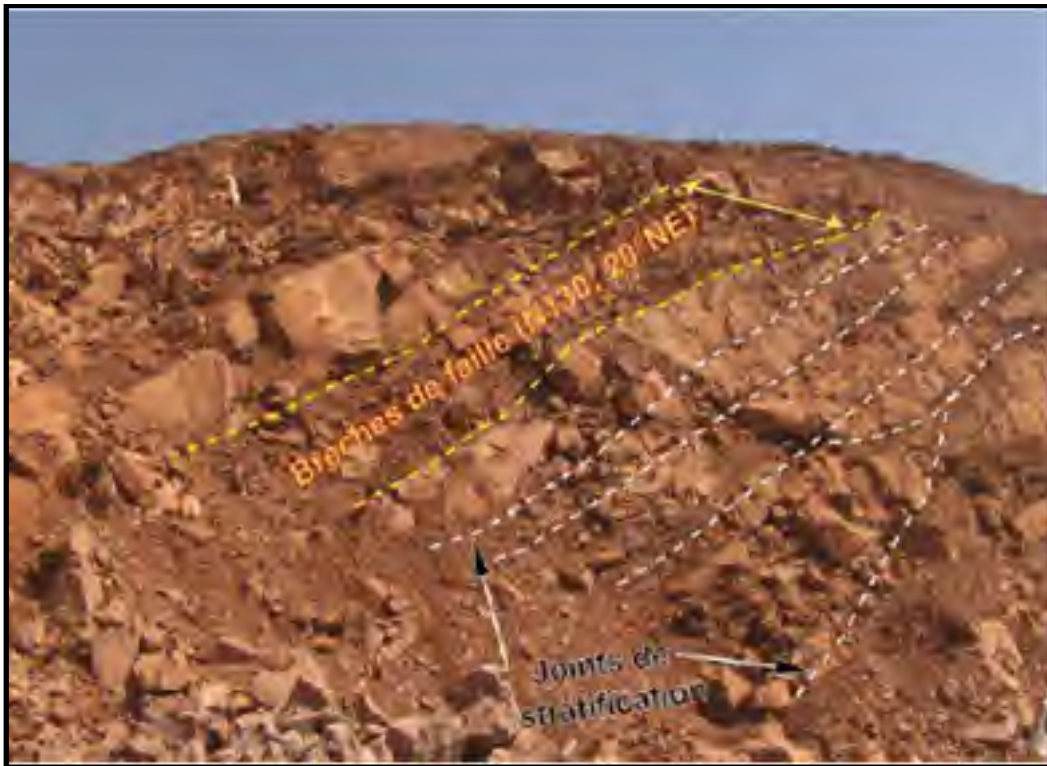


Figure 0.7 Faille avec joints de stratifications  
Tirée de Hemri, Mouneji et Labied (2018)

**Zone 3 (zone Sud) :** cette zone est caractérisée par un horizon fin avec une alternance des facies (ST) et (AT). À l'extrémité sud-ouest, on constate la présence d'un nombre important de blocs rocheux isolés situés tout au long du versant naturel. Ces blocs constituent un danger que ce soit lors des travaux ou durant la période d'exploitation (Derraji et Salhi, 2012).

L'origine des désordres constatés dans cette zone 3 se trouve le long de surfaces de glissement constituées par les plans de fissuration préexistants (Figure 3.8). Les colluvions (dépôt meuble sur un versant, mis en place par gravité) surplombantes, par la perte de la butée au pied, deviennent à leurs tours instables. Aucun signe d'instabilité profonde n'est détecté au niveau de cette zone (Derraji et Salhi, 2012).



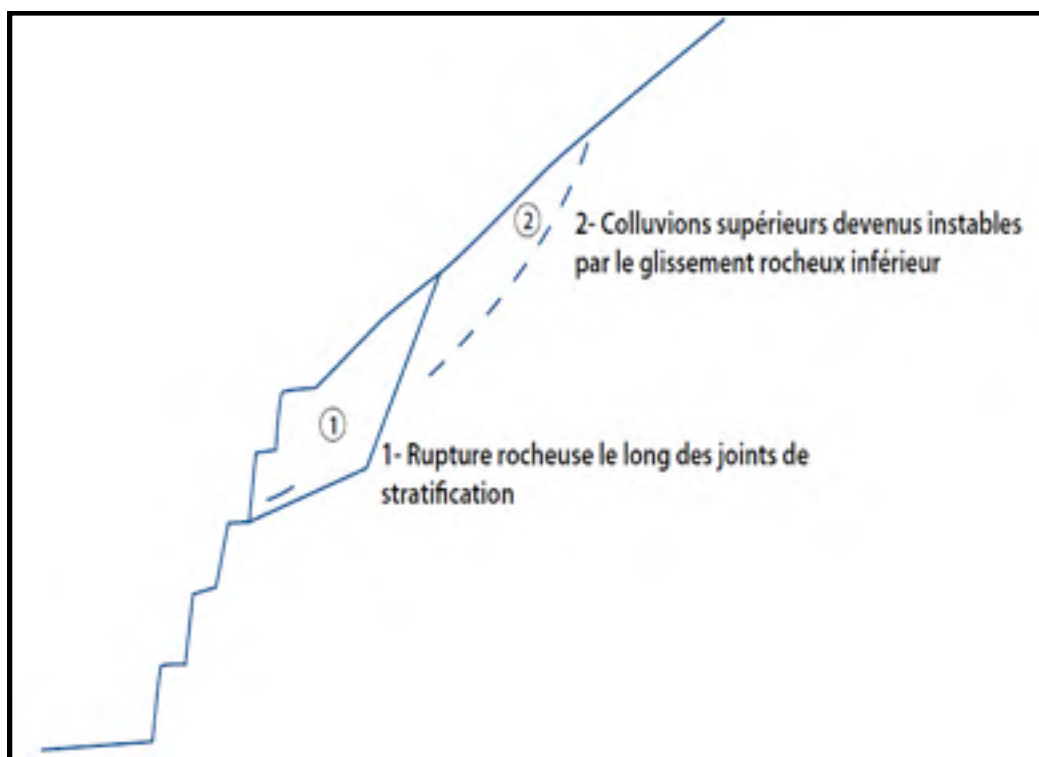


Figure 0.8 Rupture de la zone sud du déblai D15  
Tirée de Derraji et Salhi (2012)

### 3.2.3 Propriétés mécaniques et géométriques du massif rocheux

La zone 1 du Déblai D15 est caractérisée par la prédominance de la composante argileuse tandis que dans la zone 2, le massif rocheux est constitué principalement de grès. Ce dernier constitue 65% du massif selon les résultats des sondages ainsi que les essais réalisés sur les carottes (Derraji et Salhi, 2012). Des essais d'identification ont été effectués pour statuer sur la nature du joint (joint sableux ou argileux). Ces essais ont montré que ces joints sont argileux avec une plasticité de l'ordre de 20 à 25 (Ejjaaouani et Boujemaoui, 2014).

Les caractéristiques d'identification et mécaniques prises en compte dans les calculs de stabilité sont fixées à partir des données disponibles dans la littérature et à travers les discussions avec les chercheurs qui ont participé au symposium international de la stabilité des talus rocheux fracturés, organisé en avril 2014 à Marrakech. Les résultats présentés dans cette étude sont donc à prendre avec précaution, car ils sont largement dépendants des paramètres utilisés. Ils donnent des indications sur la stabilité du massif rocheux étudié. Les valeurs moyennes de ces paramètres qui sont obtenues par le laboratoire public d'essais et d'études au Maroc (LPEE), sont présentées dans le tableau 3.2 suivant :

Tableau 0.2 Caractéristiques mécaniques des terrains du déblai D15  
Tiré de Derraji et Salhi (2012)

Massif rocheux (Zone 1)	Densité	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Matrice rocheuse	1.8	30	19
Massif rocheux (Zone 2)	Densité	Cohésion (kPa)	Angle de frottement(°)
discontinuités	2.6	20	10
Faïlle	2.6	20	23
Matrice rocheuse	1.9	10	27

Deux galeries de reconnaissances (Figure 3.9) ont été creusées pour mieux apprécier la fracturation à l'intérieur du massif avec des longueurs égales à 100 et 130m. Ces galeries ont une hauteur de 2m, une largeur de 1m et une pente de l'ordre de 1%. Elles ont permis de mettre en évidence les failles et les fractures avec leur orientation (Tableau 3.1) ci-dessus.

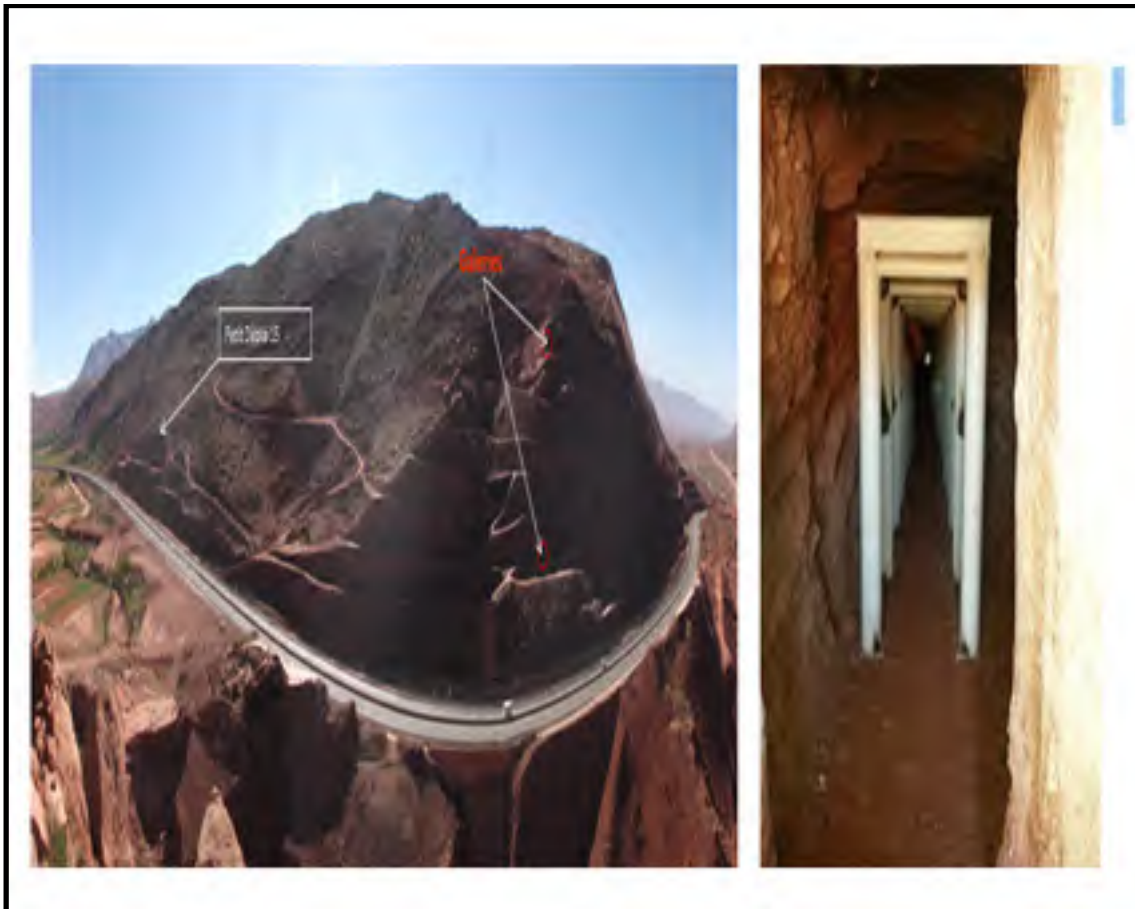


Figure 0.9 Galeries de reconnaissance et leur emplacement dans le déblai D15

## CHAPITRE 4

### STABILITÉ DE LA ZONE 1 DU DÉBLAI D15

Hakim AHMARI<sup>1</sup>, Gabriel j. ASSAF<sup>1</sup>

<sup>1</sup>École de technologie supérieure, département de génie de la construction,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans la revue « Annales du Bâtiment et des Travaux Publics »,  
Novembre 2018

#### 4.1 Résumé

Ce travail porte sur une rétroanalyse de l'instabilité du talus « petit D15 » situé dans le massif rocheux de la zone extrême nord du déblai D15, sur l'autoroute Marrakech-Agadir au Maroc. L'analyse est effectuée premièrement par la méthode de calcul à l'équilibre limite en utilisant le logiciel SLIDE 2 (Roc science, 2020) et ensuite par la méthode des différences finies à travers le logiciel FLAC 2D (Itasca, 2019).

Les résultats obtenus montrent que la rupture de cette pente est associée à une combinaison de facteurs qui a mené à une diminution graduelle des propriétés du massif rocheux, plus précisément l'angle de frottement et que les deux méthodes aboutissent à des résultats presque identiques en termes de facteur de sécurité.

**MOTS-CLÉS** : Instabilité, talus, massif rocheux, facteur de sécurité,

#### 4.2 Introduction

Le talus « petit D15 » qui se situe dans la partie extrême nord du déblai 15, dans un massif argileux, a subi un glissement profond (Guilloux, 2014). Ce glissement illustre les difficultés d'estimer la résistance au cisaillement à long terme dans les massifs argileux. En effet, les variations de pressions interstitielles générées par l'excavation augmentent les contraintes effectives à court terme et se dissipent sur de longues périodes du fait de très faible perméabilité des argiles. Ces variations de pressions interstitielles sont à l'origine de cette difficulté d'appréciation de la résistance au cisaillement des massifs argileux (Skempton, 1964).

L'enjeu principal des travaux présentés ci-dessous est de déterminer les causes d'instabilité de ce talus, ainsi de comparer les résultats obtenus par les deux méthodes (la méthode de l'équilibre limite et la méthode des différences finis). Une rétro-analyse de l'instabilité de cette pente à partir des données disponibles est effectuée en utilisant les logiciels SLIDE (version 5) et FLAC 2D (version 8) est utilisée.

### 4.3 Présentation du site et historique des désordres

Le « petit D15 » qui est illustré à la figure 4.1 ci-dessous est un talus de 20 m de hauteur et d'une pente 1H/2V dans un massif argileux (Guilloux, 2014). Le talus a subi un glissement profond en phase d'exploitation (fin décembre 2010).

Au moment de la rupture, la pente n'était pas instrumentée et il n'y avait donc pas de mesures de déplacements disponibles avant la rupture. À part la chute de blocs de roches observée quelques minutes avant l'effondrement, rares sont les signes qui peuvent être associés à la rupture. Pour cette raison, la rupture analysée dans le cas d'étude est considérée comme étant relativement imprévue et soudaine.



Figure 0.1 Localisation du talus «petit D15 » par rapport au déblai D15

#### 4.4 Rétro analyse de la rupture du petit d15

La rétroanalyse est une étude de stabilité souvent réalisée après la rupture d'une pente. Elle est utilisée pour estimer les propriétés mécaniques (angle de frottement et cohésion) d'une pente au moment de la rupture. Elle vise à déterminer les causes d'instabilités en vue d'établir des mesures permettant d'arranger la situation ou d'empêcher que ces phénomènes ne se reproduisent ultérieurement. L'observation des événements et des éléments sur le terrain est le point de départ de l'étude. Généralement, une rétroanalyse commence par la détermination des données quantifiables au niveau des phénomènes observés. Ensuite, les mécanismes d'instabilités potentiels sont identifiés à partir de ce qui est observé sur le terrain ou tout simplement par hypothèses (Caumartin, 2008).

La rétroanalyse étudiée dans le cadre de cet article met l'accent sur les différents aspects entourant la dégradation du talus «petit D15». Elle présente en premier lieu les résultats d'analyses obtenus par la méthode d'équilibre limite à travers le logiciel SLIDE, et ensuite les résultats numériques obtenus par la méthode des différences finies via le logiciel FLAC.

##### 4.4.1 Hypothèses générales

Les hypothèses prises pour l'analyse de la stabilité du talus «petit D15», sont les suivantes :

- Le massif est supposé être un milieu continu et homogène ;
- Le comportement du massif obéit à la loi de Mohr-Coulomb ;
- Le régime d'écoulement est permanent et le poids volumique de l'eau est  $10\text{kN/m}^3$
- Les efforts dynamiques sont négligés ;
- On considère une rupture circulaire pour le logiciel SLIDE. Par contre, pour le logiciel FLAC aucune condition n'est pas faite à l'avance sur la surface de rupture

##### 4.4.2 Construction du modèle

La conception d'un modèle numérique dans la mécanique des roches, requiert la connaissance complète du massif, la définition de la géométrie et des limites physiques de la zone d'analyse. Elle correspond à la partie du talus qui sera l'objet d'une modélisation. Il faut considérer juste une partie de la structure, car la modélisation de la totalité du massif entraînerait d'une part des temps de calcul trop longs et d'autre part nécessiterait une mémoire informatique plus grande: plus la dimension d'un modèle sera importante, plus le temps de simulation sera long (Starfield

et Cundall, 1988). Il est donc indispensable de trouver un compromis et de se donner des critères pour déterminer les dimensions du volume à modéliser. Il s'agit d'un facteur important à considérer lors du dimensionnement de la zone d'analyse.

#### 4.4.2.1 Définition de la zone d'analyse et position du problème

Les limites du modèle sont en fonction des dimensions de la zone d'instabilité. Selon une coupe longitudinale (Figure 4.2), la hauteur de la base du modèle est plus élevée que la moitié de la hauteur de la projection de la pente selon la verticale ( $H$ ). De plus, la longueur à l'arrière du sommet de la pente est plus élevée que la longueur de la projection de la pente selon l'horizontale ( $W$ ). Ces règles de dimensionnement sont proposées par Lorig et Varona (2001) pour des modèles numériques utilisant la méthode des différences finies et des éléments finis. Selon la figure 4.2, la hauteur de la projection de la pente selon la verticale ( $H$ ) est 20 mètres alors que la hauteur déterminée de la base est d'environ de 15 mètres. De plus, la longueur de la projection de la pente selon l'horizontale ( $W$ ) est de 40 mètres tandis que la longueur déterminée à l'arrière du sommet de la pente est d'environ 70 mètres. La largeur globale du modèle est d'environ 135 mètres.

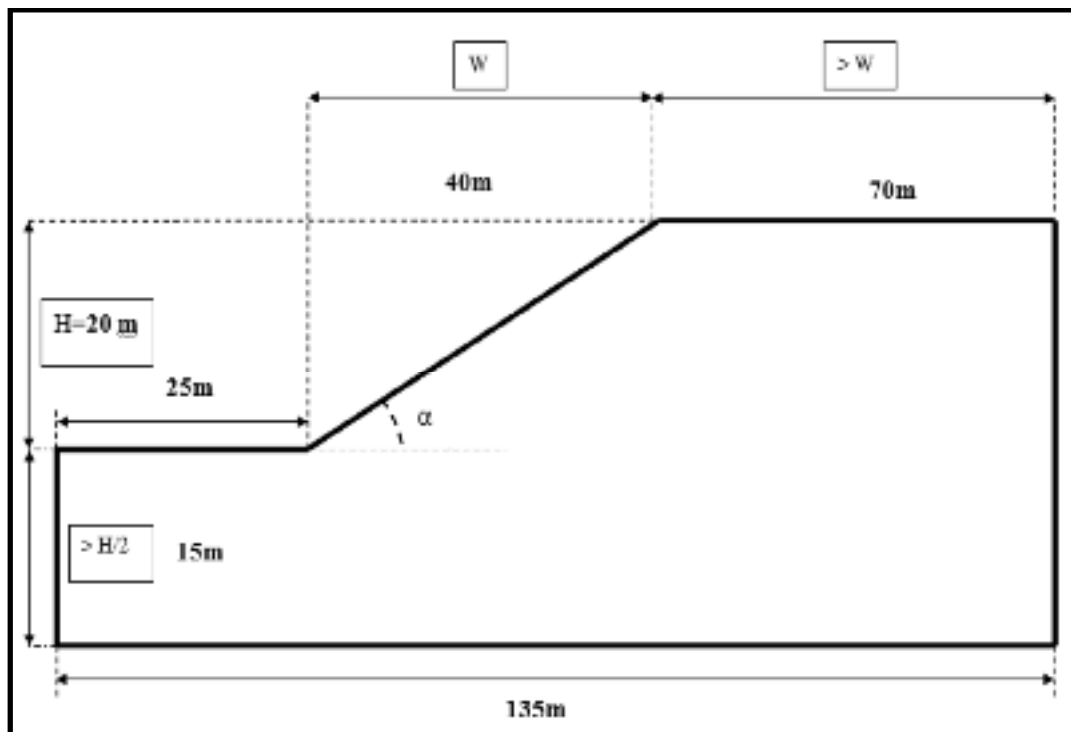


Figure 0.2 Dimensions minimales pour un modèle en deux dimensions

#### 4.4.2.2 Localisation de la ligne de rupture

La nature du massif et les constatations visuelles du site confirment que ce glissement est du type rotationnel. De même, les calculs effectués par la méthode de calcul à l'équilibre limite à l'aide du logiciel SLIDE (Figure 4.3 (1)) et ceux effectués en différences finies à travers le logiciel FLAC (Figure 4.3 (2)) s'accordent avec les observations faites sur le terrain et confirment l'hypothèse d'une rupture circulaire. Cette étude sera basée sur l'hypothèse d'une rupture circulaire qui se développe au pied du talus.

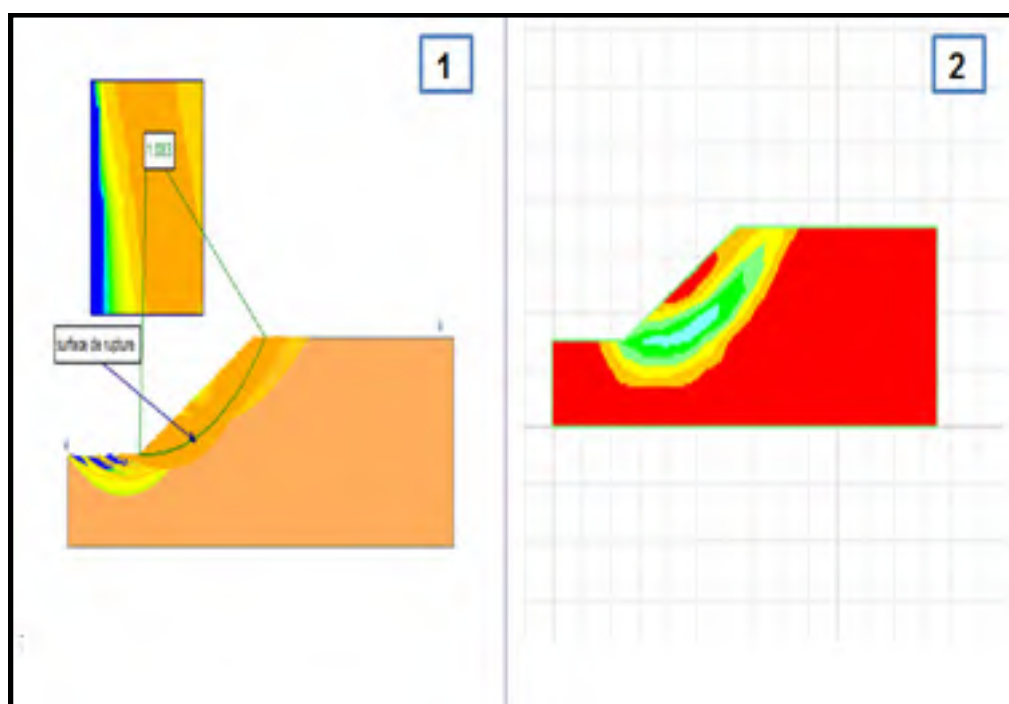


Figure 0.3 Localisation de la ligne de rupture potentielle du talus à l'aide du logiciel SLIDE (1) et à l'aide du logiciel FLAC (2)

#### 4.4.3 Conditions aux frontières

Les conditions aux frontières permettent de donner une dimension finie au problème à résoudre et d'utiliser le ou les axes de symétrie pour réduire la dimension du modèle. Les conditions aux frontières de la simulation numérique sont les suivantes :

- Les déplacements horizontaux ont été fixés à zéro sur les deux (2) frontières verticales du modèle. Cette condition frontière est représentée par un « X » à la figure 4.4
- Les déplacements horizontaux et verticaux ont été fixés à zéro à la base du modèle. Cette condition frontière est représentée par un « B » à la figure 4.4.

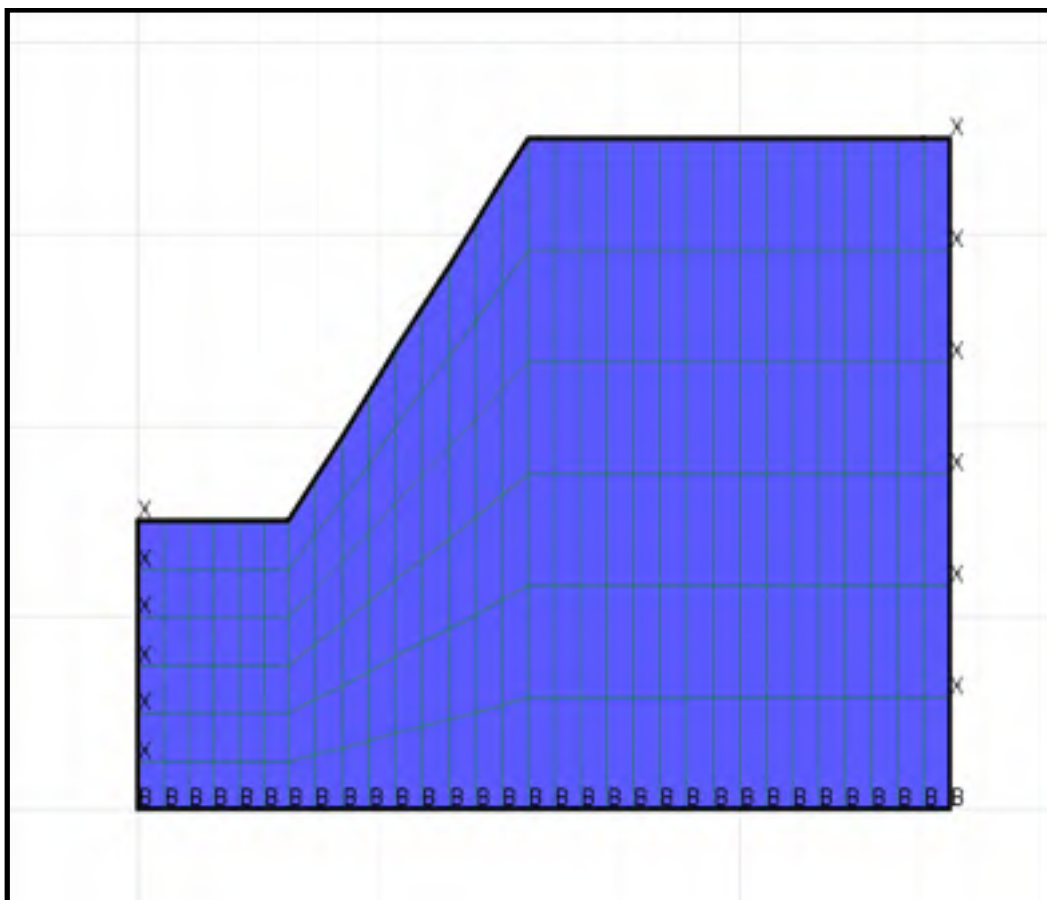


Figure 0.4 Localisation des conditions aux frontières pour les déplacements

#### 4.4.4 Paramètres du massif rocheux

Les caractéristiques du massif rocheux du talus «Petit D15» qui sont utilisées dans les simulations numériques sont fournies dans le tableau 4.1 ci-dessous.

Tableau 0.1 Propriétés du massif rocheux du «Petit D15»  
Tiré d' Ejjaaouani et Boujemaoui (2014)

Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Cohésion (kPa)	Angle de Frottement (°)	Module d'élasticité (Pa)	Module de cisaillement (Pa)
1800	30	19	10 <sup>8</sup>	3 × 10 <sup>7</sup>



#### **4.4.5 Analyse avec la méthode d'équilibre limite (utilisation du logiciel SLIDE)**

##### **4.4.5.1 Présentation du logiciel SLIDE**

Le logiciel SLIDE, développé par Roc science à Toronto au Canada est fréquemment utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus rocheux. Il est basé sur la méthode d'équilibre limite, qui peut être appliquée pour évaluer le facteur de sécurité (analyse déterministe) ou la probabilité de défaillance (analyse probabiliste) selon une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Ce logiciel qui est simple à utiliser, peut être utilisé pour tous les types de sol, de talus rocheux, de remblais, des barrages en terre et les murs de soutènement. Il comprend une analyse intégrée des infiltrations d'eau souterraine par éléments finis pour les conditions stationnaires ou transitoires. SLIDE possède également de nombreuses fonctionnalités de modélisation et d'analyse probabilistes. En effet, tous les paramètres d'entrée du modèle peuvent être définis comme des variables aléatoires, de sorte qu'une probabilité de défaillance peut être calculée. Une analyse de sensibilité peut également être effectuée (Roc science, 2020).

En plus de la version 2D du logiciel SLIDE (SLIDE 2), ce code possède aussi une version tridimensionnelle (SLIDE 3) avec lequel les utilisateurs peuvent calculer les ruptures des talus rocheux dans n'importe quelle direction sans avoir à définir la direction à l'avance, augmentant ainsi l'efficacité de la modélisation et de l'analyse. C'est un nouvel outil qui permet aux ingénieurs géotechniciens de calculer le facteur de sécurité de géométries complexes de stabilité de pente 3D que les modèles 2D ne peuvent pas entièrement simuler (Roc science, 2020).

Une étude de stabilité par le code de calcul SLIDE 2 est réalisée sur le talus «petit D15» pour étudier les causes de sa rupture. En considérant des surfaces de rupture circulaire, les coefficients de sécurité ont été calculés en utilisant les méthodes de: Bishop simplifié, Fellenius, Spencer, Janbu simplifiée et Morgenstern-Price.

##### **4.4.5.2 Étude de stabilité du petit D15**

###### **▪ Effet du poids propre seul**

Les résultats des analyses de la stabilité du talus « petit D15» sous l'effet du poids propre seul en utilisant les différentes méthodes classiques basées sur la méthode de calcul en équilibre limite sont présentés dans le tableau 4.2 ci-dessous. Les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 4-a. Après calcul du coefficient de sécurité du versant avec le logiciel SLIDE sous l'effet de la charge gravitaire seule du talus, on a trouvé un facteur

de sécurité moyen ( $FS_{\text{moy}}$ ) de 1.558, cette valeur montre clairement que le talus est stable sous l'effet du poids propre seul en l'absence de la nappe. On va analyser par la suite sa stabilité sous l'effet combiné du poids et de l'eau.

Tableau 0.2 Résultats des différentes méthodes classiques

Méthodes	Facteur de sécurité
Bishop simplifié	1.59
Fellenius	1.52
Spencer	1.58
Janbu simplifiée	1.50
Morgenstern-Price	1.59
Moyenne	1.56

#### ▪ Effet de la nappe

Dans ce cas d'étude, l'eau semble a priori avoir joué un rôle déterminant dans le déclenchement de cette instabilité. En effet, les observations réalisées sur le site ont permis de mettre en évidence la présence d'un écoulement d'eau au niveau de couronnement de la montagne sur laquelle est effectué le déblai D15. Dans cette analyse, on va mener une analyse paramétrique avec quatre profondeurs de nappe différentes ( $H=5$ ;  $H=10$ ;  $H=15$  et  $H=20$  m), ce qui permet d'une part de tenir compte des effets de l'eau sur la stabilité du talus, et d'autre part de savoir si le rabattement de la nappe pourrait être une solution de stabilisation. Cette analyse paramétrique est réalisée avec les différentes méthodes classiques pour les quatre profondeurs envisagées. Les différents résultats obtenus sont illustrés dans le graphique de la figure 4.5 ci-dessous et les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 4-b.

D'après les résultats du graphique ci-dessous, on constate que le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation du niveau de la nappe. On peut donc penser que l'eau a joué un rôle non négligeable dans le déclenchement de cette instabilité, d'autant plus que le déblai est constitué en son sommet d'un replat qui permet en cas de pluie de recueillir les eaux qui ne peuvent que s'infiltrer dans la masse en direction des couches les plus profondes. Ceci va faciliter l'affaiblissement des paramètres mécaniques et aussi l'apparition des pressions interstitielles agissant comme forces déstabilisatrices sur la zone en équilibre limite. On pense donc que le

rabattement de la nappe est une solution envisageable et recommandée pour la stabilité du talus petit D15.

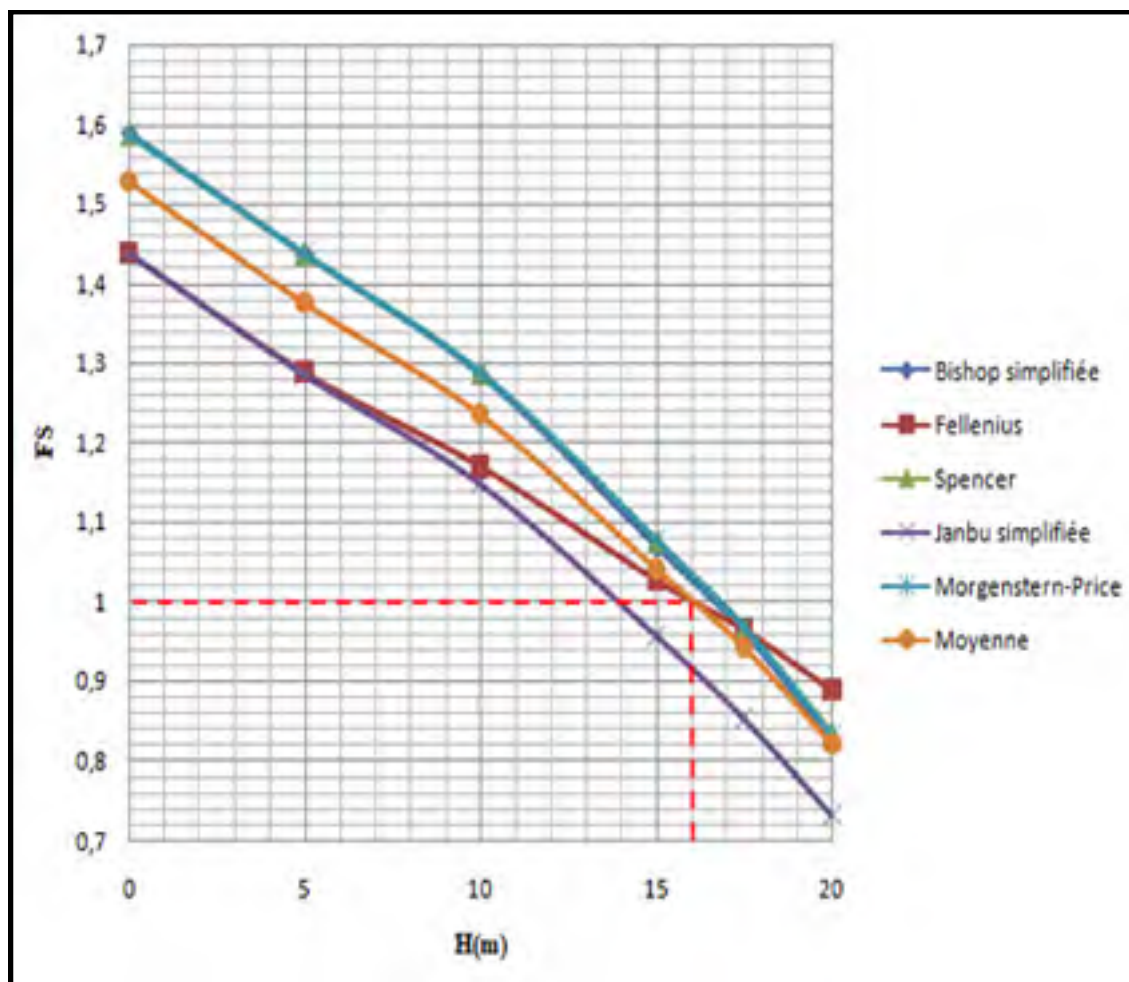


Figure 0.5 Variation du FS par rapport au niveau de la nappe

Selon la figure 4.5 ci-dessus, le talus est stable à l'état sec. En présence de nappes, il devient instable et s'effondre dès que le niveau de la nappe dépasse 16 m.

#### ▪ Causes probables de glissement

Sous l'effet du chargement gravitaire seul, la valeur du facteur de sécurité obtenue est égale à  $F=1,558$ . On peut alors penser que le versant est stable. Toutefois, sa rupture a déjà eu lieu. Pour la justifier, on va donc examiner les effets réels d'une chute de résistance des sols et d'une variation éventuelle du niveau de la nappe.

Une analyse de sensibilité est menée afin de déterminer l'influence de la variation des paramètres mécanique (angle de frottement et la cohésion) sur la stabilité du petit D15 et à quelles valeurs de ces paramètres, la pente est en état limite de stabilité ( $FS > 1$ ).

Comme illustré dans les figures 4.6 et 4.7 respectivement, la variation de la cohésion d'une valeur de plus ou moins 25 %, fait varier le facteur de sécurité (FS) d'une valeur de 4 à 5 % et la variation de l'angle de frottement d'une valeur de plus ou moins 25 %, fait varier le facteur de sécurité d'une valeur de 20 à 21%. On remarque également que le talus est en état d'équilibre limite ( $FS = 1$ ) pour un angle de frottement égal à  $26^\circ$ . Pourtant, le versant reste stable ( $FS \geq 1$ ) pour toutes les valeurs de la cohésion. Par conséquent, l'influence de l'angle de frottement sur la stabilité du talus petit D15 est plus importante que celle de la cohésion.

Les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation sont en annexe 4-c pour les cohésions et en annexe 4-d pour les angles de frottement.

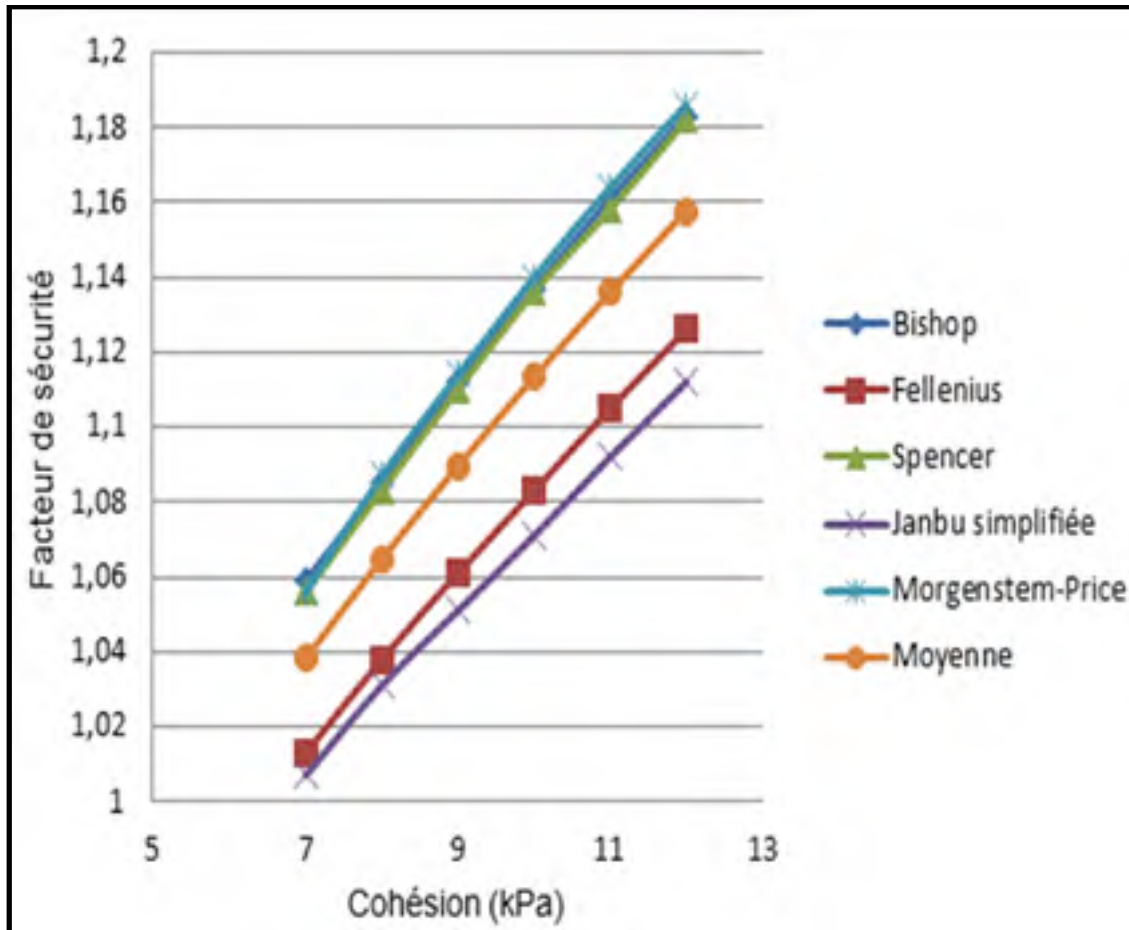


Figure 0.6 Influence de la cohésion sur le facteur de sécurité

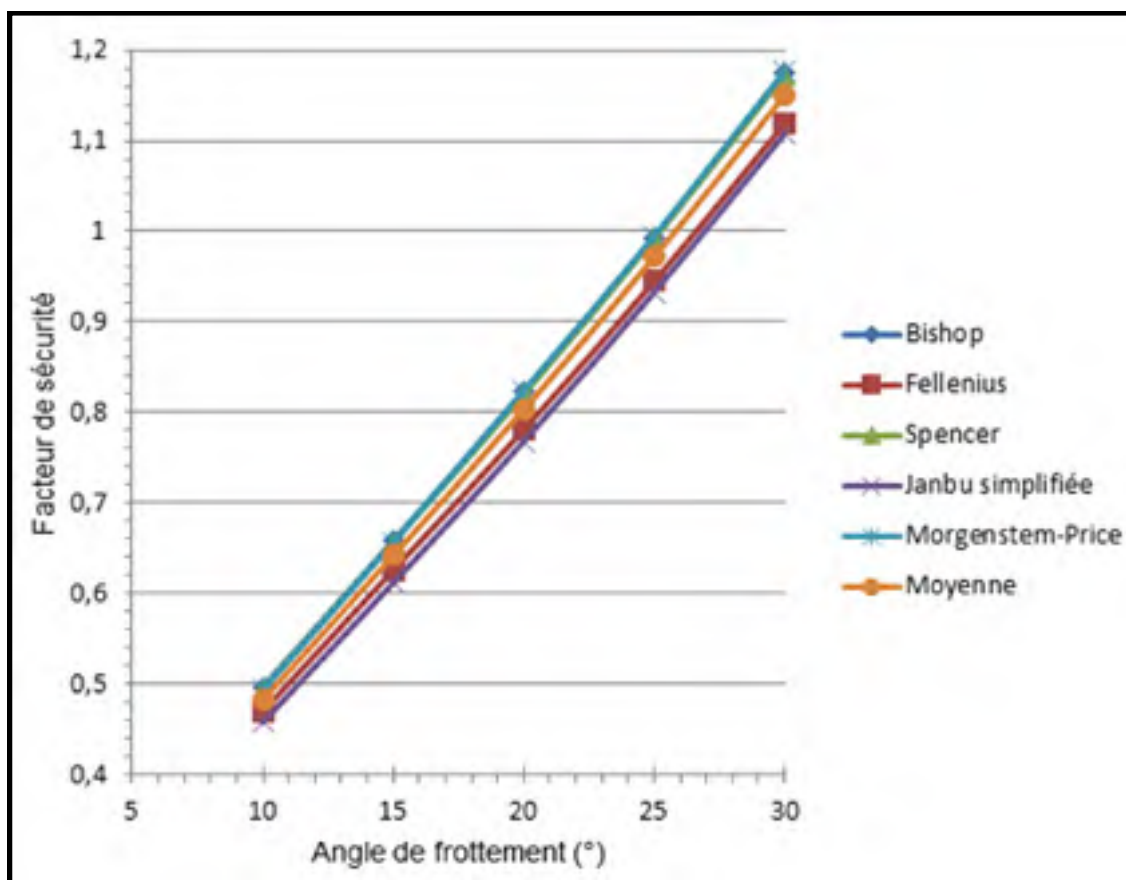


Figure 0.7 Influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité

#### 4.4.6 Analyse avec la méthode des différences finies

Les limitations de la méthode de calcul à l'équilibre limite ne permettent pas d'expliquer complètement le phénomène. Par conséquent, il est jugé nécessaire d'approfondir l'étude sur les différentes causes potentielles de l'instabilité avec un autre logiciel basé sur la méthode numérique continue. Dans ce qui suit, différents scénarios sont analysés à l'aide du modèle FLAC de façon à mieux comprendre les mécanismes de ruptures.

##### 4.4.6.1 Présentation du modèle FLAC

Le logiciel FLAC2D (version 8.0) de la compagnie Itasca a été choisi pour la simulation numérique. C'est un logiciel en deux dimensions qui utilise la méthode des différences finies largement utilisée en génie civil et génie minier pour traiter les problèmes géotechniques.

Le code FLAC traite le problème comme un milieu continu, dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Il permet d'introduire des discontinuités. Cependant, la réponse globale du massif est dominée par la déformation de la roche.

Cette version du logiciel FLAC permet d'utiliser (14) lois de comportement des matériaux (Mohr-coulomb, Hoek et brown, Ubiquitous-joint, Drucker-Prager et autres). La difficulté est de déterminer son domaine d'application, en particulier le taux de fracturation à partir duquel le comportement d'un massif rocheux est assimilable à celui d'un milieu continu (Itasca, 2019).

FLAC 3D est utilisé pour modéliser certains problèmes en géotechniques qui sont de leur nature tridimensionnelle. En ce qui concerne le maillage, FLAC 2D permet de le raffiner avec des temps très raisonnables. Toutefois le raffinement avec FLAC 3D implique des temps de calcul considérables vu l'augmentation du nombre de zones (Talhaoui, 2019).

La formulation de l'écoulement dans le logiciel FLAC est basée la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. FLAC utilise la configuration Ground water (Config GW) pour l'analyse de l'interaction sol-fluide.

Un modèle pratiquement identique à celui créé par la méthode d'équilibre limite est généré dans le logiciel FLAC. Les facteurs de sécurité et les déplacements pour différents scénarios (cas sec et cas humide) sont à nouveau calculés.

#### **4.4.6.2 Stabilité du petit D15**

##### **▪ Condition sèche**

L'analyse de la stabilité du versant «petit D15» en conditions sèches avec le logiciel FLAC 2D, enregistre une valeur de coefficient de sécurité égale à 1.64 et la concentration des contraintes de cisaillement maximales le long de la surface de rupture circulaire (Figure 4.8). On remarque que la pente est stable pour les deux méthodes: la méthode de l'équilibre limite via le logiciel SLIDE et la méthode des différences finies à travers le logiciel FLAC. Ces deux méthodes donnent des résultats presque similaires en termes de facteur de sécurité (Tableau 4.2) ci-dessus et (Figure 4.8) ci-dessous.

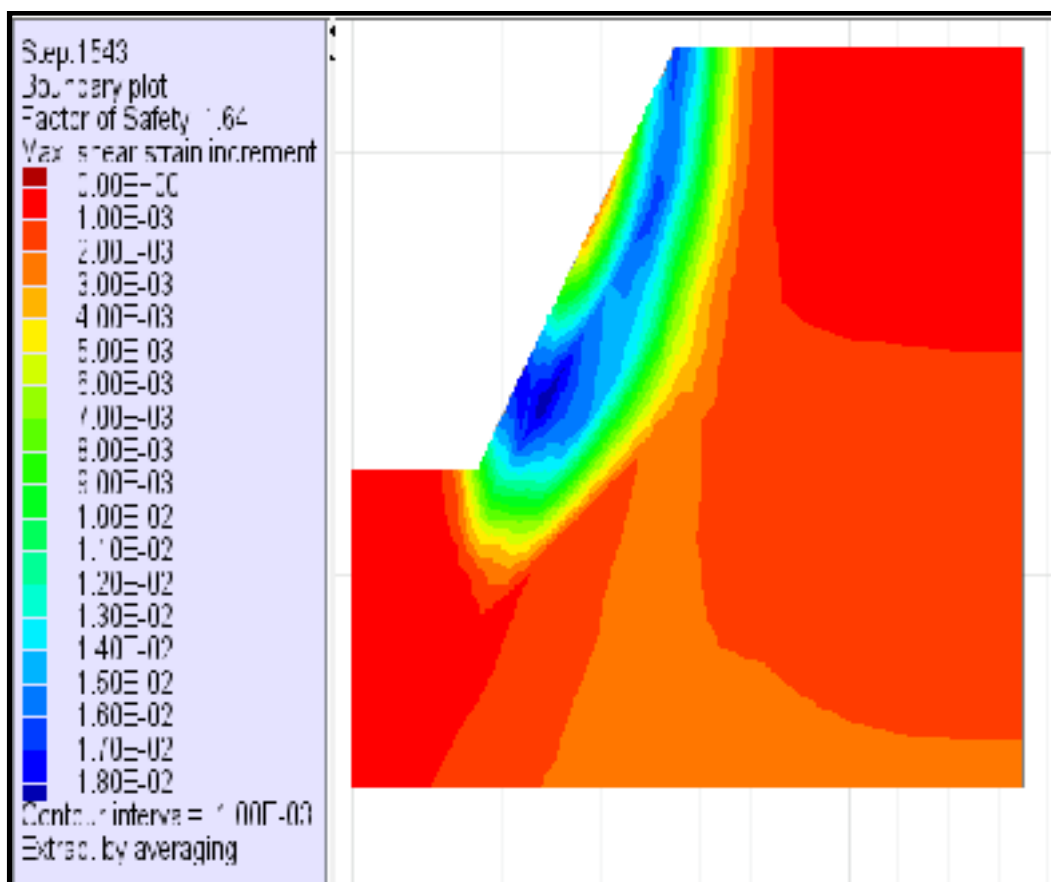


Figure 0.8 Stabilité du talus «petit D15» en condition sèche

Le calcul des déformations constitue le facteur le plus important pour évaluer le niveau de sécurité des versants rocheux. Les déplacements (en mètre) dans le massif rocheux qui sont calculés avec le logiciel FLAC permettent de connaître la stabilité relative du talus rocheux «petit D15» et de prédire l'arrivée d'une rupture généralisée lorsqu'ils se mettent à augmenter.

Les résultats obtenus montrent que les déplacements horizontaux maximaux sont enregistrés dans la partie centrale et superficielle du talus avec une valeur de 16 cm (Figure 4.9(A)). Dans la partie centrale profonde du talus, les déplacements horizontaux maximums montrent une intensité faible d'environ 4 cm, mais affectent une plus grande zone.

L'observation des déplacements verticaux du modèle montre que ces derniers sont enregistrés dans la crête du talus avec une valeur de 19 cm (Figure 4.9 (B)). On peut conclure que le comportement du talus petit D15 vis-à-vis déplacement est acceptable.

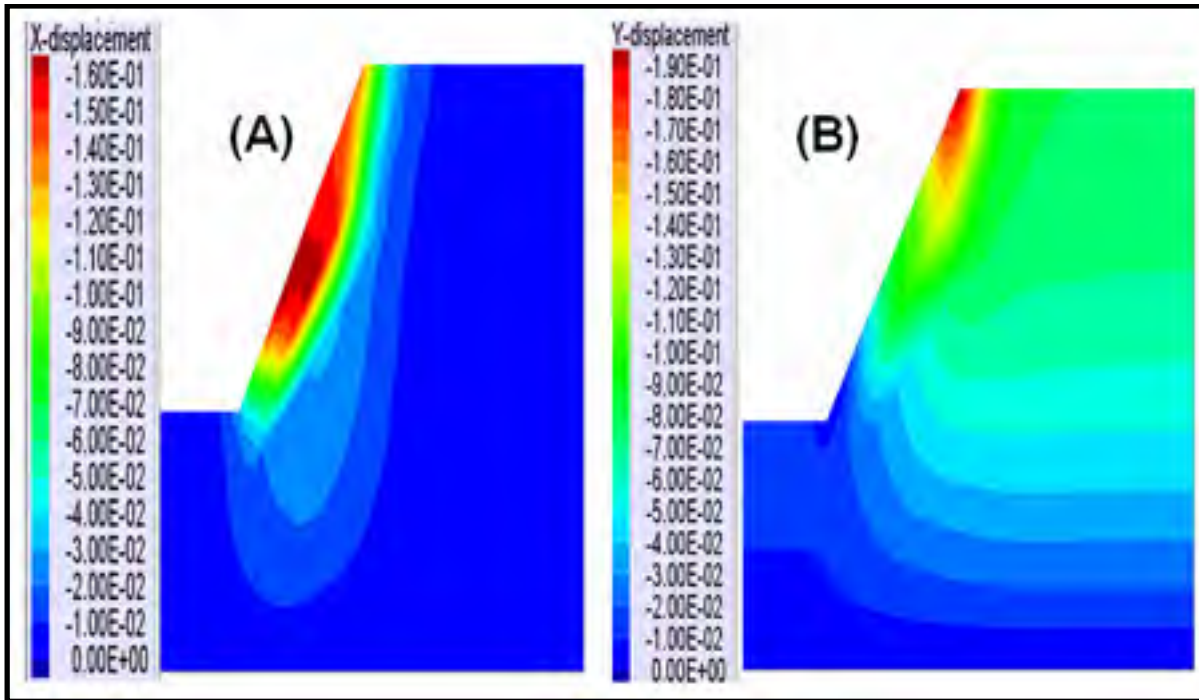


Figure 0.9 Déplacements horizontaux (A) et verticaux (B) en condition sèche

- **Condition humide**

Pour prendre en compte l'effet de l'eau dans les analyses de stabilité du petit D15, le niveau de la nappe phréatique critique (le plus élevé durant l'année) est utilisé. Pour cela, on considère un cas de saturation totale avec un niveau d'eau en surface ( $H=20\text{m}$ ).

La génération des pressions hydrauliques (pressions interstitielles initiales, potentiel hydraulique et degré de saturation) se fait automatiquement suite à la sélection du régime d'écoulement (statique ou permanent). Dans ce modèle, on a pris comme hypothèse que le régime est permanent : C'est à dire que les paramètres qui caractérisent l'écoulement (la pression, la vitesse, la température, l'accélération,...) ont une valeur constante au cours du temps. Les résultats sont représentés sur la figure 4.10 ci-dessous. La valeur du coefficient de sécurité enregistré est égale à 0.78 ( $FS=0.78$ ), cette valeur indique que le talus est instable.

Cette analyse vient de démontrer l'effet déstabilisateur provoqué par la nappe phréatique et approuve également les résultats obtenus par la méthode d'équilibre limite et qui sont illustrés dans la figure 4.5 ci-dessus. Les pressions interstitielles en pascal (Pa) sont aussi enregistrées sur cette figure.



Le déplacement horizontal maximal enregistré une valeur de 42.5 cm (Figure 4.11 (C)), et le déplacement vertical maximal indique une valeur de 37.5 cm (Figure 4.11(D)). Ce qui correspond à un accroissement considérable par rapport aux déplacements horizontaux et verticaux pour le cas où le talus est sans nappe d'eau.

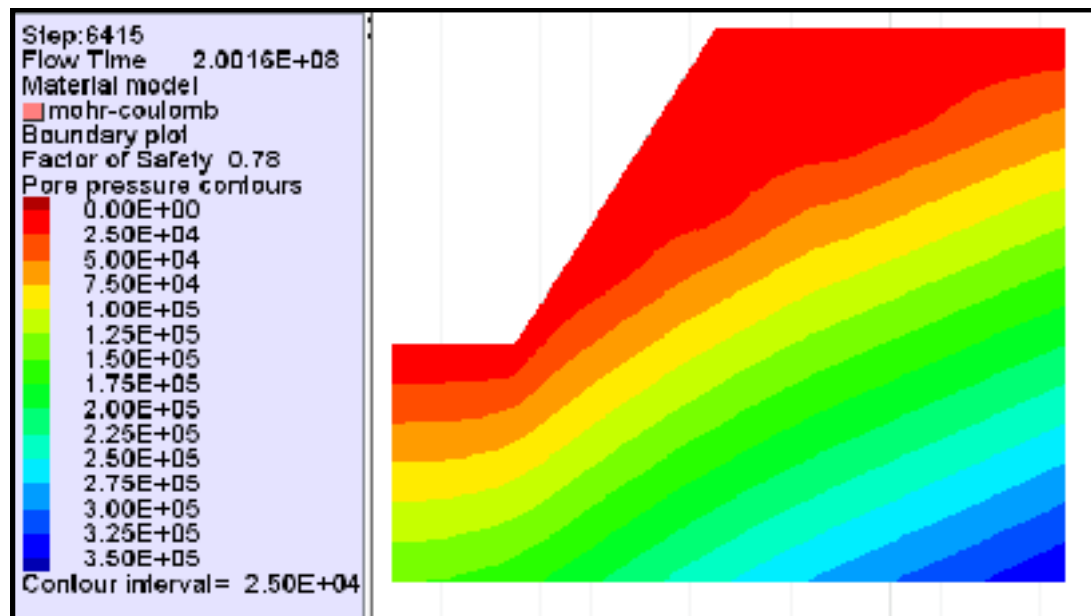


Figure 0.10 Pressions interstitielles (Pa) obtenues en fixant la nappe phréatique

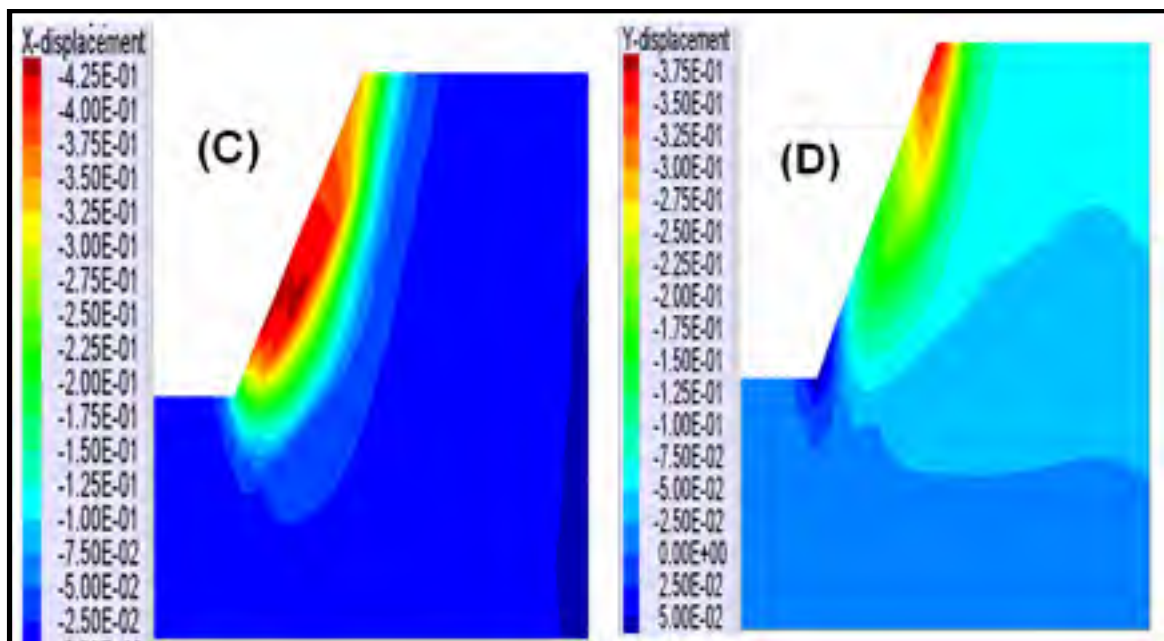


Figure 0.11 Déplacements horizontaux (C) et verticaux (D) avec présence de l'eau

### ▪ Sensibilité par rapport à l'angle de frottement

Dans cette section, l'influence de l'angle de frottement du massif sur les déplacements au sein de ce massif est étudiée.

L'objectif est de trouver l'angle de frottement à partir duquel, la rupture du talus peut avoir lieu. À cet égard, on a varié l'angle de frottement en partant de  $35^\circ$  jusqu'à  $15^\circ$  et on a cherché le déplacement maximal qui correspond à chacune de ces valeurs.

La figure 4.12 ci-dessous montre l'allure du graphique (déplacements versus l'angle de frottement). On constate que les déplacements maximums augmentent graduellement avec la diminution l'angle de frottement. On remarque également que la rupture aura lieu dès que l'angle de frottement est inférieur à  $16^\circ$  et c'est pratiquement les mêmes résultats obtenus lorsque la variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement est étudiée (Figure 4.13) ci-dessus. Les captures d'écran qui correspondent à chaque cas de simulation pour le calcul du facteur de sécurité sont en annexe 4-e.

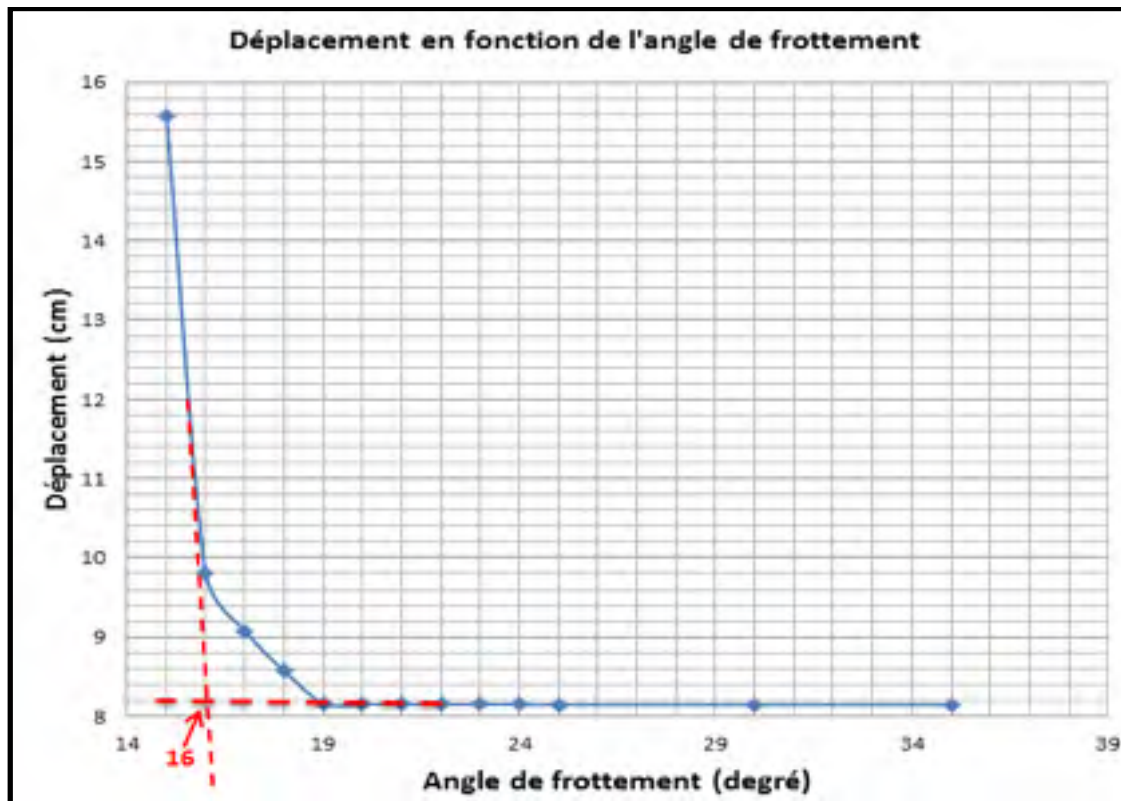


Figure 0.12 Déplacement en fonction de l'angle de frottement

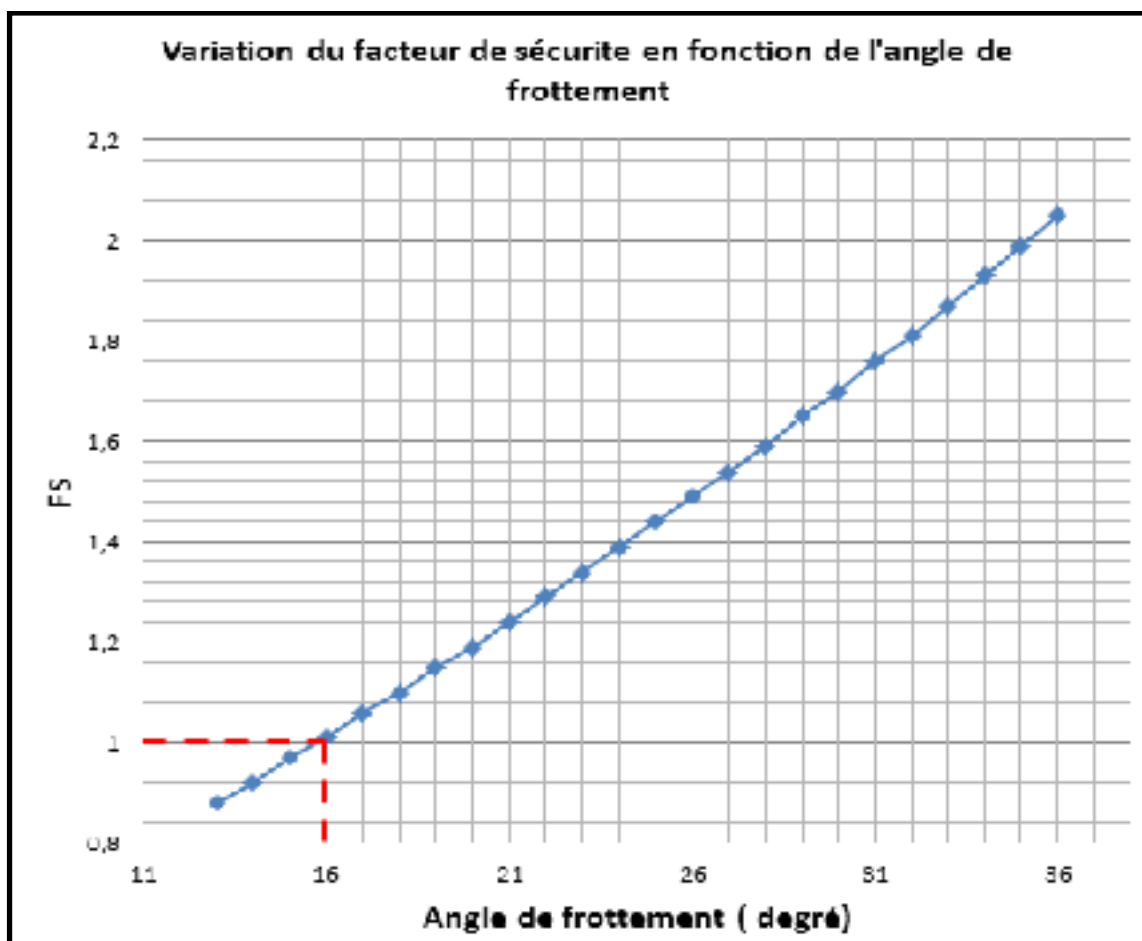


Figure 0.13 Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement

#### 4.5 Conclusion

Le talus «petit D15» est stable à l'état sec. En cas de conditions hydrauliques défavorables, le talus devient instable. La rupture du versant peut donc être attribuée à un changement dans les sollicitations dû à des conditions hydrauliques défavorables. En plus, l'analyse de sensibilité de l'angle de frottement a suggéré que la rupture est envisageable sous des conditions de la dégradation des propriétés mécaniques, plus précisément de la diminution cumulative de l'angle de frottement.

Les différentes analyses de stabilité par différences finies à travers le logiciel FLAC, et par la méthode de l'équilibre limite à travers le logiciel SLIDE, ont donné des résultats identiques en termes de coefficients de sécurité dans les deux cas sec et humide (Tableau 4.3) ci-dessous. Ces résultats témoignent de l'acceptabilité de faire appel à la méthode de calcul en équilibre

limite pour étudier la stabilité des talus excavés dans des massifs rocheux continus et homogène.

Tableau 0.3 Comparaison des résultats obtenus par les deux logiciels SLIDE et FLAC

	<b>Condition sèche (FS)</b>	<b>Condition humide (FS)</b>
Logiciel SLIDE	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ FS= 1.56</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ FS=0.82 pour H= 20 m</li></ul>
Logiciel FLAC	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ FS= 1.640</li><li>▪ <math>\delta h</math> max = 16 cm</li><li>▪ <math>\delta v</math> max = 19 cm</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ FS= 0.78 pour H= 20 m</li><li>▪ <math>\delta h</math> max = 42 cm</li><li>▪ <math>\delta v</math> max = 37.5 cm</li></ul>

## CHAPITRE 5

### INSUFFISANCE DE LA MÉTHODE D'ÉQUILIBRE LIMITE DANS L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DES TALUS ROCHEUX FRACTURÉS

Hakim AHMARI<sup>1</sup>, Gabriel j. ASSAF<sup>1</sup>

<sup>1</sup>École de technologie supérieure, département de génie de la construction,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3

Article publié dans la revue « Annales du Bâtiment et des Travaux Publics »,  
Janvier 2019

#### 5.1 Résumé

Le présent article s'intéresse aux méthodes utilisées dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés, plus précisément la méthode de calcul à l'équilibre limite et la méthode des éléments distincts (DEM). Le logiciel bidimensionnel UDEC est utilisé pour effectuer les analyses sur un modèle d'un talus rocheux fracturé, et le niveau de précision des résultats a été vérifié et validé sur un cas réel : Il s'agit du massif rocheux de la zone nord du déblai D15. Les simulations numériques réalisées montrent que les deux méthodes donnent des résultats différents en termes de glissement et de basculement des blocs constituant le talus. Cette étude a permis de montrer l'insuffisance de la méthode de calcul à l'équilibre limite dans l'examen de la stabilité des talus rocheux fracturés. En effet, l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs qui joue un rôle prépondérant dans la stabilité de ces talus et dans la quantité des ancrages à mettre en place pour les stabiliser n'est pas pris en compte dans cette méthode.

**MOTS-CLÉS** : Stabilité, talus, glissement, basculement, discontinuités

#### 5.2 Introduction

La majorité des analyses de stabilité de pentes rocheuses menées dans la pratique sont basées sur les méthodes traditionnelles de calcul à l'équilibre limite inchangées depuis des dizaines d'années (Nehab, Baba et Ouadif, 2014). Ces méthodes ne prennent pas en compte la déformabilité des joints et les contraintes existantes dans les massifs rocheux. Elles ne peuvent

pas identifier les mécanismes de déformation et de rupture complexe sur le plan géométrique ni les phénomènes de déformation et rupture progressive sur le plan mécanique (Tahiri, 1992). Ces types d'erreurs peuvent mener à des résultats erronés en termes de champs des contraintes (Yazdi, 2009). Ces méthodes classiques deviennent plus compliquées lors de l'apparition de phénomènes affectant la masse rocheuse comme l'effet de l'eau, l'effet sismique et celui de la discontinuité. Ces méthodes ne sont pas alors utiles pour étudier la stabilité des talus rocheux fracturés dans lesquels les surfaces de discontinuités, leurs géométries et leurs propriétés mécaniques jouent un rôle déterminant (Maiolino, Deveaud et Pellet, 2014).

Les modèles de calcul utilisant la méthode des éléments distincts (DEM) peuvent être appliqués à une grande variété de mécanismes de rupture: glissement plan, glissement dièdre, basculement, torsion de bloc et des modes complexes constitués de plus d'un des modes précédents (Yazdi, 2009). Par conséquent, ces méthodes de calcul sont des outils appropriés pour modéliser les masses rocheuses fracturées (Lin, Zhu, Deng et He, 2012).

L'objectif de cette étude est de démontrer l'inefficacité des méthodes traditionnelles de calcul à l'équilibre limite dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fissurés qui cause la rupture prématurée d'un nombre substantiel des chaussées. Les analyses sont effectuées en utilisant le logiciel UDEC (version 6) de la société ITASCA.

## 5.3 Méthodologie

### 5.3.1 Présentation de la méthode de calcul à l'équilibre limite

L'analyse de stabilité des pentes rocheuse s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode de calcul à l'équilibre limite. Cette méthode donne une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite à travers le calcul du coefficient de sécurité.

L'expression de ce facteur de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans cette étude on va se concentrer sur le cas d'une rupture plane (Figure 5.1) ci-dessous. L'établissement des équations d'équilibre le long du plan de glissement AB (plan de la faille) est primordial pour étudier la stabilité du bloc ABC. La résistance au cisaillement de la discontinuité AB est donnée par le critère de Mohr-Coulomb (Équation 5.1) :

$$\tau_{\max} = C + (\sigma_n \times \tan(\varphi)) \quad (5.1)$$

**C**: cohésion au niveau du plan de rupture;  $\sigma_n$  : contrainte normale à la surface;  $\varphi$ : angle de frottement.

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression (5.2) ci-dessous :

$$FS = T_{max} / T = [C + (\sigma_n \times \tan(\varphi))] / T \quad (5.2)$$

$T_{max}$ : la résistance au cisaillement;  $T$ : la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture

Si on remplace les différents paramètres de facteur de sécurité par leurs expressions, on obtient l'équation 5.3 ci-dessous :

$$FS = \tan(\varphi) / \tan(\Psi_F) + (2 \times C) / \{\gamma \times H \times \sin^2(\Psi_F) [1/\tan(\Psi_F) - 1/\tan(\Psi_T)]\} \quad (5.3)$$

$\Psi_F$ : le pendage du plan de glissement;  $\gamma$ : le poids volumique du massif rocheux; H: la hauteur du talus;  $\Psi_T$ : le pendage du talus.

Pour  $C=0$  ; le facteur de sécurité devient :

$$FS = \tan(\varphi) / \tan(\Psi_F) \quad (5.4)$$

La rupture du talus aura lieu si :  $\varphi < \Psi_F$  (5.5)

### 5.3.2 Présentation du modèle

Le logiciel UDEC basé sur la méthode des éléments distincts est utilisé pour faire des simulations numériques sur le modèle illustré à la figure 5.1 ci-dessous. Ce modèle est constitué d'un talus rocheux d'une hauteur de 92.5 m et d'un pendage de 56°. Le talus comporte une famille de discontinuités d'un pendage ( $\Psi_d$ ) et un angle de frottement ( $\Phi_D$ ) avec un espacement de 10 m. Le massif rocheux est découpé par une faille (AB) qui passe par le pied du talus et qui a un pendage ( $\Psi_F$ ) de 35.85°.

Comme il ne sera soumis qu'aux efforts de la gravité, la partie inférieure du modèle est considérée fixe, par conséquent, le bloc du bas ne se déplacera pas et ne chutera pas sous l'effet de la gravité.

Selon la figure 5.1 ci-dessous, la hauteur de la projection de la pente selon la verticale (H) est 92.5 mètres alors que la hauteur déterminée de la base est d'environ de 50 mètres. De plus, la longueur de la projection de la pente selon l'horizontale (W) est de 61 mètres tandis que la longueur déterminée à l'arrière du sommet de la pente est d'environ 74 mètres. La largeur globale du modèle d'environ 155 mètres.

Les caractéristiques du massif rocheux (roc intact et discontinuités) qui ont été choisies d'une manière aléatoire et qui sont utilisées dans les simulations sont fournies dans le tableau 5.1 ci-dessous.

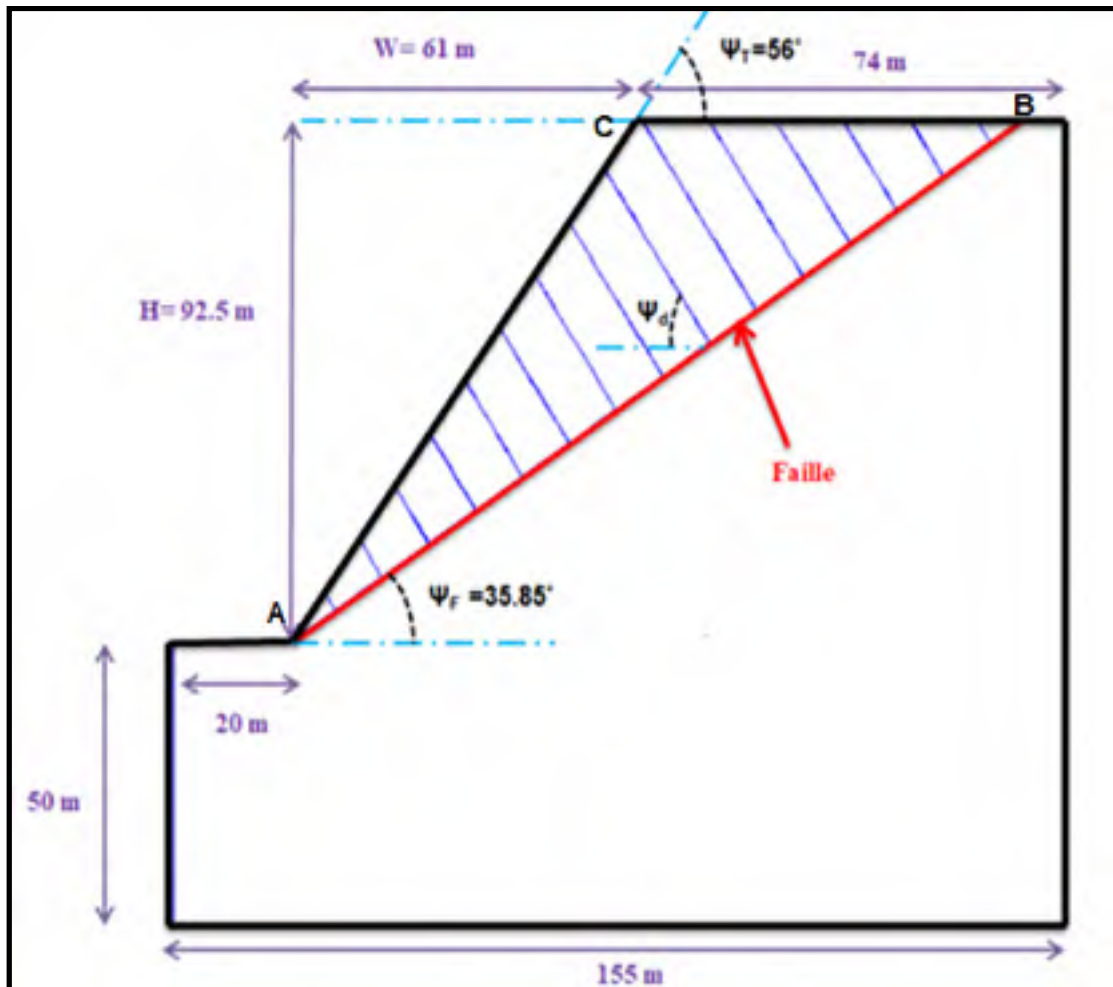


Figure 0.1 Modèle du talus utilisé dans les simulations numériques  
Tableau 0.1 Caractéristiques du massif rocheux (Roche intacte + Discontinuités)

	$\Phi$ (°)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	( $\nu$ )	$K_n$ (MPa)	$K_s$ (MPa)	$\Psi$ (°)
Roche intacte	-	2700	0.3	-	-	-



Discontinuités	-	-	-	$10^5$	$10^5$	60
Faille	-	-		$10^5$	$10^5$	35.85

Afin de saisir l'influence de certains paramètres des discontinuités inter-blocs sur la stabilité du talus, des analyses où les propriétés de la résistance sur ces plans structuraux seront modifiées sont effectuées. Les simulations sont faites en changeant à la fois l'angle de frottement du plan de faille ( $\Phi_F$ ) et l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs ( $\Phi_D$ ). La technique de réduction de la résistance au cisaillement implantée dans le logiciel UDEC est utilisée pour calculer le facteur de sécurité (Ugai et Leshchinsky, 1995).

## 5.4 Résultats et discussions

### 5.4.1 Résultats relatifs au glissement des blocs

Deux cas sont analysés et les résultats obtenus sont illustrés aux figures 5.2 et 5.3 ci-dessous. L'objectif est de savoir si l'inégalité 5-5 ci-dessus est toujours vérifiée et par conséquent, évaluer l'efficacité de la méthode de l'équilibre limite dans l'examen de la stabilité des talus rocheux fracturés.

- **Cas 1 :  $\Phi_F = 37^\circ$  ;  $\Phi_D = 60^\circ$  ; ( $\Phi_F > \Psi_F=35.85^\circ$ )**

Dans ce premier cas, l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs est égal à  $60^\circ$ . Ainsi, l'angle de frottement du plan de faille est égal à  $37^\circ$ , supérieur au pendage du plan de la faille qui est égale à  $35.85^\circ$ .

Les résultats obtenus sont illustrés à la figure 5.2 ci-dessous. Il ressort de cette figure que le déplacement maximal enregistré est de 0.61 cm et le facteur de sécurité est égal à 1.26 (supérieur à l'unité,  $FS > 1$ ). Le talus est donc stable. Par conséquent, l'inégalité 5.5 ci-dessus est bien vérifiée pour un angle de frottement des discontinuités inter-blocs égal à  $60^\circ$ .

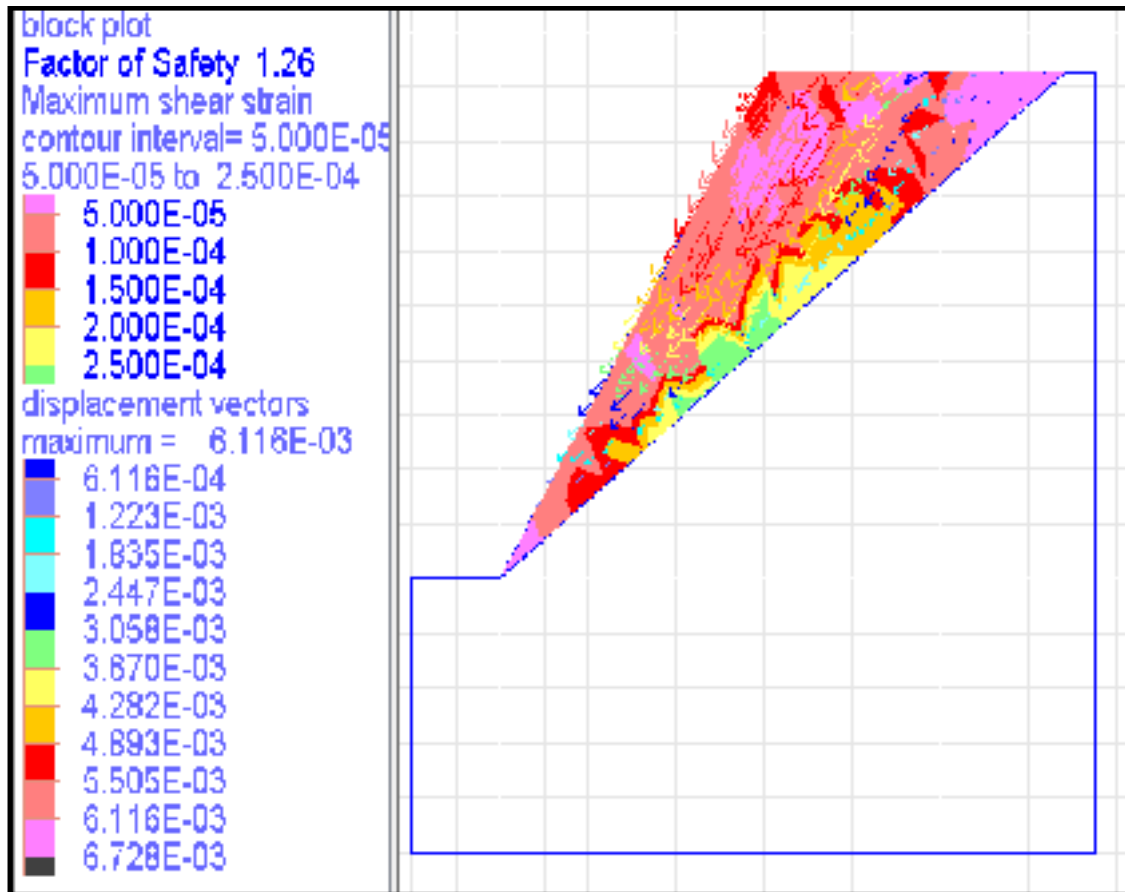


Figure 0.2 Déplacements des blocs pour le cas 1

▪ **Cas2 :  $\Phi_F = 37^\circ$  ;  $\Phi_D = 10^\circ$  ; ( $\Phi_F > \Psi_F = 35.85^\circ$ )**

Dans ce deuxième cas, l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs est diminué à  $10^\circ$  tandis que l'angle de frottement du plan de faille est inchangé ( $37^\circ$ ).

L'angle de frottement du plan de faille ( $\Phi_F = 37^\circ$ ) est supérieur au pendage du plan de faille ( $\Psi_F = 35.5^\circ$ ). Selon la méthode de calcul à l'équilibre limite, le bloc (ABC) ne devra pas glisser sur le plan de faille et le talus devra être stable.

En revanche, et selon les résultats illustrés à la figure 5.3 ci-dessous, un glissement important des blocs proches du pied du talus est survenu sur le plan de rupture (plan de faille) et le facteur de sécurité calculé en utilisant le logiciel UDEC est égal à 0.84 (inférieur à l'unité,  $FS < 1$ ), donc le talus est instable. Par conséquent, l'inégalité 5-5 n'est pas vérifiée, ce qui constitue une contradiction avec la méthode de calcul à l'équilibre limite.

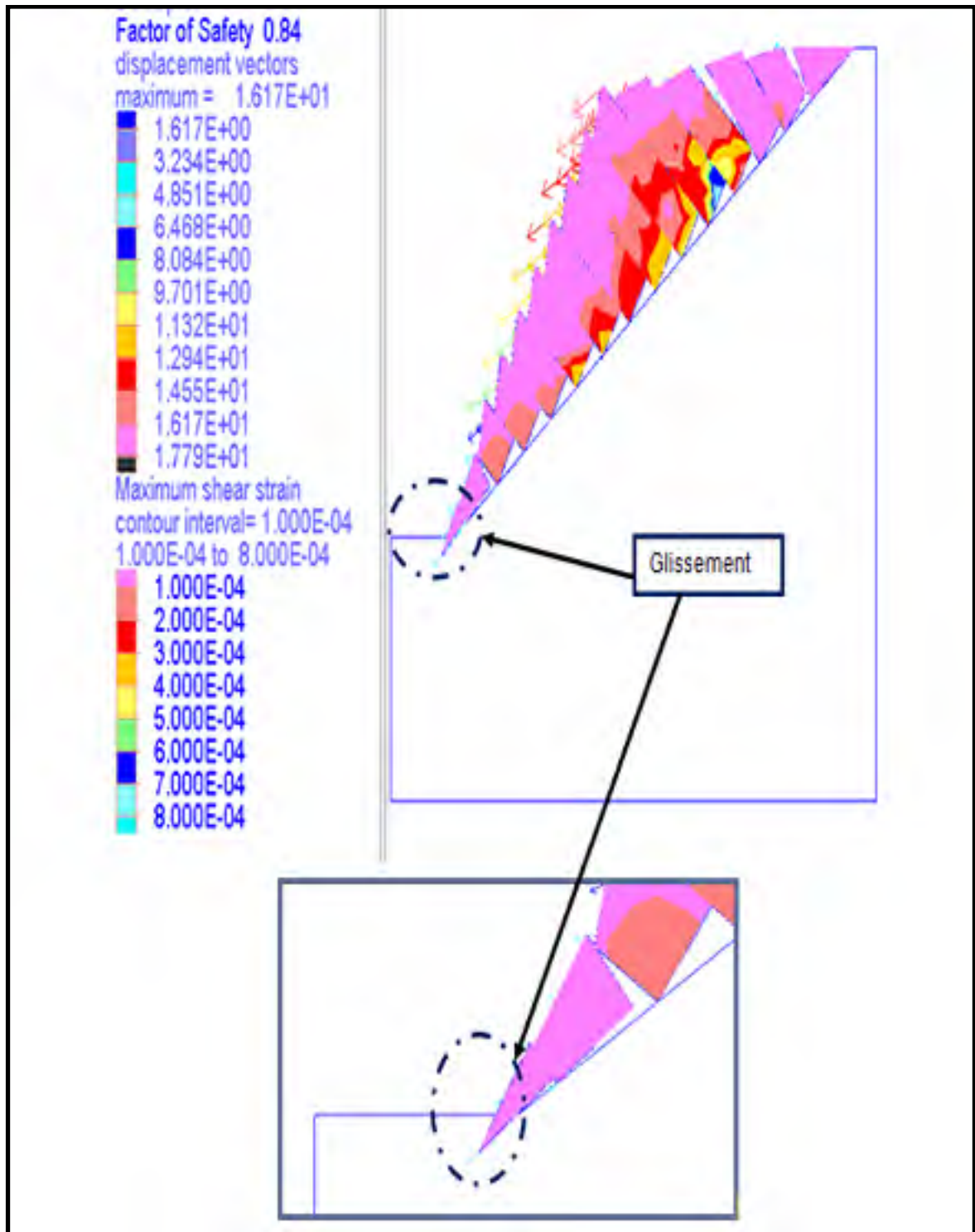


Figure 0.3 Déplacements des blocs pour le cas 2

De ce qui précède, on peut conclure que l'angle de frottement des discontinuités inter-bloc joue un rôle important dans l'évaluation de l'efficacité de la méthode de calcul à l'équilibre limite en

ce qui concerne l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés. En effet, lorsque cet angle prend des valeurs grandes (cas1) l'inégalité 5-3 est vérifiée. Du coup, la méthode de l'équilibre limite peut être utilisée. Cependant lorsque la valeur de cet angle prend des valeurs faibles (cas 2) l'inégalité 5-3 n'est plus vérifiée et par conséquent la méthode de calcul à l'équilibre limite ne peut pas fonctionner.

#### **5.4.2 Résultats relatifs au basculement des blocs**

Le fauchage ou le basculement des blocs est un mode de rupture possible pour les talus rocheux fracturés. C'est une déformation impliquant rotations et glissements des masses rocheuses. Il se produit dans les versants parcourus par une famille de discontinuités majeure.

Le cas 2 dont les résultats sont illustrés à la figure 5.3 ci-dessus reste un bon exemple pour ce phénomène de fauchage. Ces résultats montrent que la moitié supérieure du talus est presque détachée du massif. Les blocs de cette zone présentent le plus fort basculement avec des ouvertures importantes des joints inter-blocs. Il ressort également un basculement léger des blocs proches du pied du talus (partie inférieure du talus).

Les interactions et les frottements entre les blocs à travers les joints permettent un basculement très fort des blocs situés dans la partie supérieure, ce qui favorise le glissement et le basculement des blocs situés en bas sur le plan de faille. Ce phénomène de basculement est obtenu à cause de l'existence des joints inter-blocs avec un angle de frottement faible.

Contrairement à la méthode des éléments distincts, la méthode de calcul à l'équilibre limite ne peut pas prendre en compte cet aspect dans l'étude de la stabilité des talus rocheux fracturés.

Pour vérifier cette approche on va étudier dans la section suivante la stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15, ce massif qui a eu des problèmes de stabilité en 2010 et des blocs rocheux ont glissé sur un plan de faille malgré que l'angle de frottement de ce plan ( $23^\circ$ ) soit plus grand que son pendage ( $20^\circ$ ). Il est à noter que de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs était faible de l'ordre de  $10^\circ$ .

## 5.5 Application à un cas réel : le massif rocheux de la zone nord du déblai D15

### 5.5.1 Présentation du site d'étude (zone 2 du D15)

Le massif rocheux de la zone nord du déblai D15 qui est traité dans cette étude est situé au point kilométrique 350 de l'autoroute Marrakech-Agadir, à 25 km au sud du tunnel Zaouit ait Mallal, au niveau de la zone appelée Foug Jrana (Benguebour et Debbarh, 2014). Les réseaux de fractures sont bien visibles sur le massif. En effet, trois familles de discontinuité (Figure 5.4) et une faille en crête (Figure 5.5) de la falaise sont observables. L'existence du plan de faiblesse mécanique qui coïncide avec le plan de faille a favorisé en 2010 un glissement rocheux sur cette zone (en direction de Marrakech), avec un volume mobilisé de l'ordre du 1 million de m<sup>3</sup> (Derraji et Salhi (2012)).

On présente dans cette section les résultats d'une étude de stabilité effectuée sur ce massif rocheux fracturé. L'analyse est effectuée par la méthode des éléments distincts en utilisant le logiciel UDEC 2D. Les résultats obtenus montrent que ce massif rocheux présente des défailances le long du plan de faille malgré que l'angle de frottement de ce plan (23°) soit plus grand que son pendage (20°).

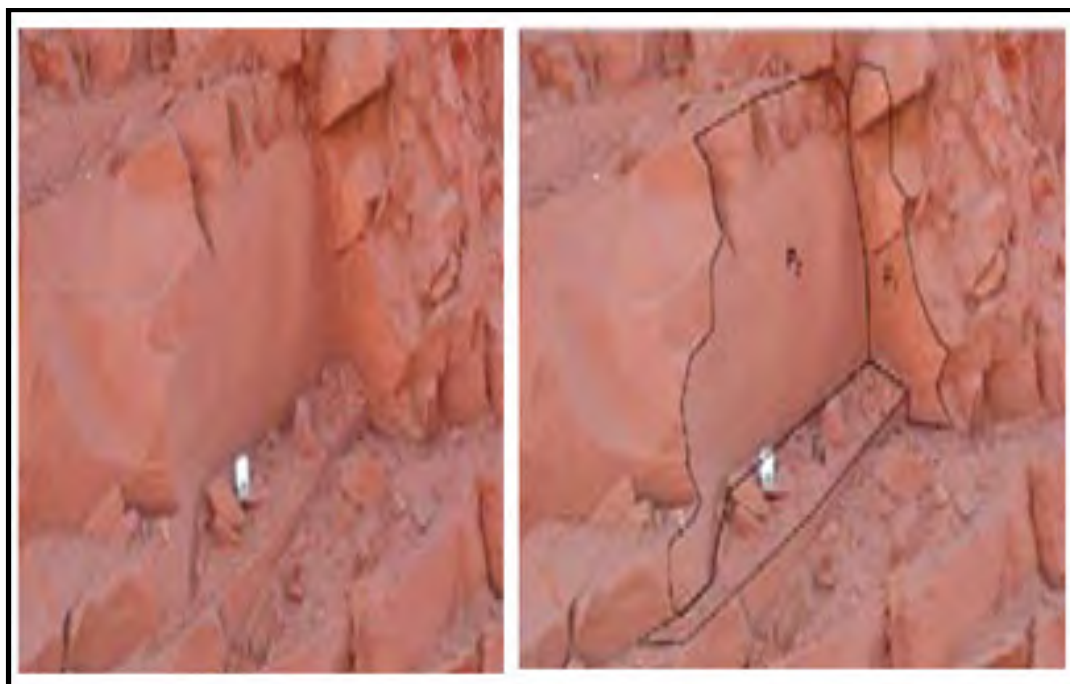


Figure 0.4 Les familles de discontinuités la zone nord du déblai D15  
Tirée d' Ejjaaaouani et Boujemaoui (2014)



Figure 0.5 Faille sur la zone nord du déblai D15  
Tirée d' Ejjaaaouani et Boujemaoui (2014)

### 5.5.2 Conception du modèle

#### ▪ Présentation du modèle

La figure 5.7 ci-dessous présente le modèle utilisé dans l'analyse numérique. Ce modèle simplifié est construit sur la base de la coupe transversale (AA) du massif rocheux de la zone nord du déblai D15 (Figure 5.6) et des visites sur le terrain.

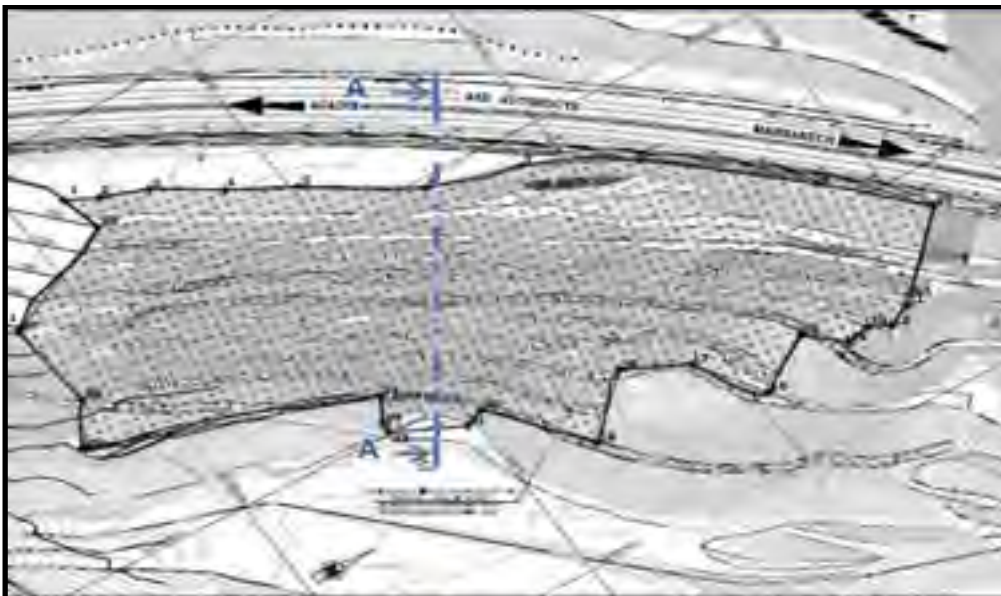


Figure 0.6 Vue en plan du déblai 15  
Tirée de Benguebour et Debbarh (2014)

Une section de 80 mètres de hauteur, traversée par trois familles de discontinuités et une faille a été simulée avec le logiciel UDEC. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé pour calculer la résistance au cisaillement et la technique de réduction de la résistance au cisaillement implantée dans le logiciel UDEC est utilisée pour calculer le facteur de sécurité.

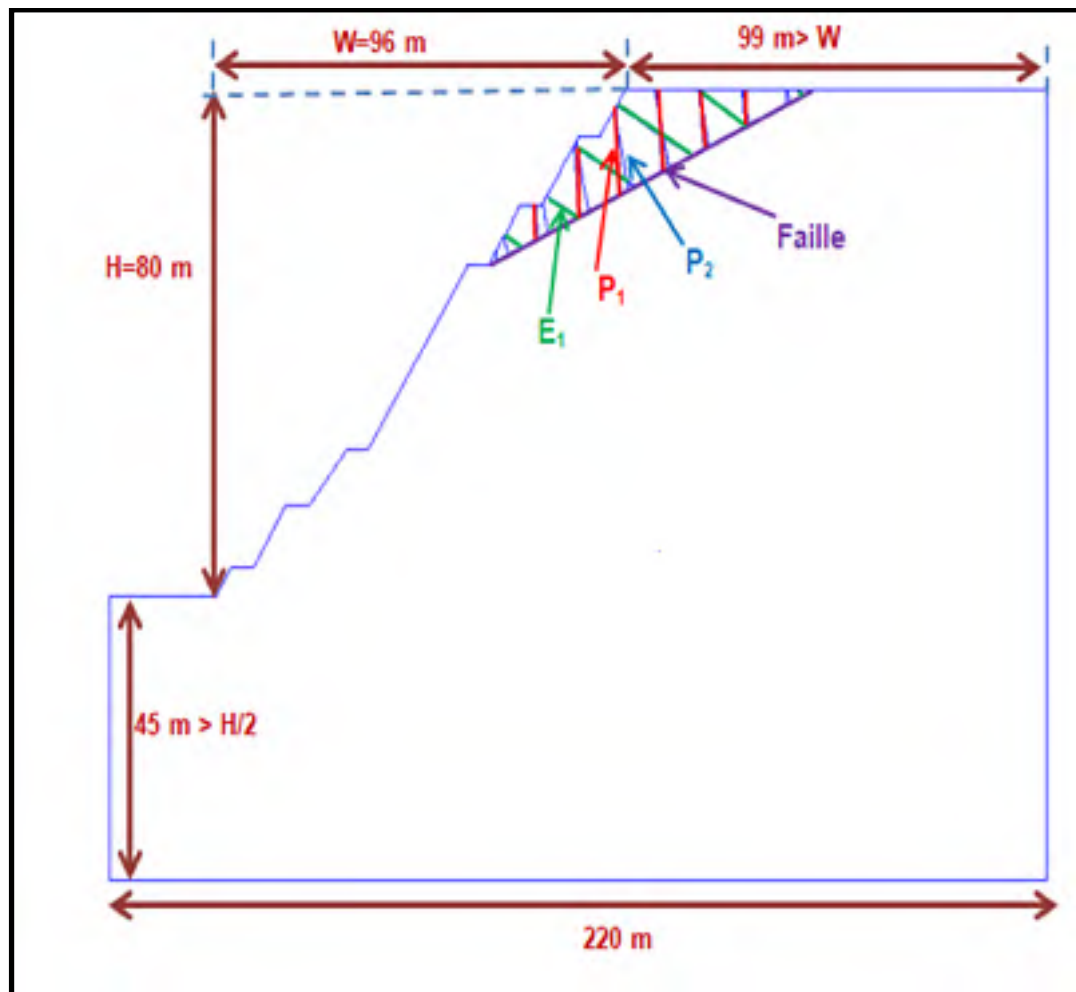


Figure 0.7 Modèle du massif rocheux de la zone nord du déblai D15

#### ▪ Conditions aux frontières

Les conditions aux frontières de la simulation numérique sont les suivantes :

- La partie inférieure du modèle est considérée fixe. Par conséquent, le bloc du bas ne se déplacera pas et ne tombera pas sous l'effet de la gravité
- les déplacements horizontaux ont été fixés à zéro sur les deux (2) frontières verticales du modèle;
- les déplacements horizontaux et verticaux ont été fixés à zéro à la base du modèle.

- **Maillage**

Même si cette analyse peut se faire en considérant les blocs parfaitement rigides, le fait de permettre une déformabilité et de définir une résistance à la matrice rocheuse permet de vérifier comment les contraintes se développent dans les blocs. Pour ce faire, l'onglet Alter permet de découper les blocs en éléments (zones) auxquels des propriétés de roche intacte pourront être données.

Comme ce zonage ne s'applique qu'aux blocs au-dessus de la faille, on va appliquer un maillage juste pour la partie du massif rocheux au-dessus de ce plan de faille (Figure 5.8). Le maillage doit être suffisamment fin surtout dans les zones où les variations des contraintes sont plus grandes tout en respectant la capacité du logiciel UDEC. Il doit être donc le résultat d'un compromis entre la capacité de calcul disponible dans le logiciel et la précision acceptable sur les résultats numériques. On choisit la commande (Zone scale to apply) dans le logiciel UDEC et on met la valeur 8. Cette valeur indique la longueur maximale admissible pour les côtés d'une zone triangulaire.

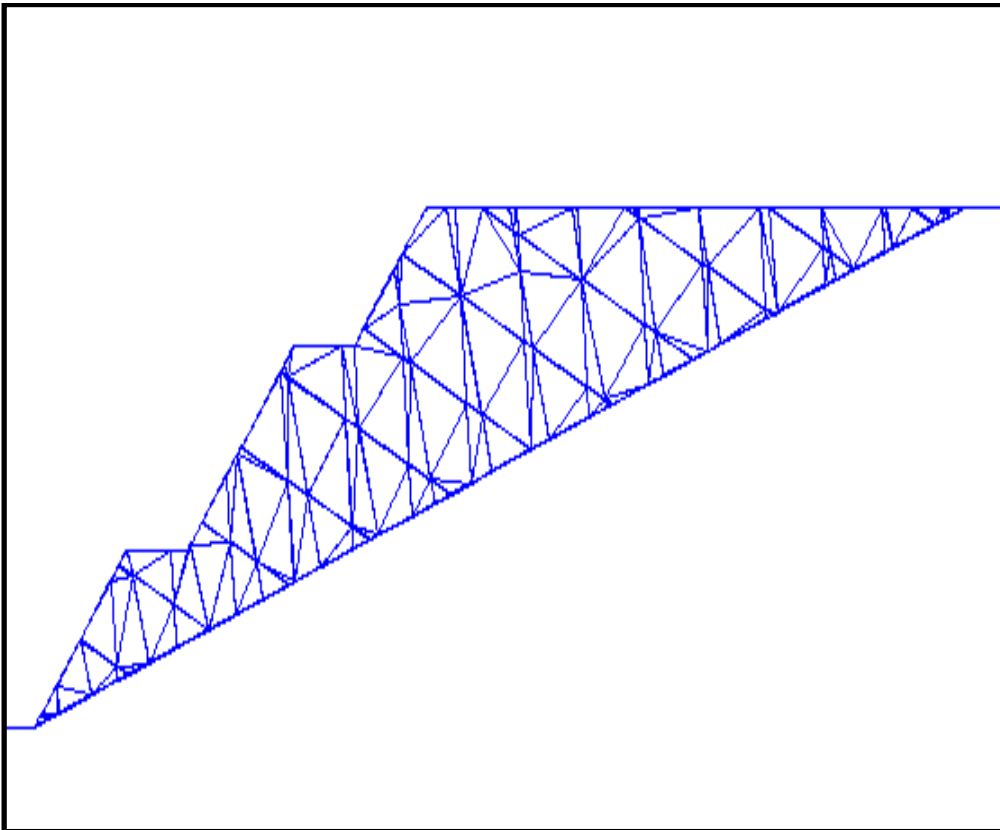


Figure 0.8 Maillages de la partie supérieure du plan de faille



### 5.5.3 Propriétés mécaniques et géométriques du massif rocheux

Le massif rocheux de la zone nord du déblai D15 est constitué principalement de grès qui présente les trois quarts de la masse rocheuse (Derraji et Salhi, 2012).

Les valeurs moyennes des caractéristiques mécaniques prises en compte dans les calculs de stabilité de ce massif sont présentées dans les tableaux 5.2 et 5.3 ci-dessous.

Tableau 0.2 Caractéristiques mécaniques des terrains de la zone nord  
Tiré de Derraji et Salhi (2012)

Massif rocheux	Densité	Cohésion (kPa)	Angle de frottement(°)
Plan de faille	2.6	20	23
Discontinuités	2.6	20	10
Matrice rocheuse	1.9	10	27

Tableau 0.3 Propriétés des discontinuités du massif de la zone nord  
Tiré de Derraji et Salhi (2012)

Propriétés	E1	P1	P2	Faille
Direction (°)	350	350	250	130
Pendage (°)	25	85	75	20
Espacement moyen (m)	4	4	4	-

### 5.5.4 Stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15

#### 5.5.4.1 Influence de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité

Après des simulations numériques sur le logiciel UDEC, on a abouti à un facteur de sécurité (FS) de 0.90, à un déplacement maximum enregistré de 9,44 cm et à un glissement sur le plan de la faille située dans la partie supérieure du massif (Figure 5.9). Ce résultat coïncide avec ce qui est observé sur le terrain. Ce qui constitue une contradiction avec la méthode classique de calcul à l'équilibre limite. Cette méthode qui indique que le massif devra être stable et qu'aucun glissement ne devra être enregistré sur le plan de glissement, puisque l'angle de frottement de ce plan ( $\Phi_F=23^\circ$ ) est supérieur à son pendage ( $\Psi_F=20^\circ$ ).

Cette rupture est due principalement à la valeur faible de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs ( $\Phi_D=10^\circ$ ). Cet angle qui est démontré auparavant jouant un rôle extrêmement important dans l'examen de la stabilité des talus rocheux fracturés.

La figure 5.10 ci-dessous montre l'évolution du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement des discontinuités inter-bloc ( $\Phi_D$ ). Elle illustre clairement que pour les valeurs de l'angle de frottement de ces discontinuités inférieures à  $35^\circ$ , le talus restera toujours instable ( $FS < 1$ ) malgré que l'angle de frottement du plan de faille est supérieur à son pendage.

Ces résultats prouvent l'effet majeur et capital de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs sur le contrôle et l'évaluation de la stabilité de ce talus rocheux fracturé.

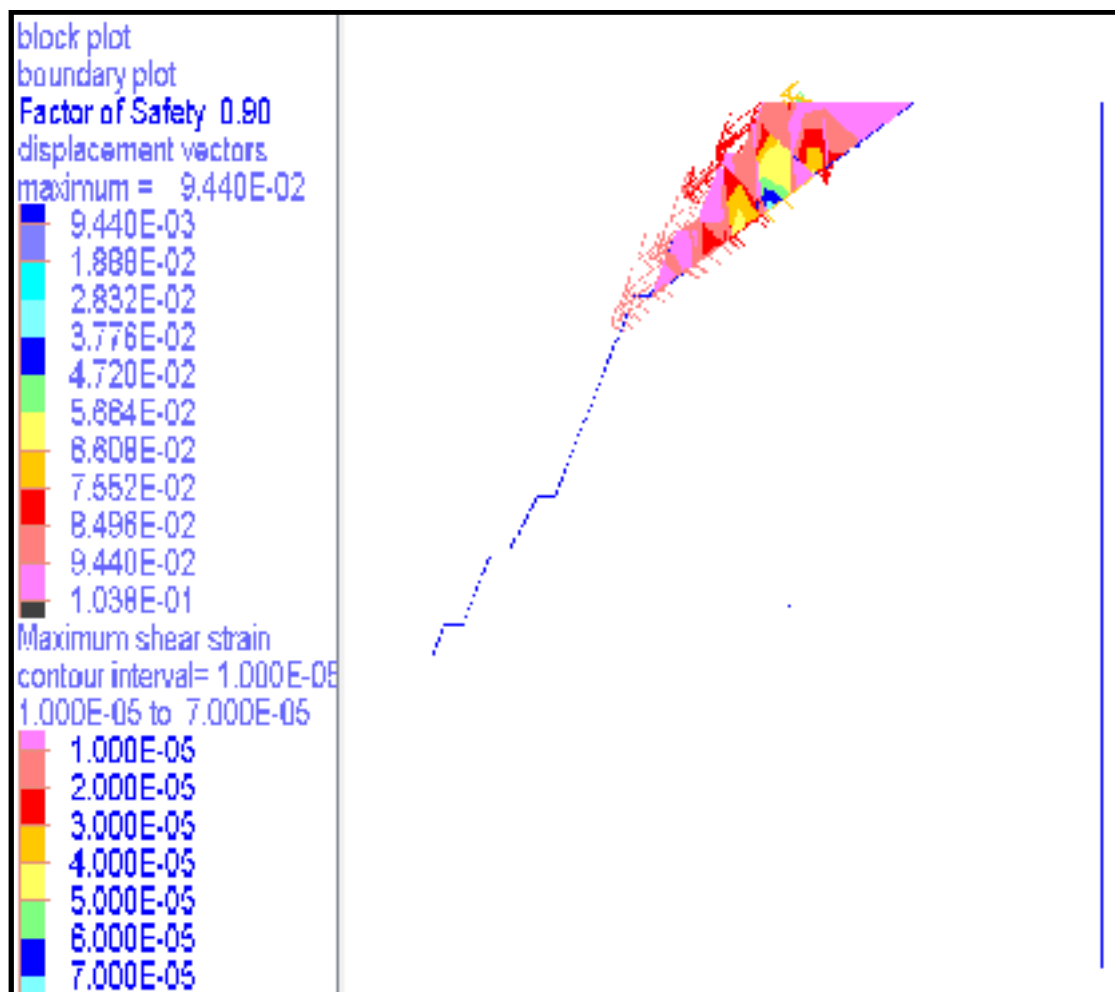


Figure 0.9 Stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15

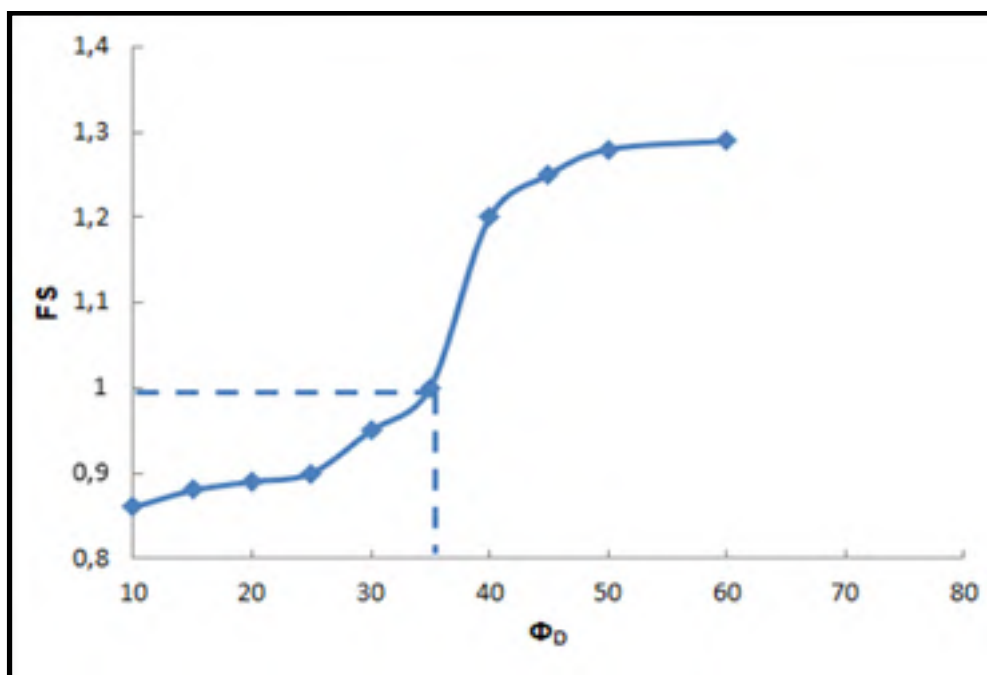


Figure 0.10 Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement

#### 5.5.4.2 Influence de l'angle de frottement sur le schéma de renforcement

Le schéma de renforcement adopté pour le confortement du massif rocheux de la zone nord du déblai D15 est illustré à la figure 5.11 ci-après. Il est assuré par 10 rangs de câble d'ancrage. Ce nombre a été choisi à partir d'un espacement moyen de 4 m, supposé entre les câbles ancrés, sur toute la longueur de la partie supérieure de la falaise, au-dessus de la faille du talus. Les caractéristiques retenues pour ces câbles, qui ont été choisis d'une manière arbitraire, sont fournies dans le tableau 5.4 ci-dessous. Les câbles sont disposés selon une maille rectangulaire, avec un espacement vertical et horizontal de 4 m et les câbles sont inclinés par rapport à l'horizontale d'un angle de 15°.

Tableau 0.4 Caractéristiques des câbles pour le massif de la zone nord

Paramètres	Valeurs
Module d'Young (Pa)	$1 \text{ e}^{11}$
Rigidité de l'adhérence ( $\text{N/m}^2$ )	$1.7 \text{ e}^{10}$
Rigidité de résistance ( $\text{N/m}$ )	$8 \text{ e}^5$
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	8400

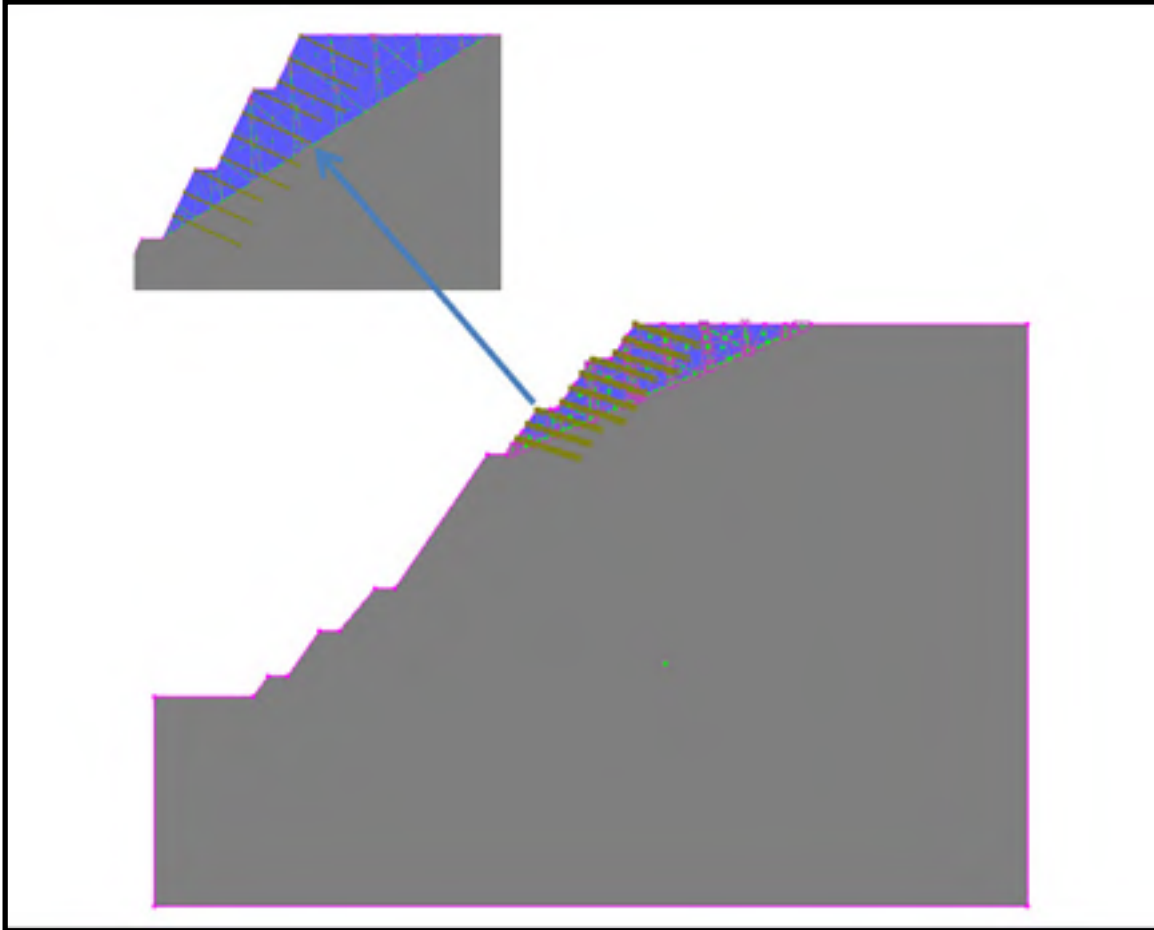


Figure 0.11 Renforcement du massif de la zone nord du D15 avec les câbles

Les résultats obtenus après le renforcement du massif rocheux sont illustrés à la figure 5.12 ci-dessous. Il ressort de cette figure que le facteur de sécurité ( $FS=1,08$ ) est considérablement amélioré par rapport au cas où le massif n'est pas renforcé ( $FS= 0,90$ ) (Figure 5.9). Par conséquent, le schéma de renforcement a une influence certaine sur la tenue du massif rocheux.

La figure 5.13 ci-dessous montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la longueur des câbles pour diverses valeurs de l'angle de flottement des discontinuités inter-blocs. On remarque que la quantité des câbles qu'il faudrait mettre en œuvre pour assurer la stabilité du massif rocheux de la zone nord du déblai D15 influence considérablement sa stabilité. En effet, la longueur des câbles et par conséquent la quantité d'ancrages à mettre en place pour stabiliser le massif augmente au fur et à mesure que l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs diminue.

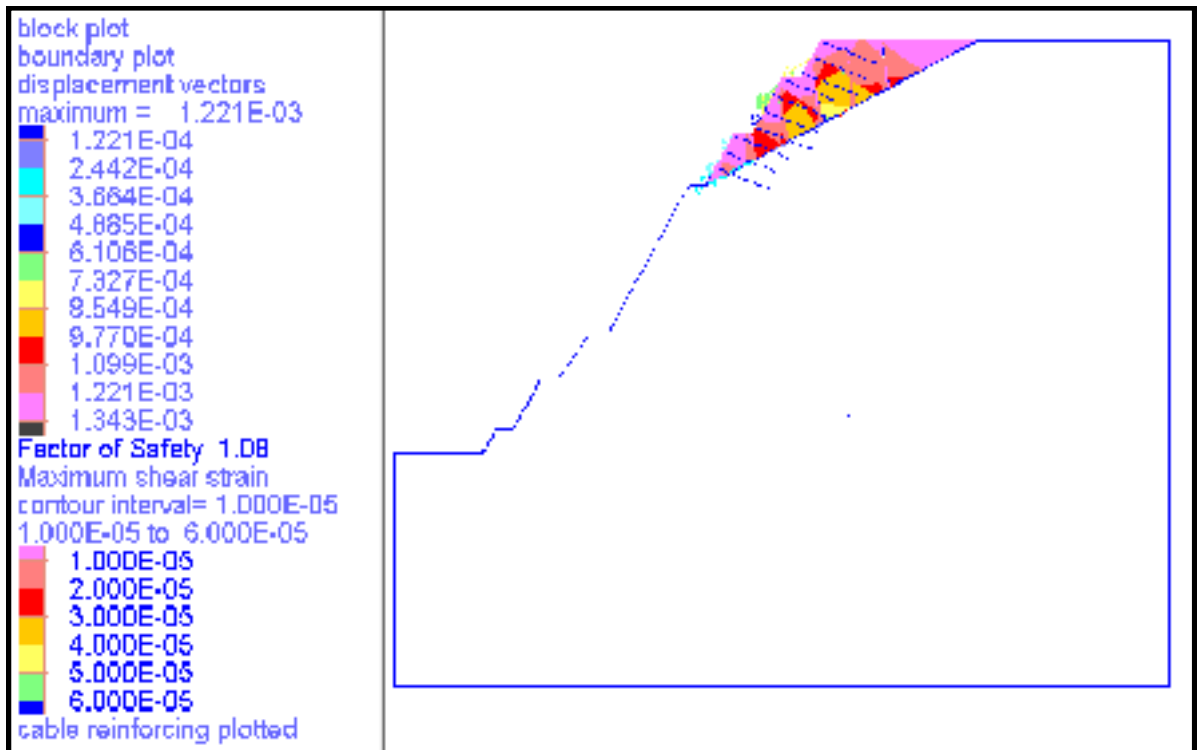


Figure 0.12 Stabilité du massif rocheux de la zone nord renforcé par les câbles

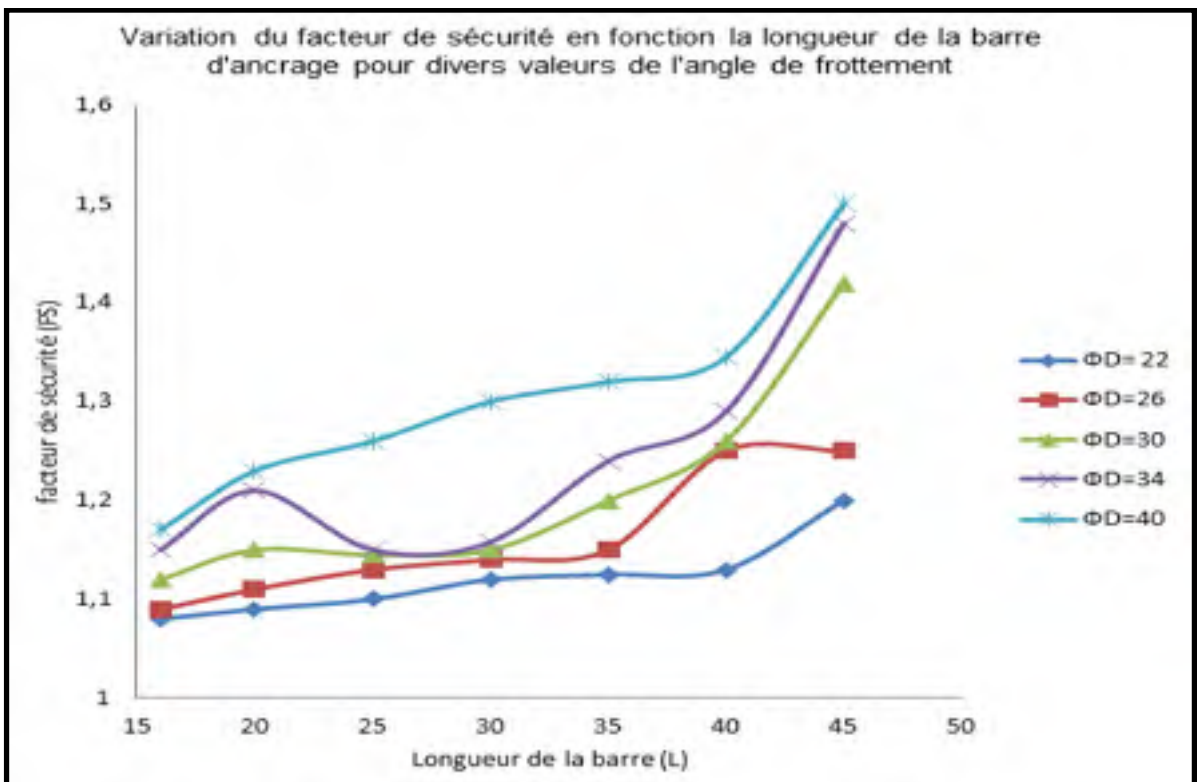


Figure 0.13 Influence de la longueur des câbles sur le facteur de sécurité

- **L** : longueur de la barre (en mètre)
- **( $\Phi_D$ )** : Angle de frottement des discontinuités inter-blocs (en degré)

## 5.6 Conclusion

L'étude montre que le code numérique UDEC est en mesure d'apporter des éclairages intéressants sur l'insuffisance de la méthode de calcul à l'équilibre limite au sujet de l'étude de la stabilité des talus rocheux fissurés. Seules les méthodes numériques discontinues sont capables de modéliser les déformations des massifs rocheux en prenant en compte leurs fissurations, leurs déformabilités et leurs états de contraintes initiales. Cette approche a été validée sur un cas réel : il s'agit du massif rocheux de la zone nord du déblai 15 qui est étudié à l'aide du code UDEC. Le massif présente des signes d'instabilité ( $FS=0.9$ ) malgré que l'angle de frottement du plan de glissement ( $23^\circ$ ) soit supérieur au pendage de ce plan ( $20^\circ$ ).

Tel que montré aux figures 5.10 et 5.13 ci-dessus, l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs joue un rôle prépondérant dans la stabilité de ce massif. Ces deux figures montrent clairement et respectivement qu'au fur et à mesure que cet angle est grand, le facteur de sécurité augmente et la quantité d'ancrages à mettre en œuvre pour stabiliser le massif rocheux diminue.

Il est donc primordial de préciser les propriétés de la résistance de ces plans de faiblesses, notamment l'angle de frottement. Des essais de laboratoire menés sur le matériel de remplissage de ces plans devraient être effectués. Autrement, pour obtenir une meilleure estimation de ses propriétés de frottement, une rétro-analyse plus détaillée du glissement de 2010 pourrait être réalisée. Il reste toutefois à vérifier le niveau de précision des résultats sur plusieurs autres cas réels, à le valider complètement et à le confronter aux modèles déjà existants.

## CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS

L'analyse de la stabilité des pentes dans un massif rocheux fracturé est un domaine où la discontinuité joue un rôle décisif. L'utilisation de la méthode classique de calcul à l'équilibre limite pour étudier la stabilité des pentes rocheuses fracturées reste limitée, à cause des hypothèses simplificatrices sur lesquelles elle est basée. À ce titre, on s'attend à ce qu'un modèle par éléments distincts tel qu'UDEC permette une meilleure analyse de cette stabilité.

La première phase de cette recherche consiste à mettre en place une méthodologie bien détaillée de dimensionnement des talus rocheux. Cette méthodologie commence par la reconnaissance et la caractérisation du massif rocheux dans lequel le talus est excavé, le choix des méthodes de calcul, et se termine par la détermination des différentes méthodes de confortement et de surveillance.

Dans la deuxième phase, on étudie l'influence des caractéristiques des discontinuités (inter-blocs) sur la stabilité d'un talus rocheux fracturé d'une hauteur de 92.5 m. On montre, en particulier, l'influence des paramètres telle que l'angle de frottement, la cohésion et le pendage sur le déplacement en cisaillement des blocs constituant le talus rocheux. L'étude de sensibilité en utilisant la méthode orthogonale de Taguchi démontre que l'angle de frottement des joints inter-blocs est le paramètre qui influence le plus la stabilité de ce talus rocheux. On montre également que le renforcement par les câbles d'ancrage s'avère être une solution appropriée pour prévenir les désordres liés au glissement et que la densité des armatures à mettre en œuvre pour stabiliser ce talus dépend de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs.

Dans la troisième phase de validation, on décrit le déblai D15, la géologie du site, la structure du massif rocheux et les propriétés mécaniques, géométriques, hydrauliques du site en étude.

La quatrième phase porte sur une rétro-analyse de l'instabilité du talus rocheux « petit D15 » situé dans l'extrême nord du déblai D15, qui est excavé dans un massif rocheux continu, et qui ne présente pas des discontinuités. L'objectif est de déterminer les causes d'instabilité de cette pente. On utilise deux approches différentes pour étudier la stabilité de ce talus: la méthode de calcul à l'équilibre limite à travers le logiciel SLIDE et la méthode numérique de différences finies à travers le logiciel FLAC. Les deux méthodes donnent les mêmes résultats en termes de facteur

de sécurité et montrent que l'angle de frottement du massif rocheux paraît le paramètre le plus influent sur l'évolution des déplacements et par conséquent sur la stabilité de ce talus.

La cinquième phase présente les résultats d'une étude de stabilité effectuée sur le massif rocheux de la zone nord du déblai 15 (zone 2). Elle s'intéresse également à la comparaison entre la méthode classique de calcul à l'équilibre limite et la méthode des éléments distincts (DEM) pour diverses valeurs de l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs. Le but est de montrer l'insuffisance de cette méthode classique dans l'examen de la stabilité des talus rocheux fracturés. En effet, les deux méthodes donnent des résultats différents en termes de glissement et de basculement des blocs constituant le talus, plus particulièrement lorsque l'angle de frottement des discontinuités inter-blocs prend des valeurs faibles.

Différentes approches analytiques telles que des méthodes par équilibre limite standards et par tranches, ainsi que des approches numériques comme les techniques par différences finies et éléments distincts, ont été comparées dans ce projet. Différents avantages et limites propres à chaque méthode ont été identifiés. Par exemple, l'approche par équilibre limite est fiable, relativement simple et rapide d'utilisation si celle-ci identifie correctement la surface la plus critique. Concernant le logiciel FLAC qui utilise la méthode des différences finies, celui-ci semble approprié pour les massifs rocheux continus qui ne présentent pas des fissures importantes: cas du talus «petit D15» situé dans la zone extrême nord du déblai D15. Pour la stabilité du massif rocheux de la zone nord (zone 2) du déblai D15, l'approche par éléments distincts à travers le logiciel UDEC apparaît convenable et judicieuse.

L'ensemble des analyses de stabilité du déblai D15 témoigne de l'importance de bien connaître un massif rocheux avant de procéder à son analyse. Ceci inclut des collectes de données adéquates, une étude de l'historique des instabilités survenues et la réalisation d'analyses préliminaires. De plus, la comparaison des résultats provenant de différentes approches est souhaitable pour jumeler les avantages propres à chacune. Il serait aussi souhaitable d'entreprendre une analyse tridimensionnelle avec un logiciel comme FLAC3D, DEC 3D et de comparer ses résultats à ceux provenant des analyses bidimensionnelles déjà réalisées. En effet, le choix de l'utilisation d'un logiciel de modélisation 2D ou 3D dépend principalement de la géométrie du massif rocheux à étudier. Les modèles en 2D sont utilisés pour les analyses dans le cas où la longueur est beaucoup plus grande que la section du massif à étudier (le cas d'une forme cylindrique, un tunnel par exemple). Par contre, dans le cas d'une forme prismatique pour



ce massif, le recours à un logiciel 3D est souhaitable pour déterminer les contraintes et les déplacements.

En résumé, le projet de recherche présenté dans le cadre de cette thèse a contribué à l'avancée des connaissances scientifiques dans le domaine de la stabilité des talus rocheux fracturés. Ce projet a permis d'appliquer différentes approches analytiques et numériques pour étudier la stabilité du déblai D15 qui présente diverses contraintes, y compris des zones avec un massif continu (talus petit D15) ainsi que la présence des fissures et des failles (Zone nord du Déblai D15) qui constituent un massif rocheux grandement fracturé.

En somme, les conclusions du travail réalisé lors de ce projet contribueront à l'élaboration d'une méthodologie qui sera efficace dans la stabilisation de ce type de massif. En effet, les méthodes appliquées pour étudier la stabilité du déblai D15 et les résultats obtenus peuvent être utilisés par les géotechniciens pour stabiliser les différents coins du déblai D15 qui présente des problèmes majeurs d'instabilité. De même, cette thèse constitue un modèle de référence fiable et pratique pour dimensionner les talus excavés dans des massifs rocheux fracturés.

Les logiciels numériques à deux dimensions ont été utilisés dans cette recherche, cependant les versions tridimensionnelles offrent la possibilité de représenter la nature tridimensionnelle de ces instabilités (talus instables). Un tel outil permettra de quantifier des effets, non accessibles au code bidimensionnel, par exemple les effets de la torsion, l'effet de la propagation des nouvelles fractures. En utilisant le modèle 3D, on peut identifier les éléments structuraux qui découpent le massif afin de délimiter les blocs susceptibles de se détacher et calculer leurs trajectoires, puis concevoir et positionner des systèmes de confortement adéquats. Grâce à cet outil de 3D, on peut évaluer l'impact de la propagation de ces blocs sur les éléments exposés.

Une analyse 3D de la stabilité du déblai D15 pourrait faire l'objet de nos travaux futurs afin de parfaire la compréhension des mécanismes de rupture complexe de ce versant.

**ANNEXE I**

**PARAMÈTRES INDIVIDUELS POUR LE CALCUL DE L'INDICE Q**

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
<b>1. ROCK QUALITY DESIGNATION</b>	<b>RQD</b>		
A. Very poor	0 – 25	1. Where RQD is reported or measured as $\leq 10$ (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q 2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	
B. Poor	25 – 50		
C. Fair	50 – 75		
D. Good	75 – 90		
E. Excellent	90 – 100		
<b>2. JOINT SET NUMBER</b>	<b><math>J_n</math></b>		
A. Massive, no or few joints	0.5 – 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
B. One joint set	2		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	9		
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15		
J. Crushed rock, earthlike	20		
<b>3. JOINT ROUGHNESS NUMBER</b>	<b><math>J_r</math></b>		
a. Rock wall contact		1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m 2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous joints	4		
B. Rough and irregular, undulating	3		
C. Smooth undulating	2		
D. Slickensided undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5		
c. No rock wall contact when sheared			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
<b>4. JOINT ALTERATION NUMBER</b>	<b><math>J_a</math></b>	<b><math>\phi_r</math></b>	
a. Rock wall contact		1. Values of $\phi_r$ , the residual friction angle, are intended as an appropriate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present	
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0		25 – 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0		25 – 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0		20 – 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite, etc. and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 – 2 mm or less)	4.0		8 – 16

Figure- A I -1: Calcul de l'indice Q  
Tirée de Barton et al. (1974)

5. JOINT ALTERATION NUMBER			$J_a$	$\phi$
<b>b. Rock wall contact before 10 cm shear</b>				
F. Sandy particles, clay-free, disintegrated rock, etc.	4.0	25-30		
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16-24		
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12-16		
I. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of $J_a$ depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0-12.0	6-12		
<b>d. No rock wall contact when sheared</b>				
I. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0-12.0	6-24		
J. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0			
K. Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0-24.0			
6. JOINT WATER REDUCTION			$J_w$	Approx. water pressure (kgf/cm <sup>2</sup> )
I. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0		
J. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0-2.5		
K. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10.0		1. Factors C to F are crude estimates; increase $J_w$ if drainage installed
L. Large inflow or high pressure	0.33	> 10		2. Special problems caused by ice formation are not considered
M. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1			
N. Exceptionally high inflow or pressure	0.1-0.05	> 10		
7. STRESS REDUCTION FACTOR			<i>SRF</i>	
<b>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</b>				
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0		
B. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0		
C. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5		1. Reduce these values of <i>SRF</i> by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5		
E. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation < 50 m)		5.0		
F. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation > 50 m)		2.5		
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		3.0		

Figure-A I-1: Calcul de l'indice Q (suite)  
Tirée de Barton et al. (1974)

8. STRESS REDUCTION FACTOR			
b. Competent rock, rock stress problems			
	$\sigma_z/\sigma_1$	$\sigma_y/\sigma_1$	
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0
K. High stress, very light structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water			
P. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
R. Heavy squeezing rock pressure			10 - 15

2. For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when  $5 \leq \sigma_1/\sigma_2 \leq 10$ : reduce  $\sigma_z$  to  $0.8\sigma_z$  and  $\sigma_y$  to  $0.8\sigma_y$ . When  $\sigma_1/\sigma_2 > 10$  reduce  $\sigma_z$  to  $0.6\sigma_z$  and  $\sigma_y$  to  $0.6\sigma_y$ .

3. Few case records available when depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRP increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)

Figure-A I-1: Calcul de l'indice Q (suite)  
Tirée de Barton et al (1974)



## ANNEXE II

## DÉTAILS DE LA CLASSIFICATION RMR

Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core Quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	Rating	20	17	13	8	3			
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	Rating	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities (See E)	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous			
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press) (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating	15	10	7	4	0			
<b>B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)</b>									
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
<b>C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS</b>									
Rating		100 < - 81	80 < - 61	60 < - 41	40 < - 21	< 21			
Class number		I	II	III	IV	V			
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			

Figure- A II-1: CLASSIFICATION RMR  
Tirée de Bieniawski (1989)





**ANNEXE III**  
**PARAMÈTRES DE L'INDICE SMR**

<b>SMR = RMR<sub>stat</sub> + (F1 * F2 * F3) + F4</b>					
Facteurs d'ajustement liés aux joints (F1, F2, F3).	$\alpha_j$ = Direction du pendage des joints $\beta_j$ = Pendage du joint $\alpha_s$ = Direction du pendage du talus $\beta_s$ = Pendage du talus				
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Rupture plane $ \alpha_j  =$	$>30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$<5^\circ$
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ  =$					
Valeur de F1	0,15	0,4	0,7	0,85	1
Relation	$F1 = (1 - \sin(\alpha_j - \alpha_s))^2$				
$\beta_j$ =	$<20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$>45^\circ$
La valeur	Rupture plane	0,15	0,4	0,7	0,85
	Basculement	1			
Relation	$F2 = \lg^2 \beta_j$				
Rupture plane $\beta_j - \beta_s =$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	$0^\circ$	$0^\circ - (-10^\circ)$	$<(-10^\circ)$
Basculement $\beta_j + \beta_s =$	$<110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$>120^\circ$	-	-
Valeur de F3	0	-6	-2,5	-50	-50
Relation	$F3 =$ Ajustement de BIENIAWSKI pour l'orientation des joints, 1976				
F4 : Facteur d'ajustement pour la méthode d'ajustement	$F4 =$ Valeur empirique de la méthode d'excavation.				
	Talus naturels	Prespliting	Smooth blasting	Explosif ou mécanique	Deficient blasting
Valeur de F4	15	10	8	0	-8

Figure – A III -1 Notes des paramètres du SMR  
Tiré de Romana (1985)



ANNEXE IV

ESTIMATION DU GSI

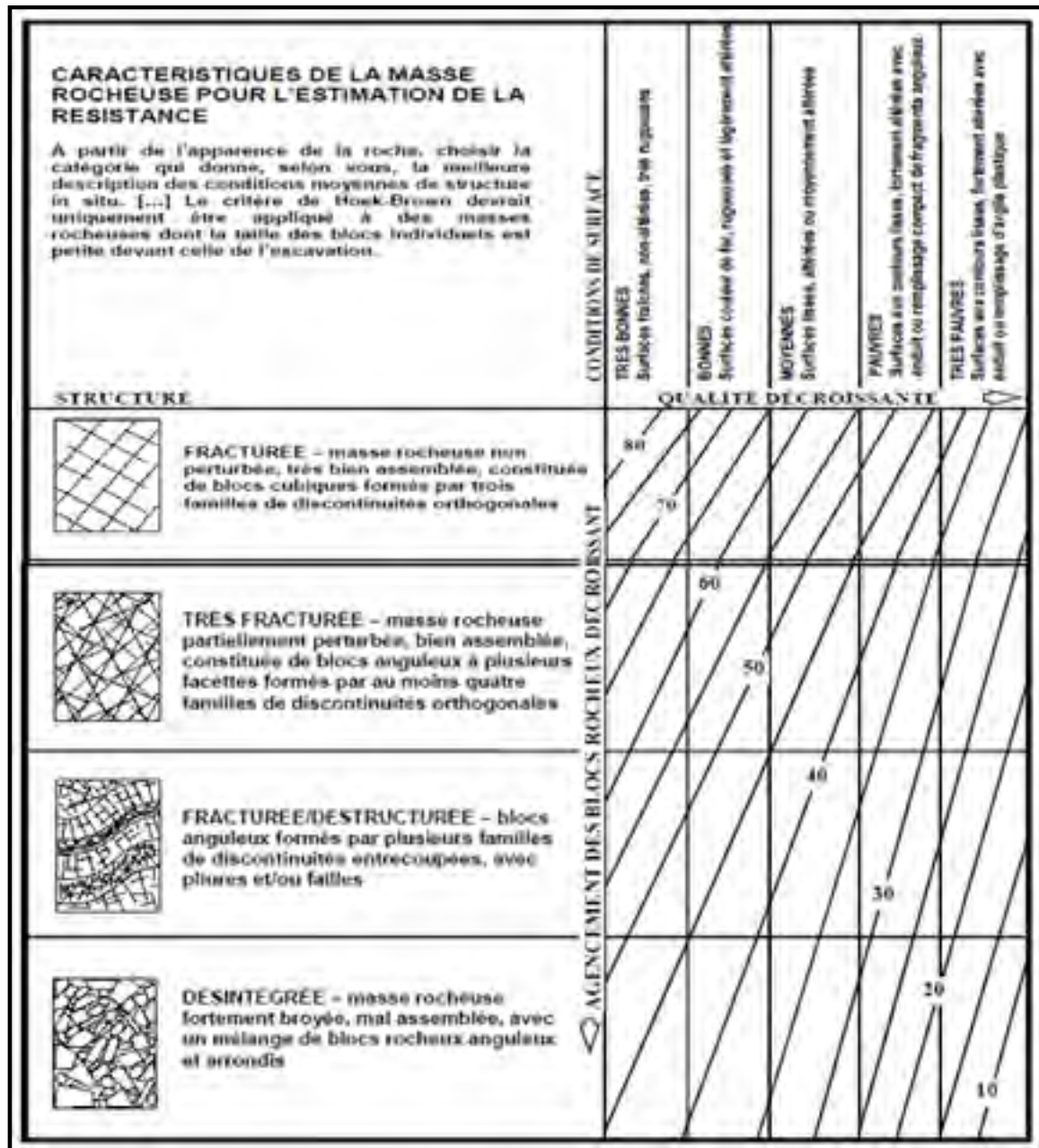


Figure - A IV -1 : Estimation du GSI



ANNEXE V

ESTIMATION DU GSI MODIFIÉ

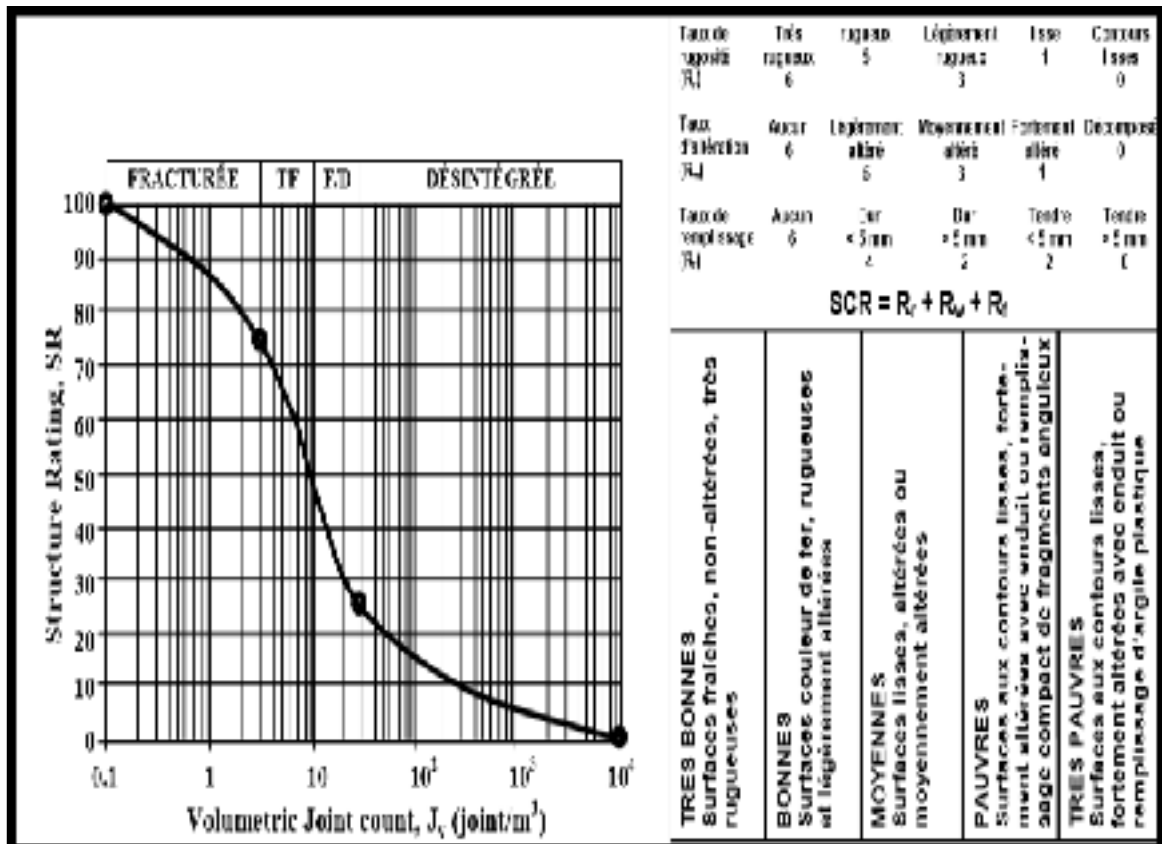


Figure - A V-1: Classification GSI modifiée  
Tirée de Sonmez et Ulusay (1999)

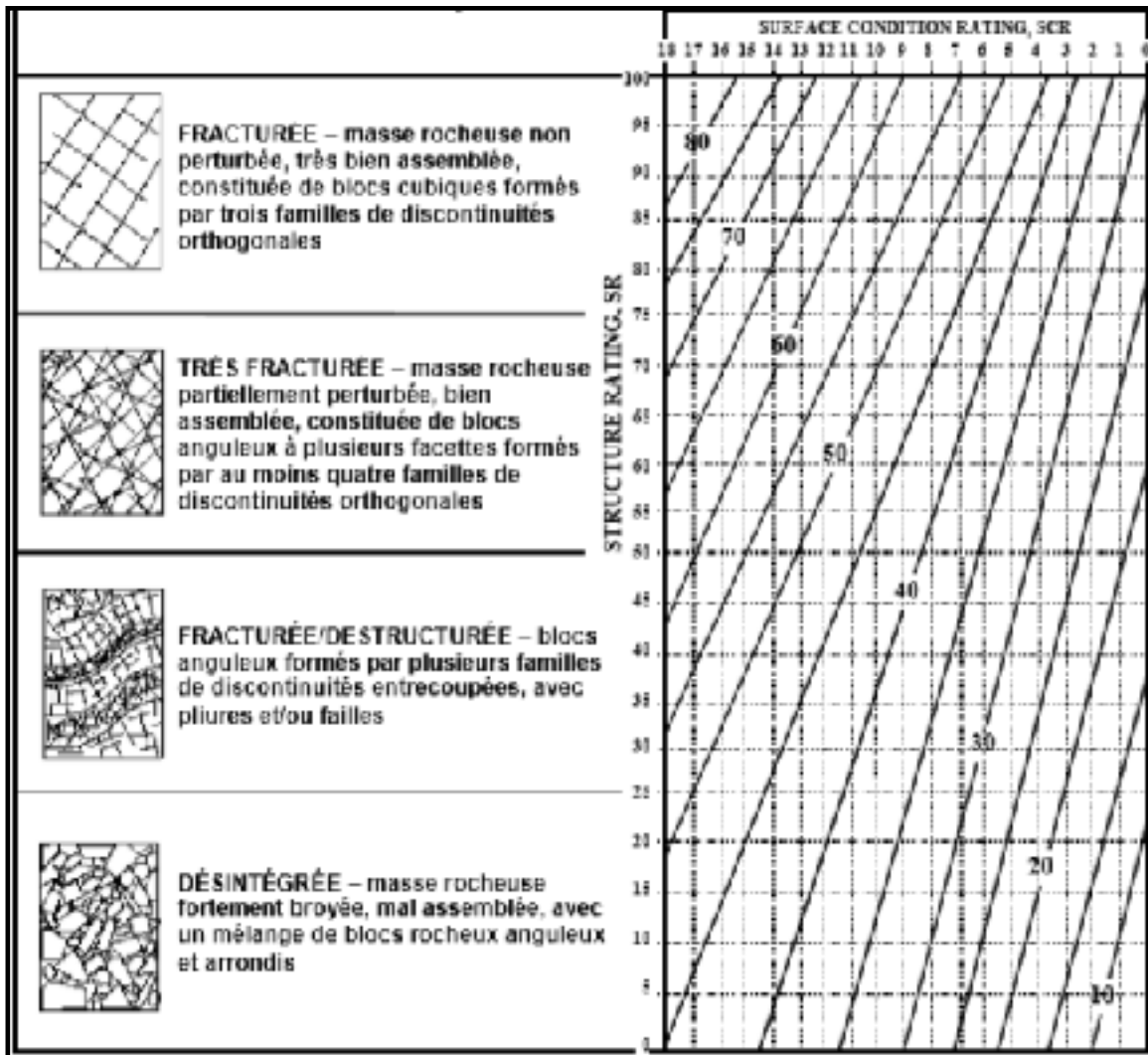


Figure – A V-1 : Classification GSI modifiée (suite)  
Tiré de Sonmez et Ulusay (1999)

## ANNEXE VI

## PARAMÈTRES INDIVIDUELS POUR LE CALCUL DE L'INDICE Q-slope

Table 1. Rock quality designation (Deere, 1963).

RQD (%)	Description*	RQD
A	Very poor	0-25
B	Poor	25-50
C	Fair	50-75
D	Good	75-90
E	Excellent	90-100

Table 2. Joint set number.

Joint Set Number	Description	$J_n$
A	Massive, no or few joints	0.5-1
B	One joint set	2
C	One joint set + random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets + random joints	6
F	Three joint sets	9
G	Three joint sets + random joints	12
H	Four or more joint sets, random, heavily jointed.	15
J	Crushed rock, earthlike	20

Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope

Table 3. Joint roughness number.		
Joint Roughness Number	Description	$J_r$
<i>a) Rock wall contact, b) contact after shearing</i>		
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Slickensided, undulating	1.5
E	Rough or irregular, planar	1.5
F	Smooth, planar	1.0
G	Slickensided, planar	0.5
<i>c) No rock-wall contact when sheared</i>		
H	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact.	1.0
J	Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact.	1.0

Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope (suite)



Joint Alteration Number	Description	$J_a$
<i>a) Rock-wall contact (no clay fillings, only coatings)</i>		
A	Tightly healed, hard non-softening, impermeable filling, i.e. quartz or epidote.	0,75
B	Unaltered joint walls, surface staining only.	1,0
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2,0
D	Silty- or sandy-clay coatings, small clay disintegrated rock, etc.	3,0
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays.	4,0
<i>b) Rock-wall contact after some shearing (thin clay fillings, probable thickness <math>\approx 1-5\text{mm}</math>)</i>		
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	4,0
G	Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings.	6,0
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings.	8,0
J	Swelling-clay fillings, i.e. montmorillonite. Value of $J_a$ depends on per cent of swelling clay-size particles, and access to water.	8-12
<i>c) No rock-wall contact when sheared (thick clay/crushed rock fillings)</i>		
M	Zones or bands of disintegrated or crushed rock & clay (see G, H, J for descriptions)	6, 8, 8-12
N	Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening).	5,0
OPR	Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for descriptions)	10, 13, 13-20

Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope (suite)

Table 5. Discontinuity orientation (O-) factor.

O-factor Description	Set A	Set B
Very favorably oriented	2.0	1.5
Quite favorable	1.0	1.0
Unfavorable	0.75	0.9
Very unfavorable	0.50	0.8
Causing failure if unsupported	0.25	0.5

Table 6. Environmental and geological condition number.

$J_{\text{env}}$ *	Desert Environ.	Wet Environ.	Tropical Storms	Ice Wedging
Stable structure, competent rock:	1.0	0.7	0.5	0.9
Stable structure, incompetent rock:	0.7	0.6	0.3	0.5
Unstable structure, competent rock:	0.8	0.5	0.1	0.3
Unstable structure, incompetent rock:	0.5	0.3	0.05	0.2

Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope (suite)

Table 7.  $SRF_p$ : Physical condition.

Description	$SRF_p$
Slight loosening due to surface location, disturbance from blasting or excavation.	2.5
Loose blocks, signs of tension cracks and joint shearing, susceptibility to weathering.	5
As above, but strong susceptibility to weathering.	10
Slope in advanced stage of erosion & loosening due to periodic water erosion/ice-wedging effects.	15
Residual slope with significant transport of material down-slope.	20

Table 8.  $SRF_s$ : Stress and strength.

Description	$\sigma_c/\sigma_1^*$	$SRF_s$
Moderate stress-strength range.	50-200	2.5-1
High stress-strength range.	10-50	5-2.5
Localized intact rock failure.	5-10	10-5
Crushing or plastic yield.	2.5-5	15-10
Plastic flow of strain softened material.	1-2.5	20-15

\* Note:  $\sigma_c$  = unconfined compressive strength (MPa);  
 $\sigma_1$  = maximum principal stress (MPa).

Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope (suite)

Table 9.  $SRF_c$ : Major discontinuity.

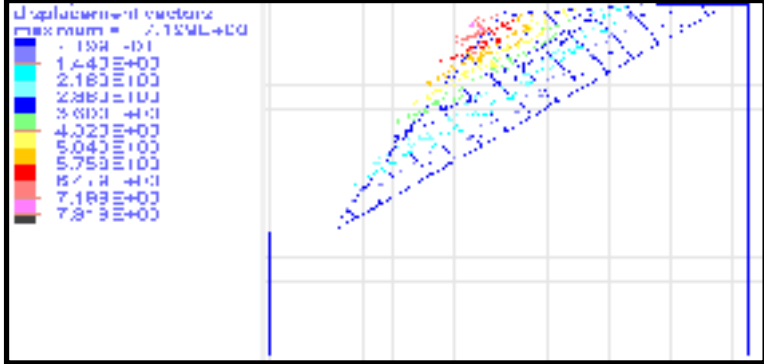
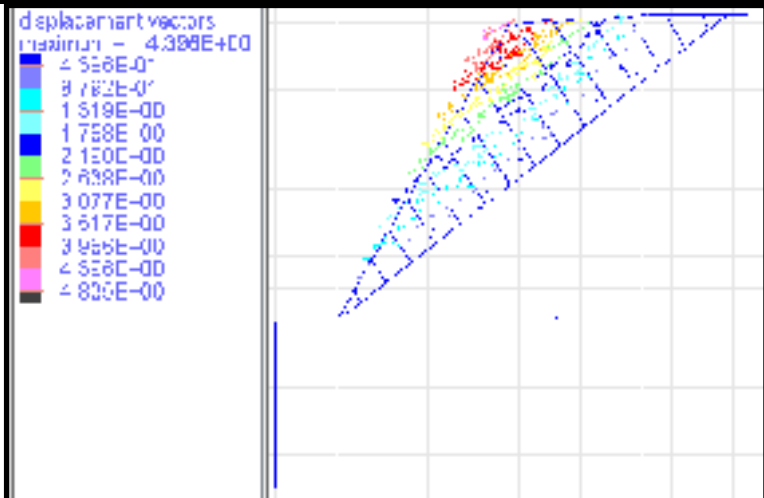
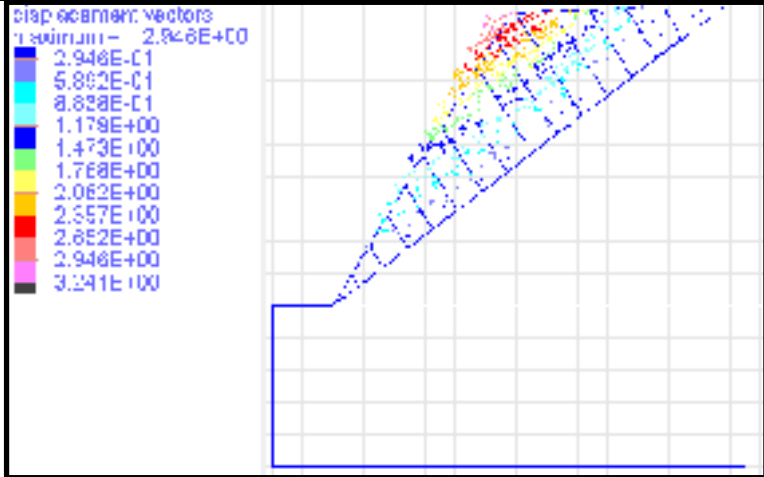
Description*	$SRF_c$
Major discontinuity with little or no clay, and orientation is:	
favorable	1
unfavorable	2
very unfavorable	4
causing failure if unsupported	8
Major discontinuity with $RQD_{100}=0$ due to clay and crushed rock, and orientation is:	
favorable	2
unfavorable	4
very unfavorable	8
causing failure if unsupported	16
Major discontinuity with $RQD_{300}=0$ due to clay and crushed rock, and orientation is:	
favorable	4
unfavorable	8
very unfavorable	12
causing failure if unsupported	24

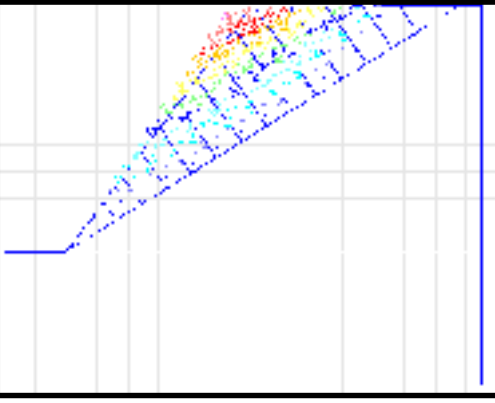
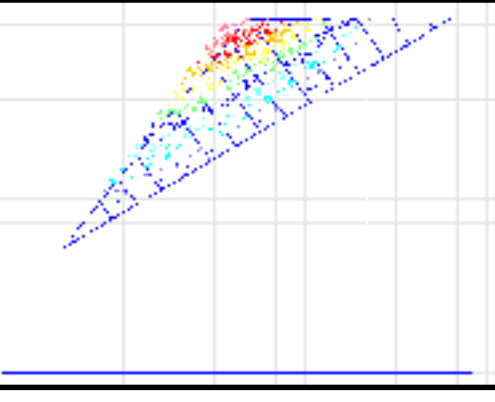
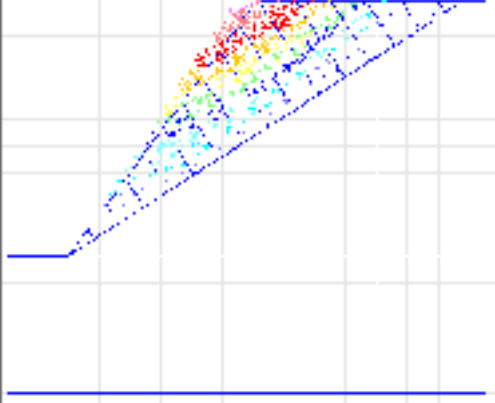
\* Note:  $RQD_{100}=1m$  &  $RQD_{300}=3m$  perpendicular sample of discontinuity, respectively.

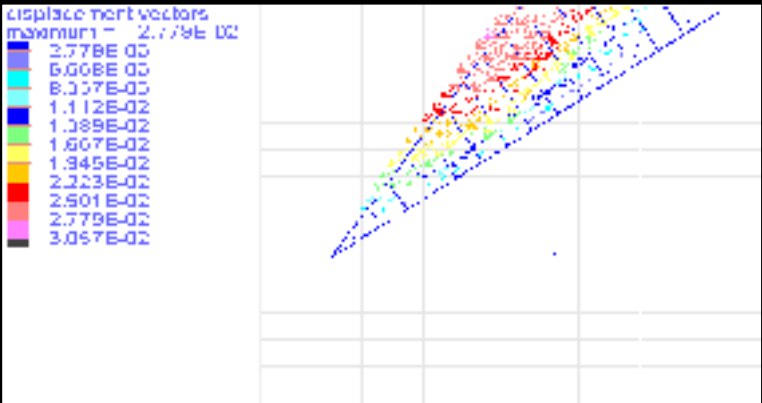
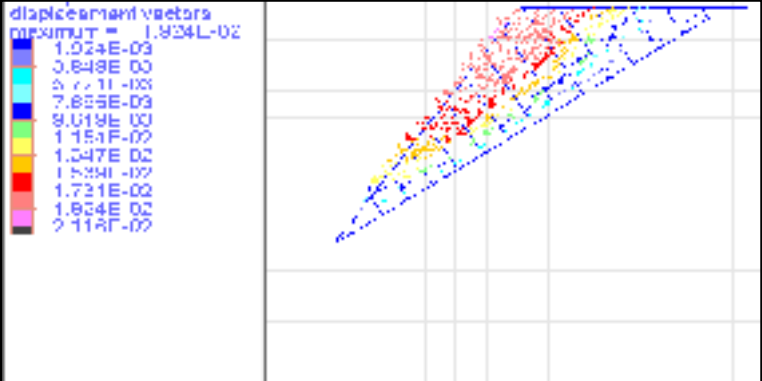
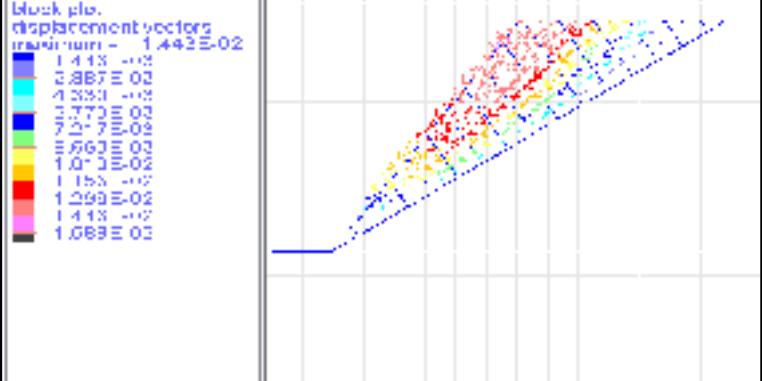
Figure-A VI -1: Paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q-slope (suite)

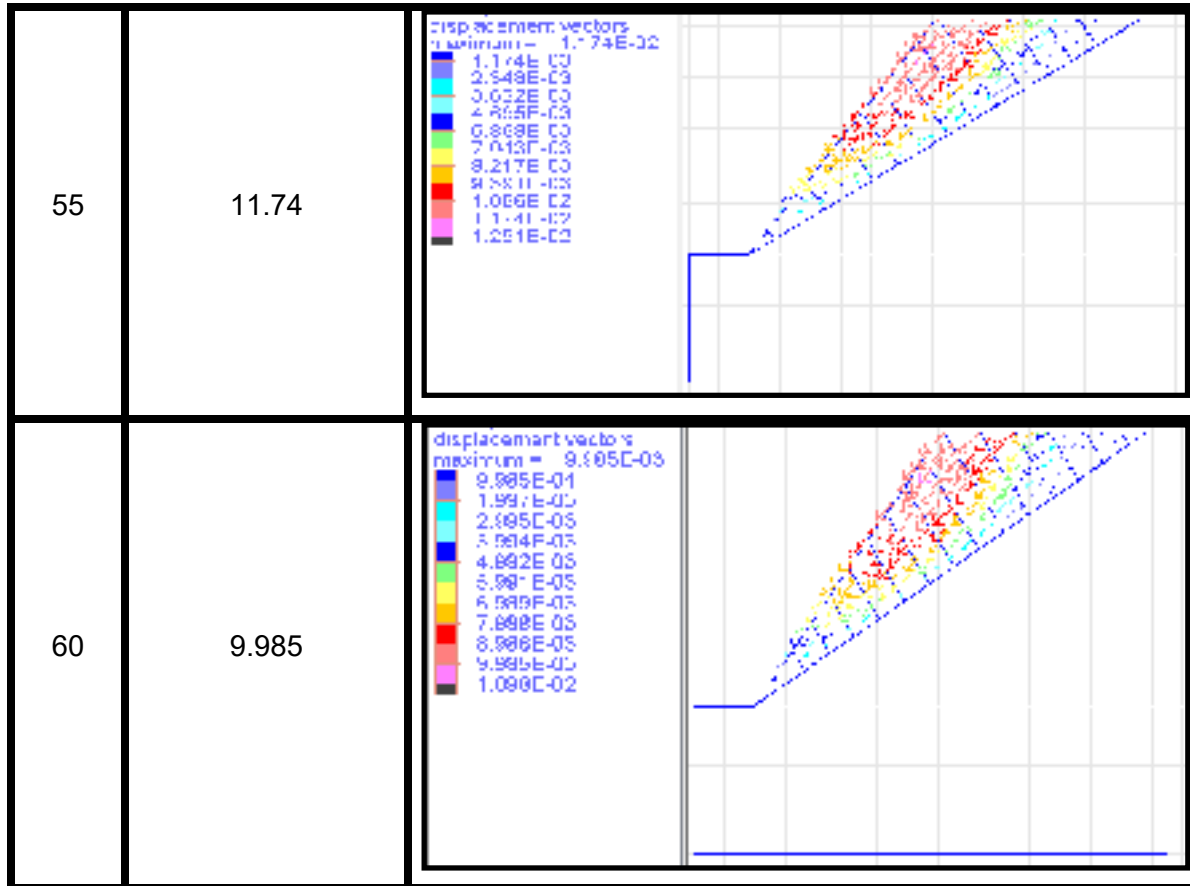
## ANNEXE 2-a

## INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES DISCONTINUITÉS

$\Phi_D$ (°)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation
10	7199	<p>displacement vectors maximum = 7.159E+00</p>  <p>0 1.443E+00 2.183E+00 2.884E+00 3.603E+00 4.323E+00 5.043E+00 5.753E+00 6.474E+00 7.183E+00 7.873E+00</p>
15	4396	<p>displacement vectors maximum = 4.388E+00</p>  <p>0 9.58E-01 1.519E+00 1.758E+00 2.100E+00 2.838E+00 3.077E+00 3.517E+00 3.955E+00 4.388E+00 4.830E+00</p>
20	2946	<p>displacement vectors maximum = 2.946E+00</p>  <p>0 2.946E-01 5.892E-01 8.838E-01 1.179E+00 1.473E+00 1.768E+00 2.062E+00 2.557E+00 2.852E+00 2.946E+00 3.241E+00</p>

$\Phi_D$ (°)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation	
25	1135	<p>displacement vectors maximum = 1.135E+00</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.135E-01</li> <li>2.270E-01</li> <li>3.405E-01</li> <li>4.540E-01</li> <li>5.675E-01</li> <li>6.810E-01</li> <li>7.945E-01</li> <li>9.080E-01</li> <li>1.022E+00</li> <li>1.135E+00</li> <li>1.249E+00</li> </ul>	
30	449.9	<p>displacement vectors maximum = 4.499E-01</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>4.499E-02</li> <li>8.997E-02</li> <li>1.3495E-01</li> <li>1.7990E-01</li> <li>2.2485E-01</li> <li>2.6980E-01</li> <li>3.1475E-01</li> <li>3.5970E-01</li> <li>4.0465E-01</li> <li>4.4960E-01</li> <li>4.9455E-01</li> </ul>	
35	84.40	<p>displacement vectors maximum = 8.440E-02</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>0.1708E-02</li> <li>1.8000E-02</li> <li>2.5320E-02</li> <li>3.3760E-02</li> <li>4.2200E-02</li> <li>5.0640E-02</li> <li>5.9080E-02</li> <li>6.7520E-02</li> <li>7.5960E-02</li> <li>8.4400E-02</li> <li>9.2840E-02</li> </ul>	

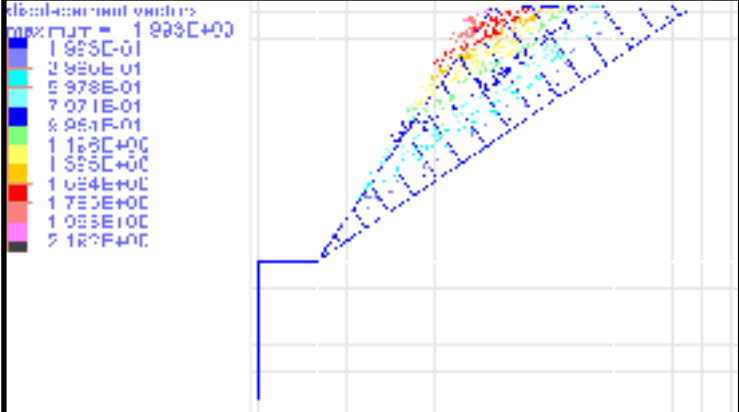
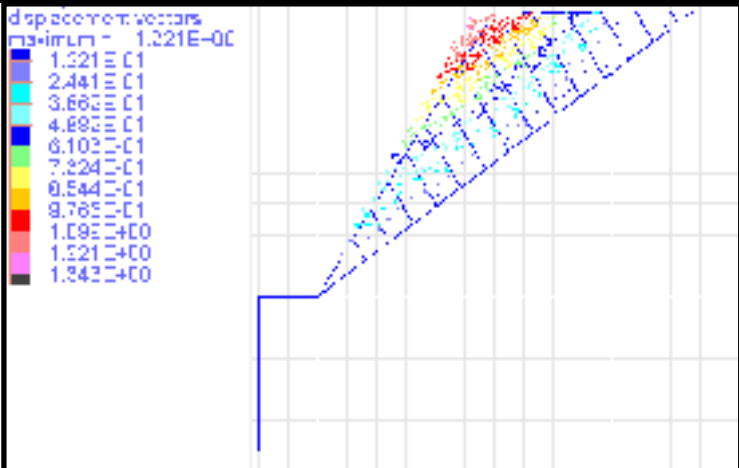
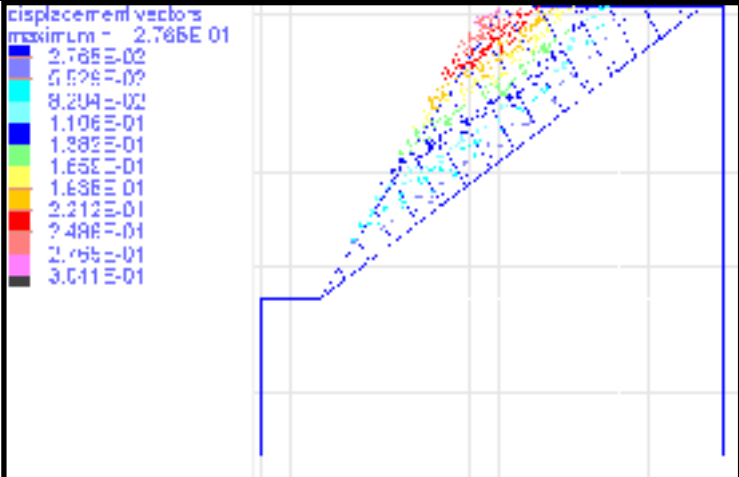
40	27.79	<p>displacement vectors maximum = 2.779E-02</p> 
$\Phi_D$ (°)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation
45	19.24	<p>displacement vectors maximum = 1.934E-02</p> 
50	14.43	<p>block plot displacement vectors maximum = 1.442E-02</p> 

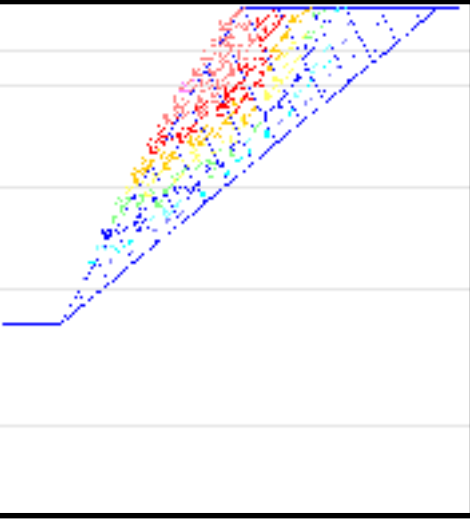
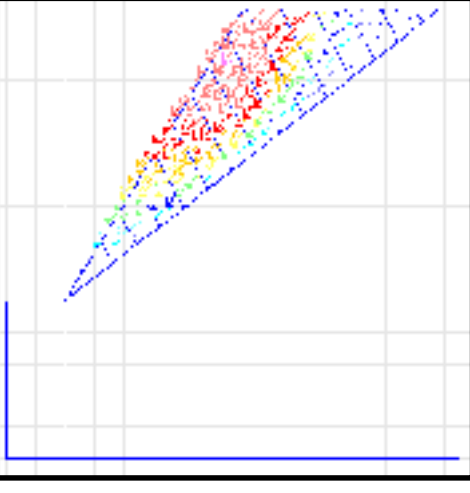
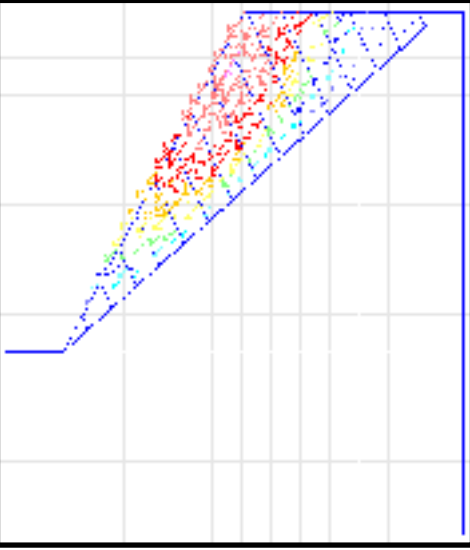




## ANNEXE 2-b

## INFLUENCE DE LA COHÉSION DES DISCONTINUITÉS

$C_D$ (kPa)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation
80	1993	 <p>displacement vectors maximum = 1.933E+03</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.925E-01</li> <li>2.920E-01</li> <li>5.978E-01</li> <li>7.071E-01</li> <li>8.951E-01</li> <li>1.163E+00</li> <li>1.535E+00</li> <li>1.654E+00</li> <li>1.753E+00</li> <li>1.925E+00</li> <li>2.187E+00</li> </ul>
100	1221	 <p>displacement vectors maximum = 1.221E+00</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.221E-01</li> <li>2.441E-01</li> <li>3.662E-01</li> <li>4.883E-01</li> <li>6.103E-01</li> <li>7.324E-01</li> <li>8.544E-01</li> <li>9.765E-01</li> <li>1.098E+00</li> <li>1.221E+00</li> <li>1.342E+00</li> </ul>
140	276.5	 <p>displacement vectors maximum = 2.765E-01</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>2.765E-02</li> <li>5.529E-02</li> <li>8.294E-02</li> <li>1.106E-01</li> <li>1.382E-01</li> <li>1.658E-01</li> <li>1.935E-01</li> <li>2.212E-01</li> <li>2.488E-01</li> <li>2.765E-01</li> <li>3.041E-01</li> </ul>

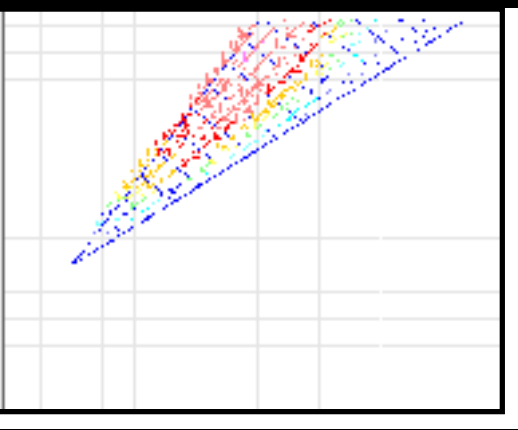
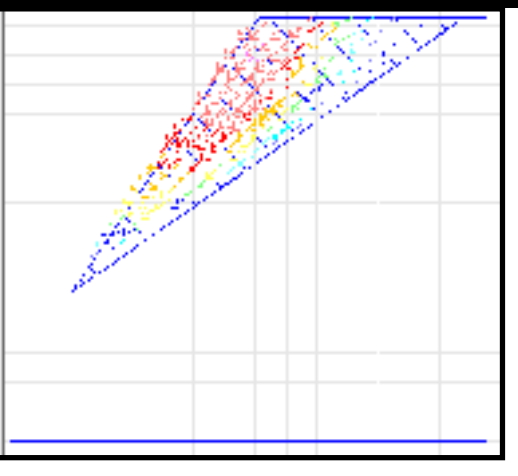
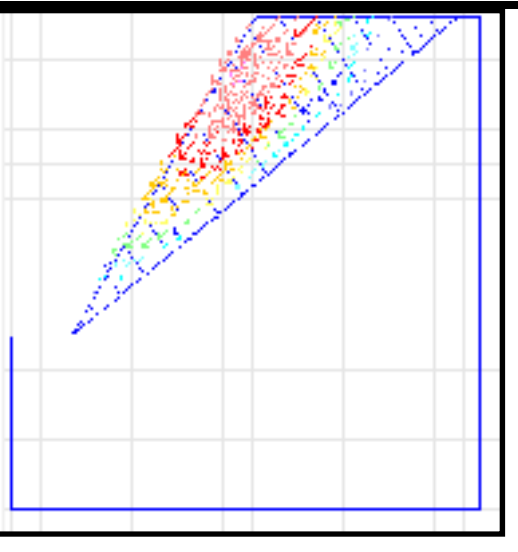
C <sub>D</sub> (kPa)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation	
180	20.46	<p>displacement vectors maximum = 2.04E-02</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>2.046E-03</li> <li>4.092E-03</li> <li>6.138E-03</li> <li>8.193E-03</li> <li>1.023E-02</li> <li>1.228E-02</li> <li>1.432E-02</li> <li>1.637E-02</li> <li>1.841E-02</li> <li>2.046E-02</li> <li>2.250E-02</li> </ul>	
220	10.06	<p>displacement vectors maximum = 1.005E-02</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.006E-03</li> <li>2.012E-03</li> <li>3.018E-03</li> <li>4.026E-03</li> <li>5.031E-03</li> <li>6.037E-03</li> <li>7.043E-03</li> <li>8.049E-03</li> <li>9.055E-03</li> <li>1.006E-02</li> <li>1.107E-02</li> </ul>	
260	9.284	<p>displacement vectors maximum = 9.284E-03</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>3.284E-04</li> <li>1.657E-03</li> <li>2.785E-03</li> <li>3.714E-03</li> <li>4.642E-03</li> <li>5.571E-03</li> <li>6.499E-03</li> <li>7.428E-03</li> <li>8.356E-03</li> <li>9.284E-03</li> <li>1.021E-02</li> </ul>	

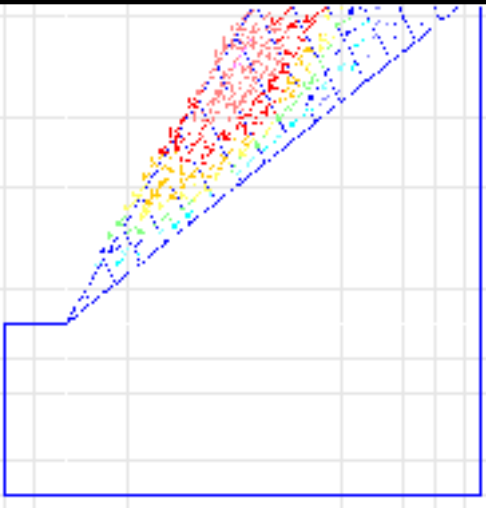
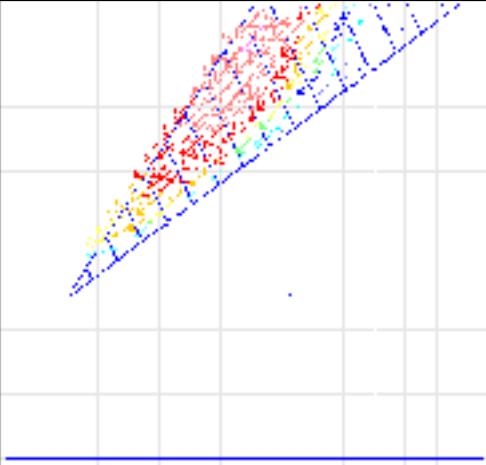
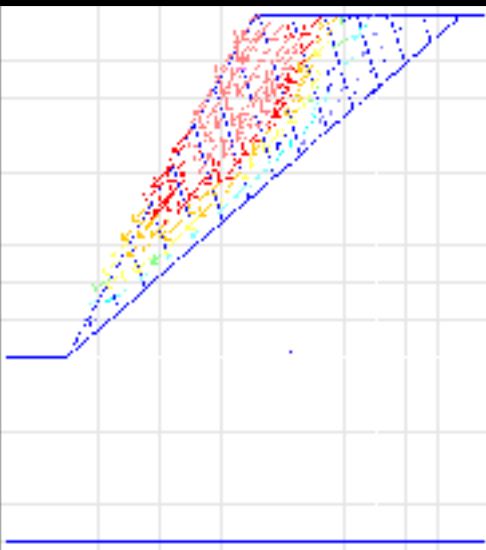
$C_D$ (kPa)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation
300	9.044	<p>displacement vectors maximum = 9.044E-03</p> <p> 0.044E-04  1.609E-03  2.713E-03  3.817E-03  4.922E-03  5.126E-03  5.331E-03  6.235E-03  7.139E-03  8.044E-03  8.948E-03 </p>
340	8.953	<p>displacement vectors maximum = 8.925E-03</p> <p> 0.335E-04  1.767E-03  2.860E-03  3.574E-03  4.467E-03  5.361E-03  6.254E-03  7.148E-03  8.041E-03  8.935E-03  9.328E-03 </p>
380	8.894	<p>displacement vectors maximum = 8.894E-03</p> <p> 0.394E-04  1.779E-03  2.868E-03  3.550E-03  4.447E-03  5.336E-03  6.228E-03  7.115E-03  8.006E-03  8.894E-03  9.760E-03 </p>



## ANNEXE 2-c

## EFFET DU PENDAGE DES DIACLASES SUR LE DÉPLACEMENT

$\Psi_D$ (°)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation	
42	10.88	déplacement vecteurs maximum = 1.059E-02 1.059E-03 2.178E-03 3.254E-03 4.330E-03 5.411E-03 6.528E-03 7.617E-03 8.755E-03 9.759E-03 1.059E-02 1.157E-02	
48	10.06	déplacement vecteurs maximum = 1.008E-02 1.008E-03 2.013E-03 3.019E-03 4.028E-03 5.032E-03 6.039E-03 7.046E-03 8.052E-03 9.059E-03 1.008E-02 1.107E-02	
54	8.758	déplacement vecteurs maximum = 8.754E-03 8.759E-04 1.752E-03 2.627E-03 3.503E-03 4.379E-03 5.255E-03 6.130E-03 7.006E-03 7.882E-03 8.758E-03 9.634E-03	

$\Psi_D$ (°)	Déplacement (mm)	Schéma de simulation
60	8.888	<p>dplacement vectors maximum = 8.688E-03</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ 8.588E-04</li> <li>■ 1.778E-03</li> <li>■ 2.588E-03</li> <li>■ 3.566E-03</li> <li>■ 4.444E-03</li> <li>■ 5.233E-03</li> <li>■ 6.221E-03</li> <li>■ 7.110E-03</li> <li>■ 7.999E-03</li> <li>■ 8.888E-03</li> <li>■ 9.777E-03</li> </ul> 
64	14.18	<p>dplacement vectors maximum = 1.118E-02</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ 1.418E-03</li> <li>■ 2.638E-03</li> <li>■ 4.254E-03</li> <li>■ 5.672E-03</li> <li>■ 7.090E-03</li> <li>■ 8.508E-03</li> <li>■ 9.926E-03</li> <li>■ 1.134E-02</li> <li>■ 1.276E-02</li> <li>■ 1.418E-02</li> <li>■ 1.560E-02</li> </ul> 
70	12	<p>dplacement vectors maximum = 1.220E-02</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ 1.200E-03</li> <li>■ 2.401E-03</li> <li>■ 3.602E-03</li> <li>■ 4.802E-03</li> <li>■ 6.002E-03</li> <li>■ 7.203E-03</li> <li>■ 8.403E-03</li> <li>■ 9.604E-03</li> <li>■ 1.080E-02</li> <li>■ 1.200E-02</li> <li>■ 1.321E-02</li> </ul> 

## ANNEXE 2-d

## ÉTUDE DE SENSIBILITÉ DES PARAMÈTRES DES DISCONTINUITÉS

Niveau orthogonal	A(m)	B (°)	C (KPa)	D (°)	E (GPa/m)
1	6	30	40	20	100
2	8	40	80	30	106
3	10	50	120	40	111
4	12	60	160	50	116

plan ortho	niveau de A	valeur de A	niveau de B	valeur de B	niveau de C	valeur de C	niveau de D	valeur de D	niveau de E	valeur de E	$\delta$ (mm)
1	1	6	1	30	1	40	1	20	1	100	12.7
2	1	6	2	40	2	80	2	30	2	106	11.03
3	1	6	3	50	3	120	3	40	3	111	11.25
4	1	6	4	60	4	160	4	50	4	116	11.02
5	2	8	1	30	2	80	3	40	4	116	11.21
6	2	8	2	40	1	40	4	50	3	111	11.23
7	2	8	3	50	4	160	1	20	2	106	11.01
8	2	8	4	60	3	120	2	30	1	100	11.24
9	3	10	1	30	3	120	4	50	2	106	9.85
10	3	10	2	40	4	160	3	40	1	100	10.2
11	3	10	3	50	1	40	2	30	4	116	11.88
12	3	10	4	60	2	80	1	20	3	111	12.85
13	4	12	1	30	4	160	2	30	3	111	10.89
14	4	12	2	40	3	120	1	20	4	116	11.86
15	4	12	3	50	2	80	4	50	1	100	9.54
16	4	12	4	60	1	40	3	40	2	106	11.45

	$d_{moy}$	$d_{moy}$	$d_{moy}$	$d_{moy}$	$d_{moy}$
Niveau	A	B	C	D	E
1	11.5	11.1625	11.815	12.105	10.92
2	11.1725	11.08	11.1575	11.26	10.835
3	11.195	10.92	11.05	11.0275	11.555
4	10.935	11.64	10.78	10.41	11.4925

- Pente plus stable

	A4	B3	C4	D4	E2	$d_{min}$ (moy)
FS	10,935	10.92	10.78	10.41	10.835	10,776

- Pente moins stable

	A1	B4	C1	D1	E3	$d_{max}$ (moy)
FS	11.5	11.64	11.815	12.105	11.555	11.723

- Range

	A	B	C	D	E
range	0.565	0.72	1.035	1.695	0.72

**NB :**

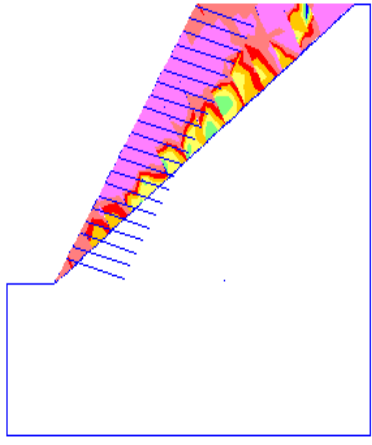
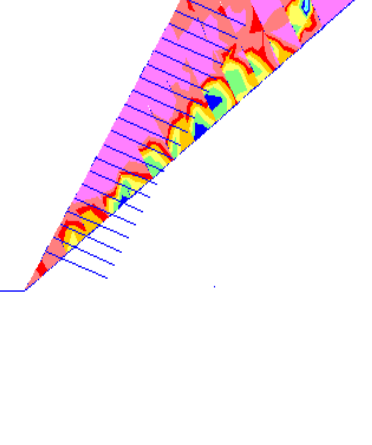
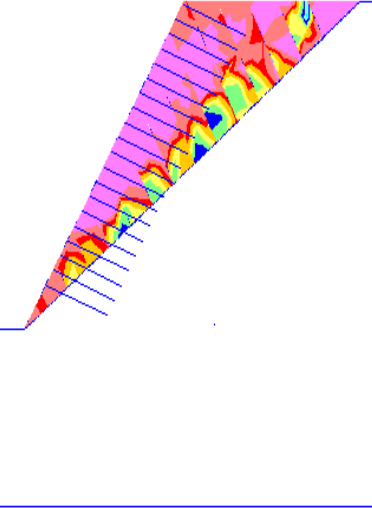
- $\delta$  désigne le déplacement maximum en mm des blocs sur les plans de cisaillement et
- $d_{moy}$  désigne le déplacement maximum moyen en mm des blocs sur les plans de cisaillement



## ANNEXE 2-e

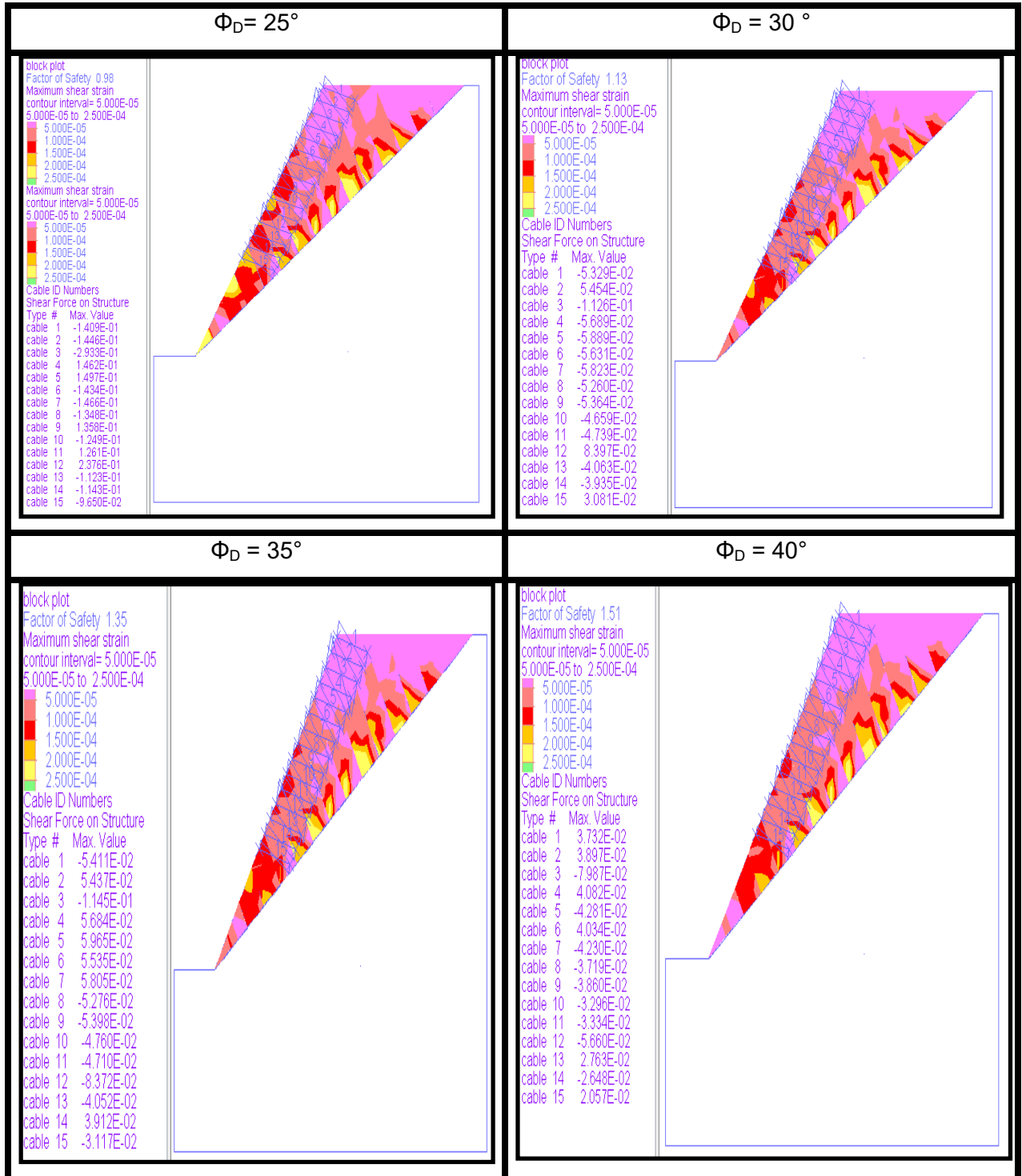
## INFLUENCE DE L'INCLINAISON ET LA LONGUEUR DES BARRES

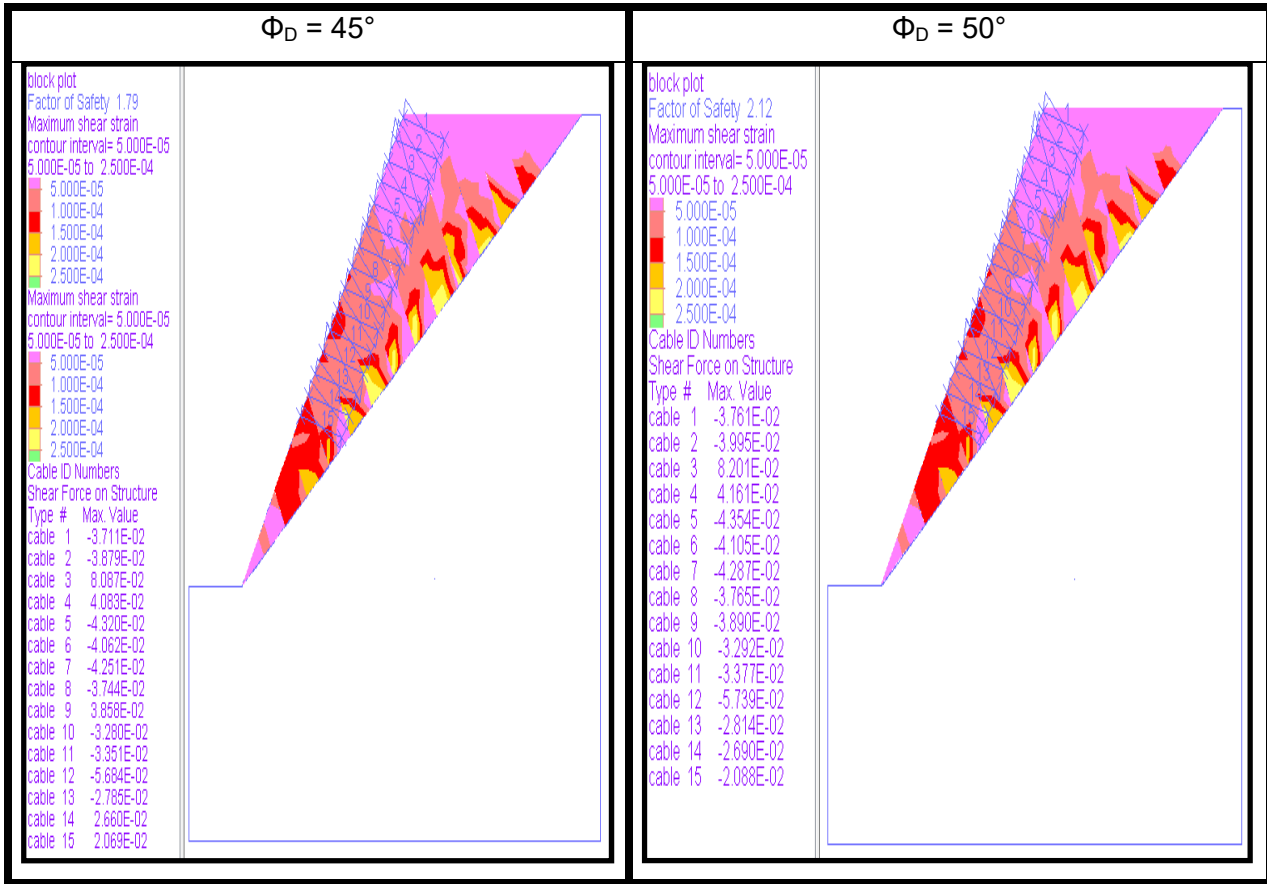
Hypothèse : L=25 m		
Inclinaison	Facteur de sécurité	Schéma de simulation
0	1.01	<p>Factor of Safety 1.01 Maximum shear strain contour interval= 1.000E-04 1.000E-04 to 6.000E-04</p> <p>1.000E-04 2.000E-04 3.000E-04 4.000E-04 5.000E-04 6.000E-04 cable reinforcing plotted</p>
5	1.03	<p>Factor of Safety 1.03 Maximum shear strain contour interval= 1.000E-04 1.000E-04 to 6.000E-04</p> <p>1.000E-04 2.000E-04 3.000E-04 4.000E-04 5.000E-04 6.000E-04 cable reinforcing plotted</p>
10	1.04	<p>Factor of Safety 1.04 Maximum shear strain contour interval= 1.000E-04 1.000E-04 to 7.000E-04</p> <p>1.000E-04 2.000E-04 3.000E-04 4.000E-04 5.000E-04 6.000E-04 7.000E-04 cable reinforcing plotted</p>

Inclinaison	Facteur de sécurité	Schéma de simulation	
15	1.06	<p>Factor of Safety 1.06                      Maximum shear strain                      contour interval= 1.000E-04                      1.000E-04 to 6.000E-04</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.000E-04</li> <li>2.000E-04</li> <li>3.000E-04</li> <li>4.000E-04</li> <li>5.000E-04</li> <li>6.000E-04</li> </ul> <p>cable reinforcing plotted</p>	
20	1.03	<p>Factor of Safety 1.03                      Maximum shear strain                      contour interval= 1.000E-04                      1.000E-04 to 8.000E-04</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.000E-04</li> <li>2.000E-04</li> <li>3.000E-04</li> <li>4.000E-04</li> <li>5.000E-04</li> <li>6.000E-04</li> <li>7.000E-04</li> <li>8.000E-04</li> </ul> <p>cable reinforcing plotted</p>	
25	1.03	<p>Factor of Safety 1.03                      Maximum shear strain                      contour interval= 1.000E-04                      1.000E-04 to 8.000E-04</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1.000E-04</li> <li>2.000E-04</li> <li>3.000E-04</li> <li>4.000E-04</li> <li>5.000E-04</li> <li>6.000E-04</li> <li>7.000E-04</li> <li>8.000E-04</li> </ul> <p>cable reinforcing plotted</p>	

ANNEXE 2-f

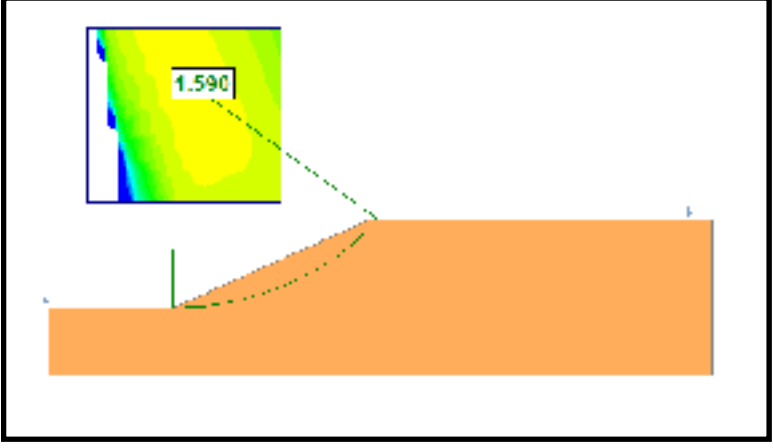
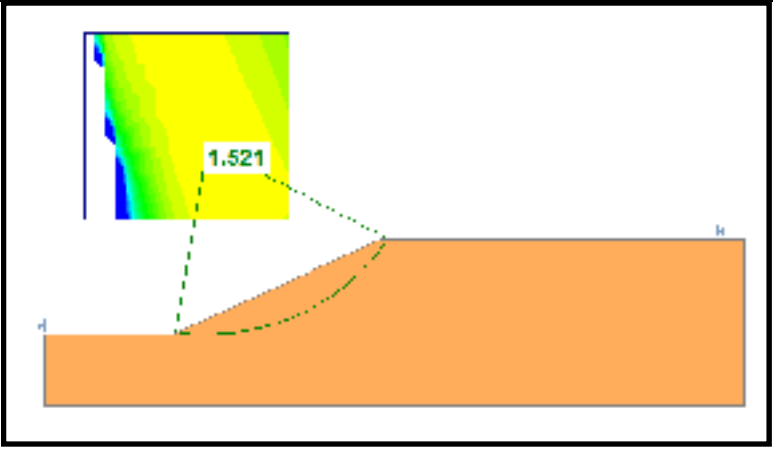
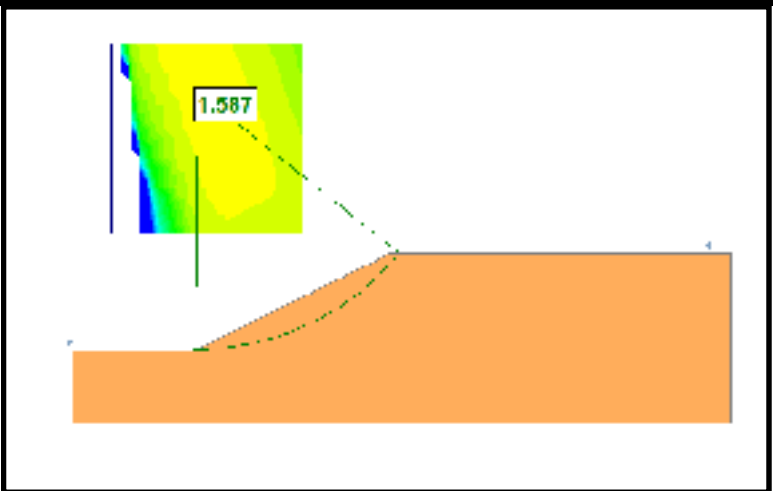
INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES DISCONTINUITÉS INTER-BLOCS SUR LA FORCE DE CISAILLEMENT DANS LES CÂBLES

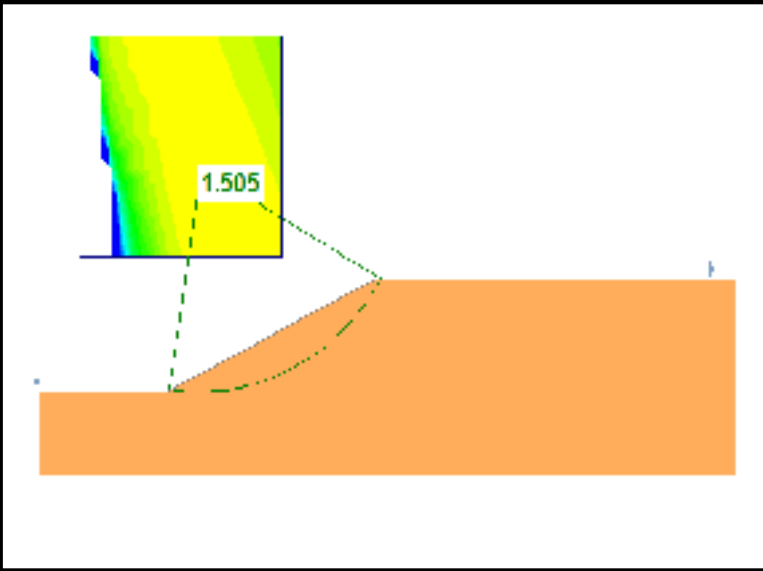
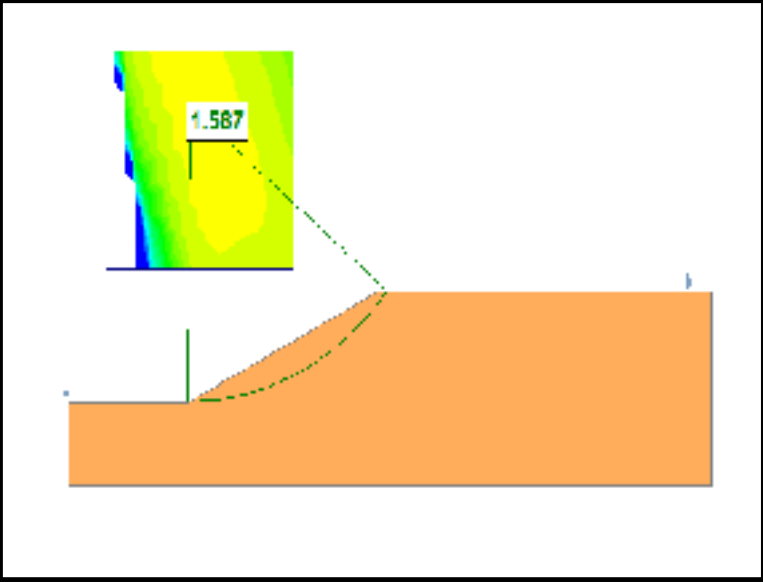




## ANNEXE 4-a

COEFFICIENT DE SÉCURITÉ STATIQUE SOUS L'EFFET DU POIDS PROPRE EN  
UTILISANT LES MÉTHODES D'ÉQUILIBRE LIMITE

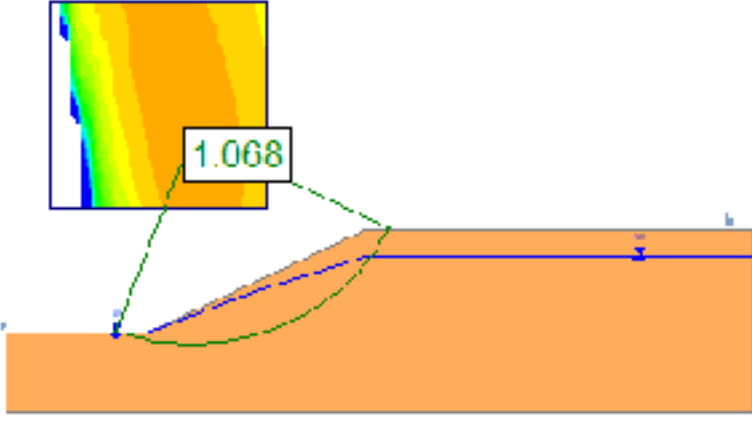
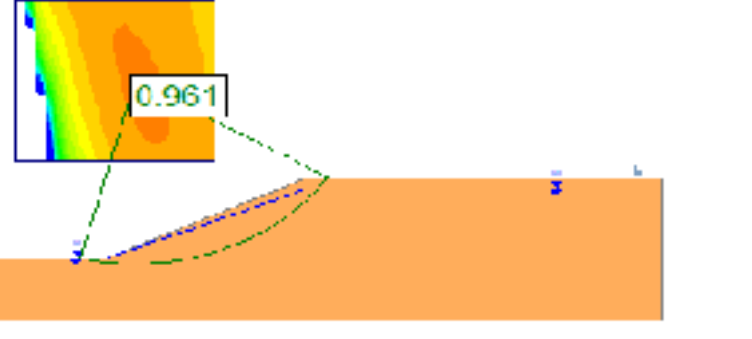
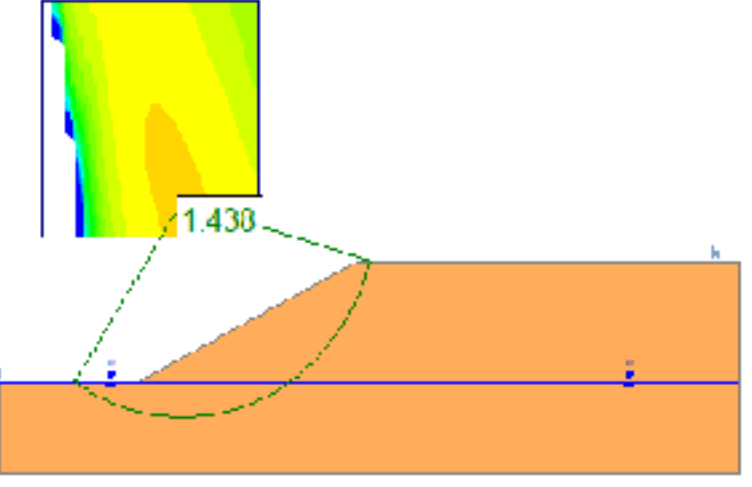
Méthodes	FS	Schéma de simulation
Bishop Simplifiée	1.590	 The diagram shows a cross-section of a soil slope. A dashed line represents the failure surface. A color-coded contour plot is overlaid on the slope, with a yellow region indicating the failure surface. A numerical value of 1.590 is displayed in a box within the contour plot. The failure surface is labeled with 'a' at the top left and 'b' at the top right.
Fellinus	1.521	 The diagram shows a cross-section of a soil slope. A dashed line represents the failure surface. A color-coded contour plot is overlaid on the slope, with a yellow region indicating the failure surface. A numerical value of 1.521 is displayed in a box within the contour plot. The failure surface is labeled with 'a' at the top left and 'b' at the top right.
Spencer	1.587	 The diagram shows a cross-section of a soil slope. A dashed line represents the failure surface. A color-coded contour plot is overlaid on the slope, with a yellow region indicating the failure surface. A numerical value of 1.587 is displayed in a box within the contour plot. The failure surface is labeled with 'a' at the top left and 'b' at the top right.

Méthodes	FS	Schéma de simulation
Janbu Simplifiée	1.505	 <p>The diagram illustrates a slope failure analysis using the Janbu Simplifiée method. It features a cross-section of a slope with a failure surface indicated by a dashed line. A color-coded contour plot is overlaid on the slope, showing the distribution of the safety factor. A specific value of 1.505 is highlighted in a white box within the contour plot. A dashed line connects this box to the corresponding location on the slope. The slope is represented by an orange-shaded area.</p>
Morgenstern-Price	1.587	 <p>The diagram illustrates a slope failure analysis using the Morgenstern-Price method. It features a cross-section of a slope with a failure surface indicated by a dashed line. A color-coded contour plot is overlaid on the slope, showing the distribution of the safety factor. A specific value of 1.587 is highlighted in a white box within the contour plot. A dashed line connects this box to the corresponding location on the slope. The slope is represented by an orange-shaded area.</p>

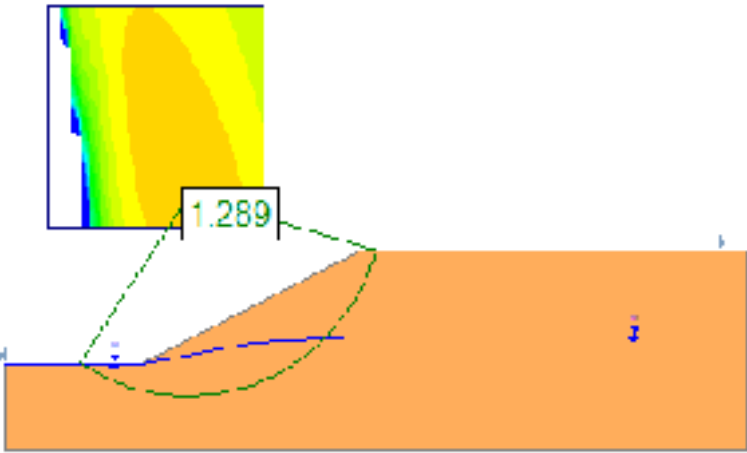
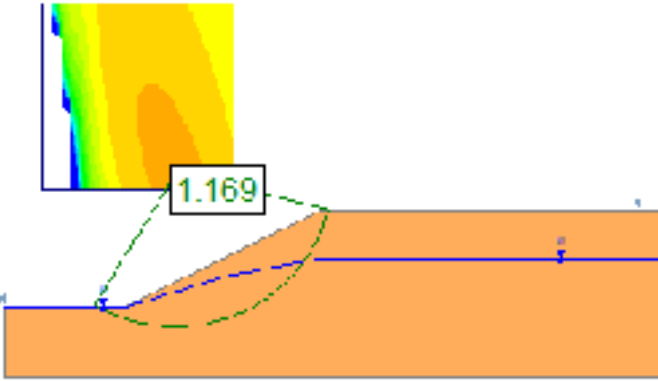
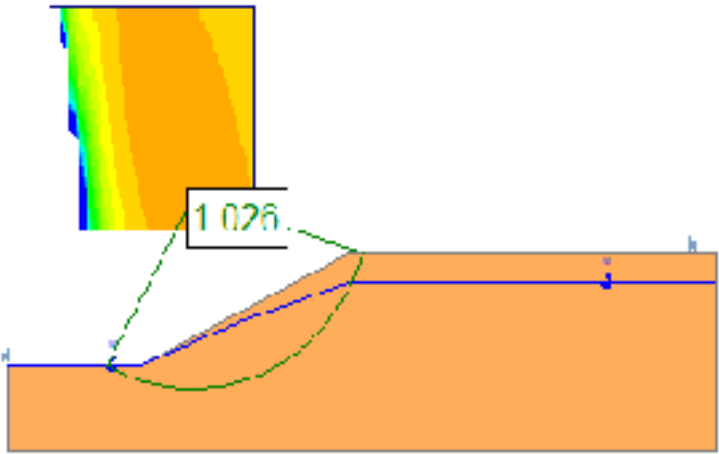
## ANNEXE 4-b

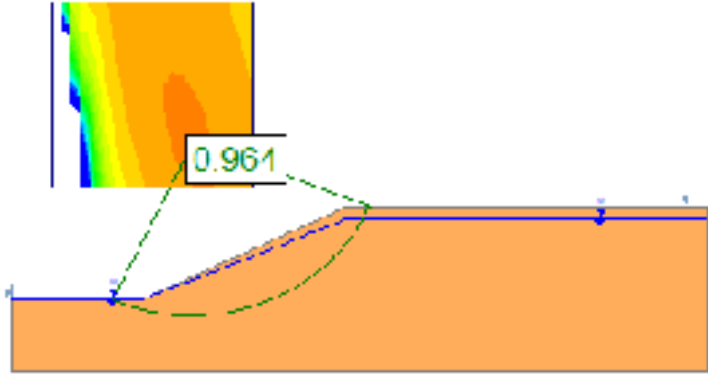
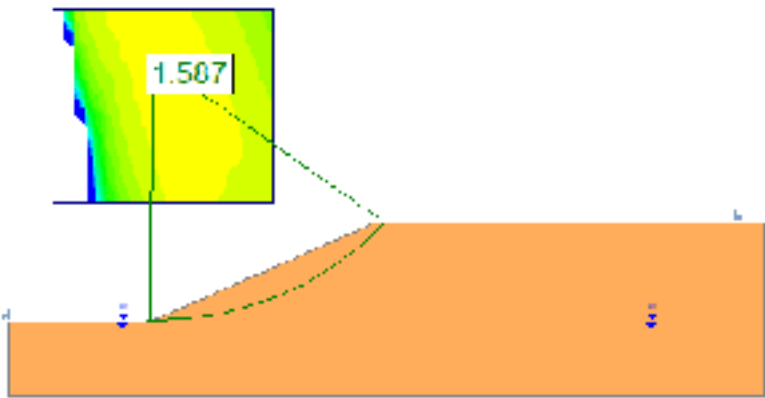
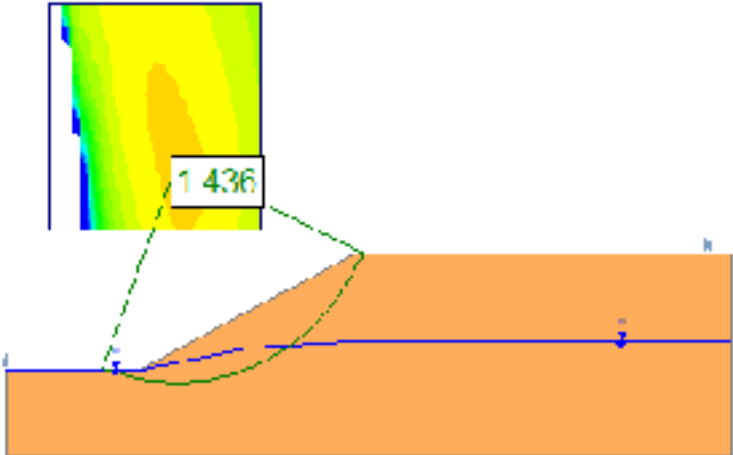
**COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ SELON LA VARIATION DE LA HAUTEUR D'EAU EN  
UTILISANT LES MÉTHODES D'ÉQUILIBRE LIMITE**

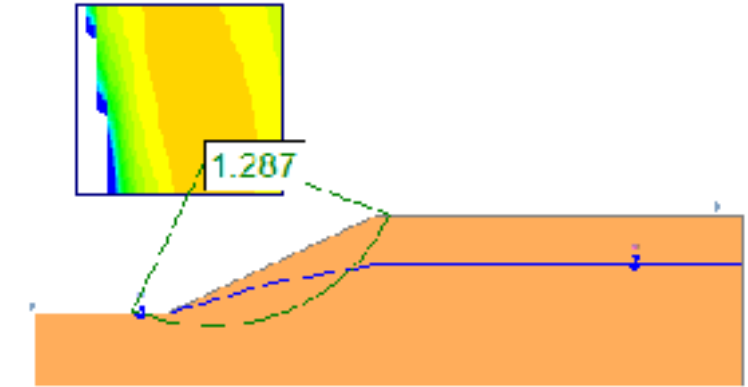
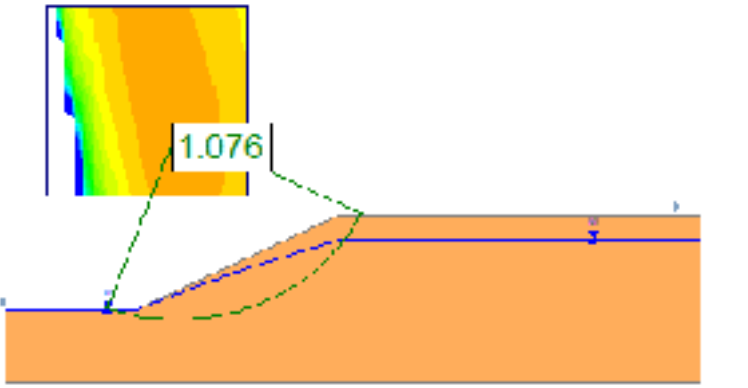
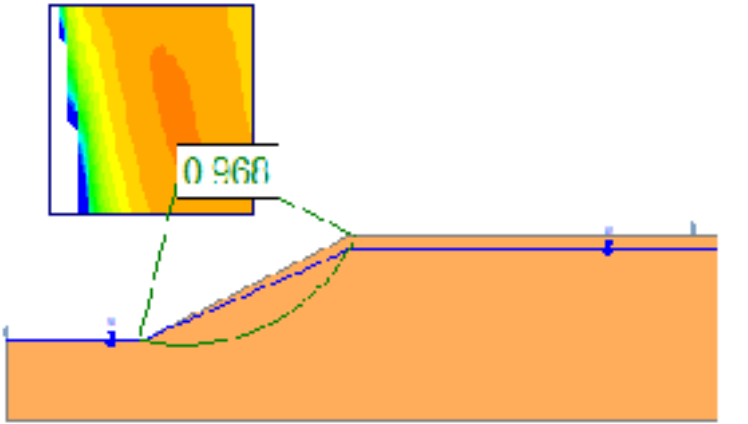
Méthode de Bishop Simplifiée		
H (m)	FS	Schéma de simulation
0	1.590	
5	1.437	
10	1.285	

H (m)	FS	Schéma de simulation
15	1.068	
17.5	0.961	
Méthode de Fellinus		
H (m)	FS	Schéma de simulation
0	1.438	



H (m)	FS	Schéma de simulation
5	1.289	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface (dashed green line) and a safety factor of 1.289. A color-coded stress distribution plot is shown above the failure surface, with a value of 1.289 indicated. The failure surface is curved and passes through the slope. A blue dashed line represents the failure surface, and a blue arrow points to the failure surface. The failure surface is labeled with '1.289' in a green box.</p>
10	1.169	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface (dashed green line) and a safety factor of 1.169. A color-coded stress distribution plot is shown above the failure surface, with a value of 1.169 indicated. The failure surface is curved and passes through the slope. A blue dashed line represents the failure surface, and a blue arrow points to the failure surface. The failure surface is labeled with '1.169' in a green box.</p>
15	1.026	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface (dashed green line) and a safety factor of 1.026. A color-coded stress distribution plot is shown above the failure surface, with a value of 1.026 indicated. The failure surface is curved and passes through the slope. A blue dashed line represents the failure surface, and a blue arrow points to the failure surface. The failure surface is labeled with '1.026' in a green box.</p>

H (m)	FS	Schéma de simulation
17.5	0.964	<p style="text-align: center;">Schéma de simulation</p> 
Méthode de Spencer		
H (m)	FS	Schéma de simulation
0	1.587	
5	1.436	

H (m)	FS	Schéma de simulation
10	1.287	
15	1.076	
17.5	0.986	

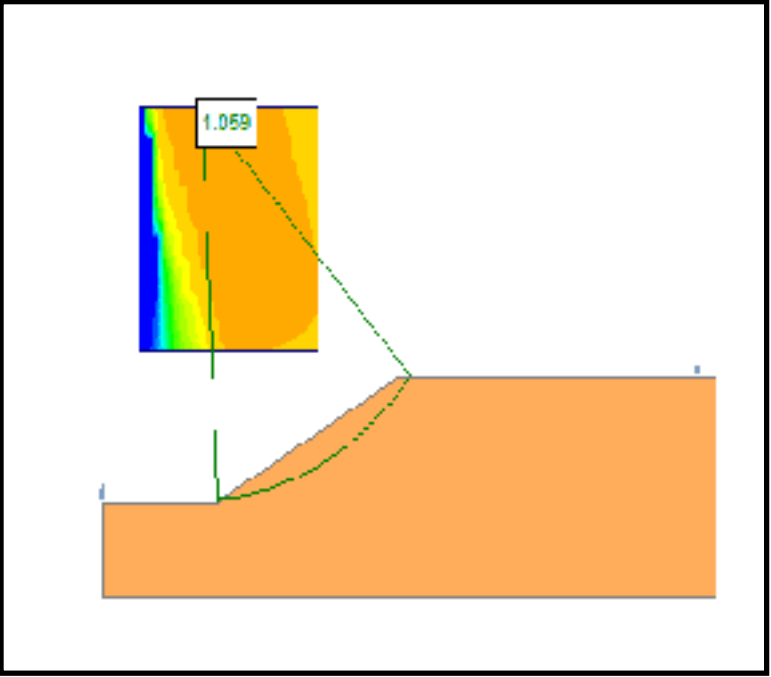
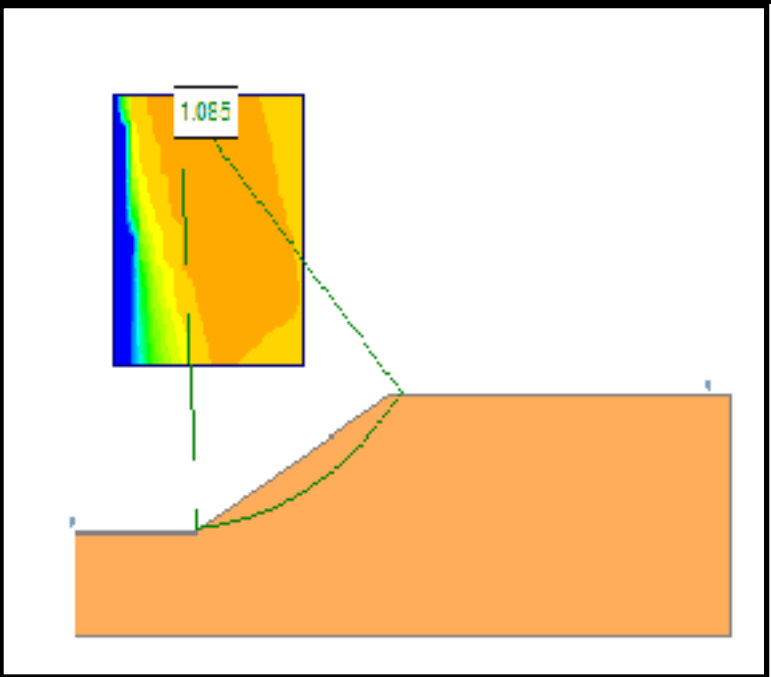
Méthode de Janbu Simplifiée		
H (m)	FS	Schéma de simulation
0	1.437	<p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface indicated by a dashed green line. A color-coded safety factor contour plot is shown in the upper left, with a value of 1.437 highlighted in a box. The failure surface is a curved shape that starts near the toe and extends towards the crest.</p>
5	1.285	<p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface indicated by a dashed green line. A color-coded safety factor contour plot is shown in the upper left, with a value of 1.285 highlighted in a box. The failure surface is a curved shape that starts near the toe and extends towards the crest. A horizontal blue line is drawn across the slope at a height of 5m.</p>
10	1.148	<p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface indicated by a dashed green line. A color-coded safety factor contour plot is shown in the upper left, with a value of 1.148 highlighted in a box. The failure surface is a curved shape that starts near the toe and extends towards the crest. A horizontal blue line is drawn across the slope at a height of 10m.</p>

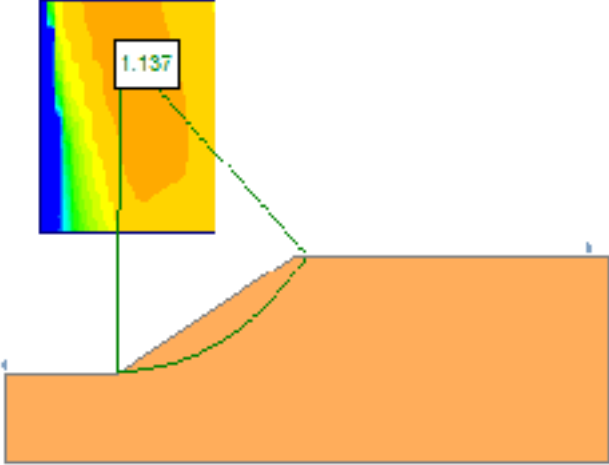

H (m)	FS	Schéma de simulation
15	0.956	
17.5	0.853	
Méthode de Morgenstern-Price		
H (m)	FS	Schéma de simulation
0	1.587	

H (m)	FS	Schéma de simulation
5	1.436	
10	1.287	
15	1.076	
17.5	0.968	

## ANNEXE 4-c

## INFLUENCE DE LA VARIATION DE LA COHÉSION SUR LE FACTEUR DE SÉCURITÉ

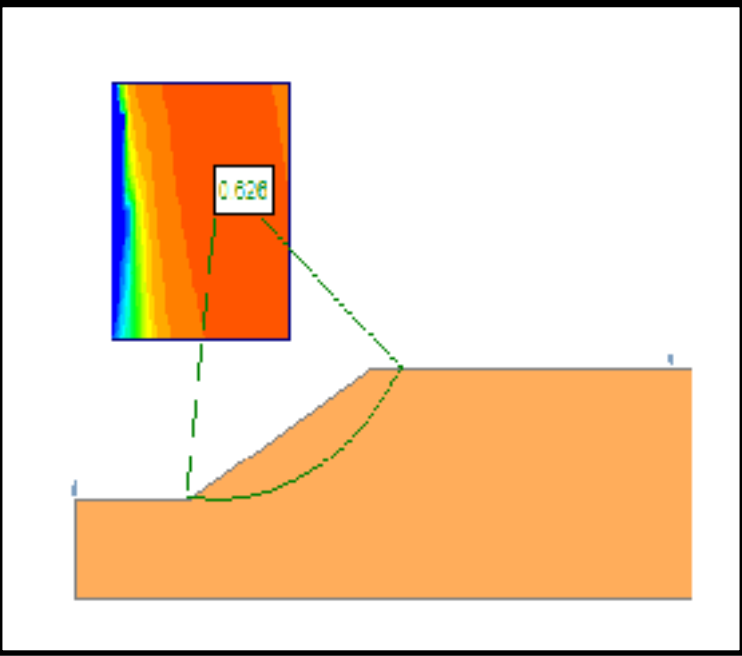
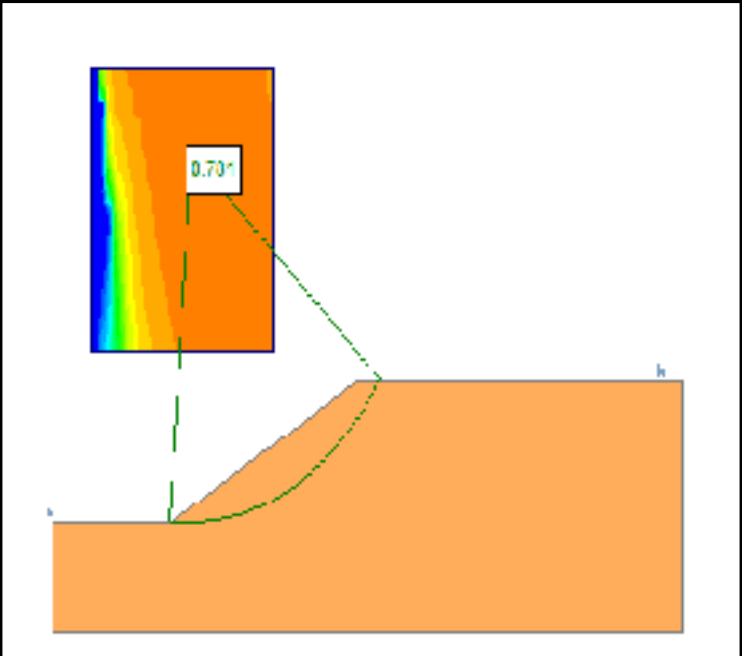
Méthode de Bishop Simplifiée		
Cohésion (kPa)	FS	Schéma de simulation
7	1.059	
8	1.085	

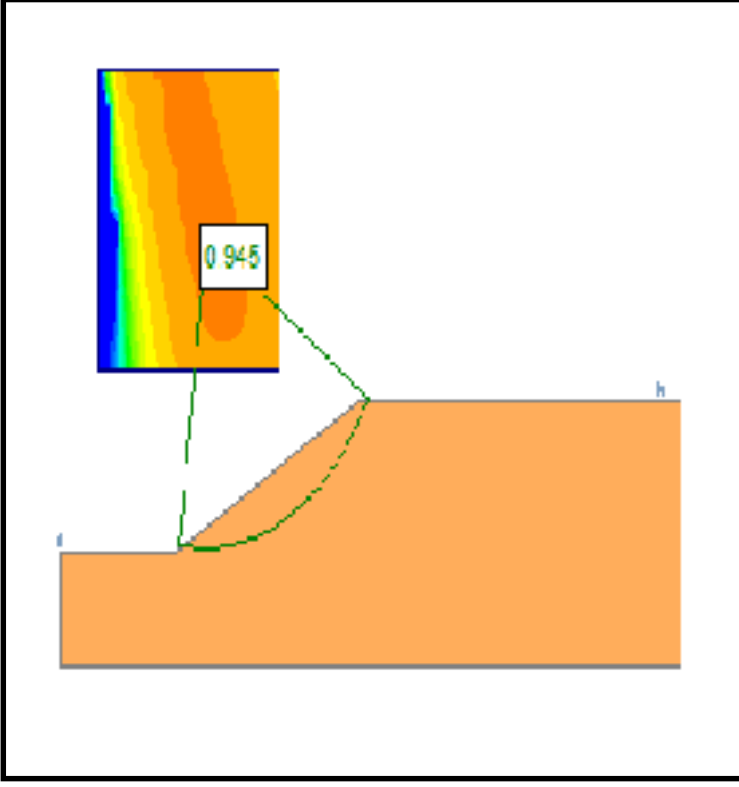
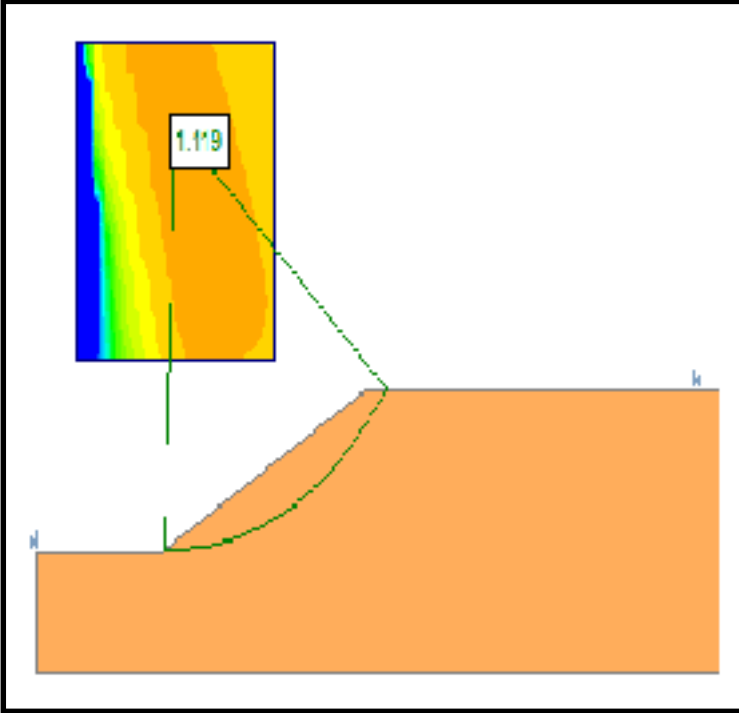
Cohésion (kPa)	FS	Schéma de simulation
10	1.137	 <p>The diagram shows a cross-section of a soil slope. A dashed line represents the failure surface. A color-coded stress distribution is shown above the failure surface, with a peak value of 1.137. The soil is represented by an orange color.</p>
12	1.183	 <p>The diagram shows a cross-section of a soil slope, similar to the one above. A dashed line represents the failure surface. A color-coded stress distribution is shown above the failure surface, with a peak value of 1.183. The soil is represented by an orange color.</p>



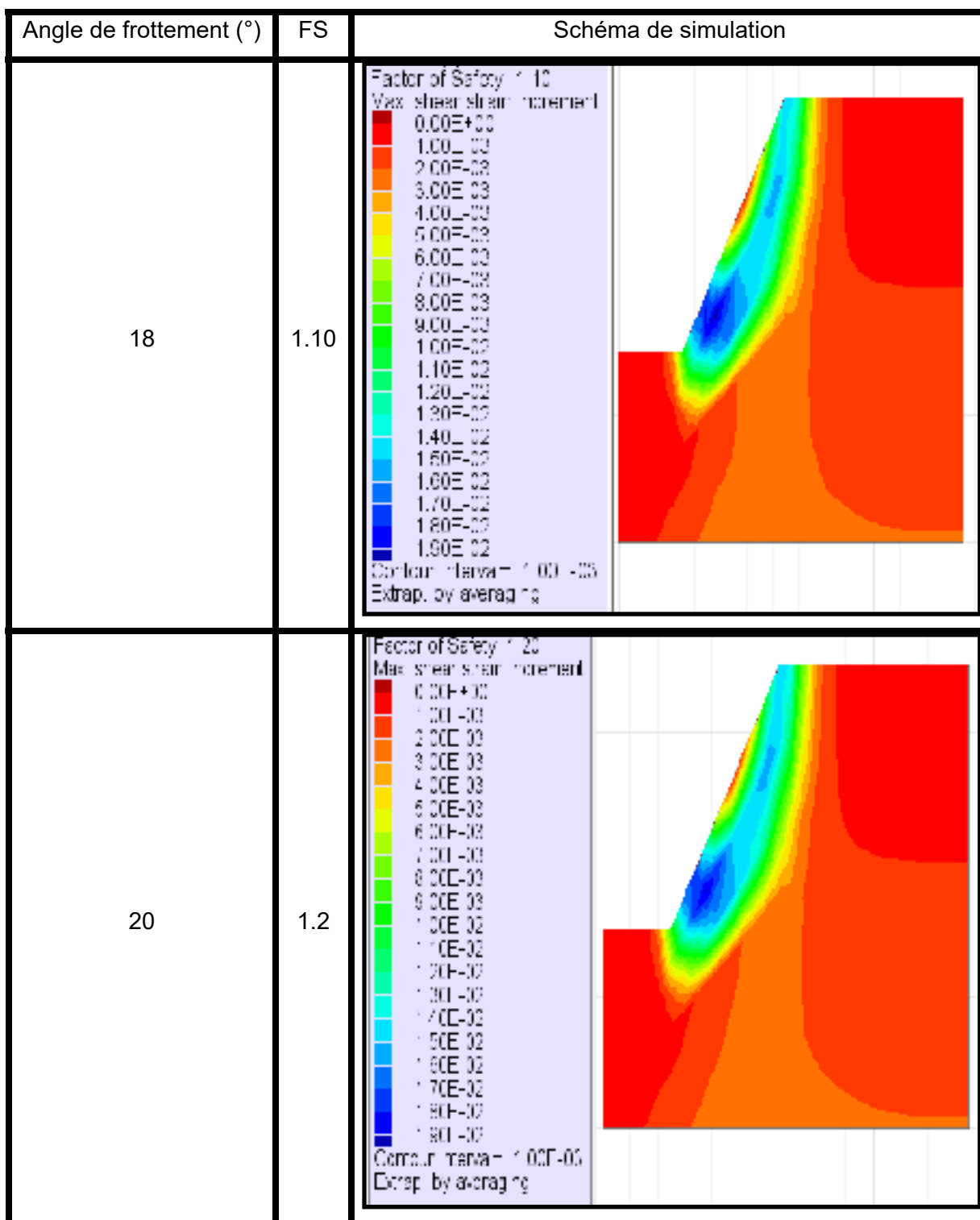
## ANNEXE 4-d

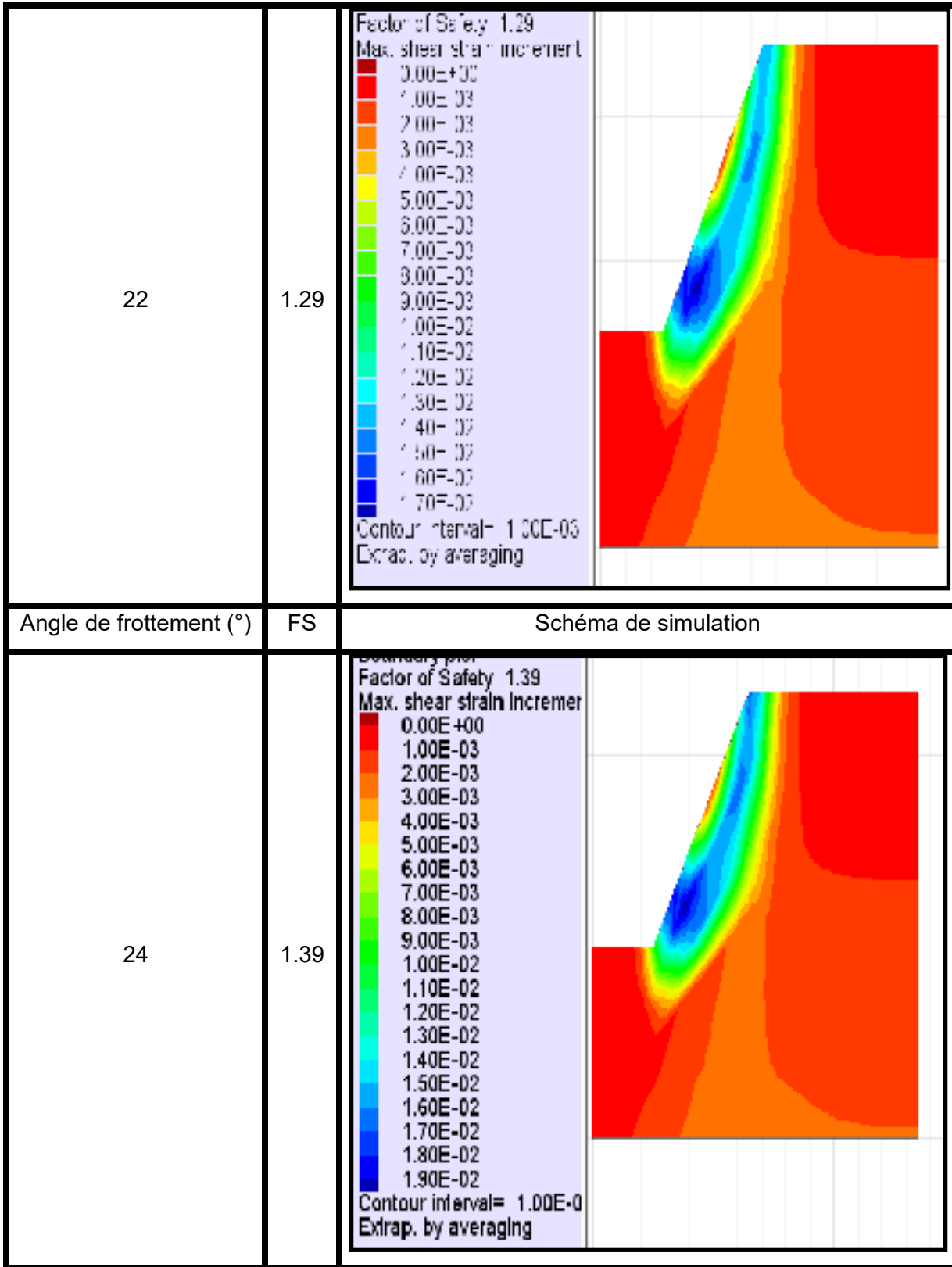
## INFLUENCE DE LA VARIATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE FACTEUR DE SÉCURITÉ

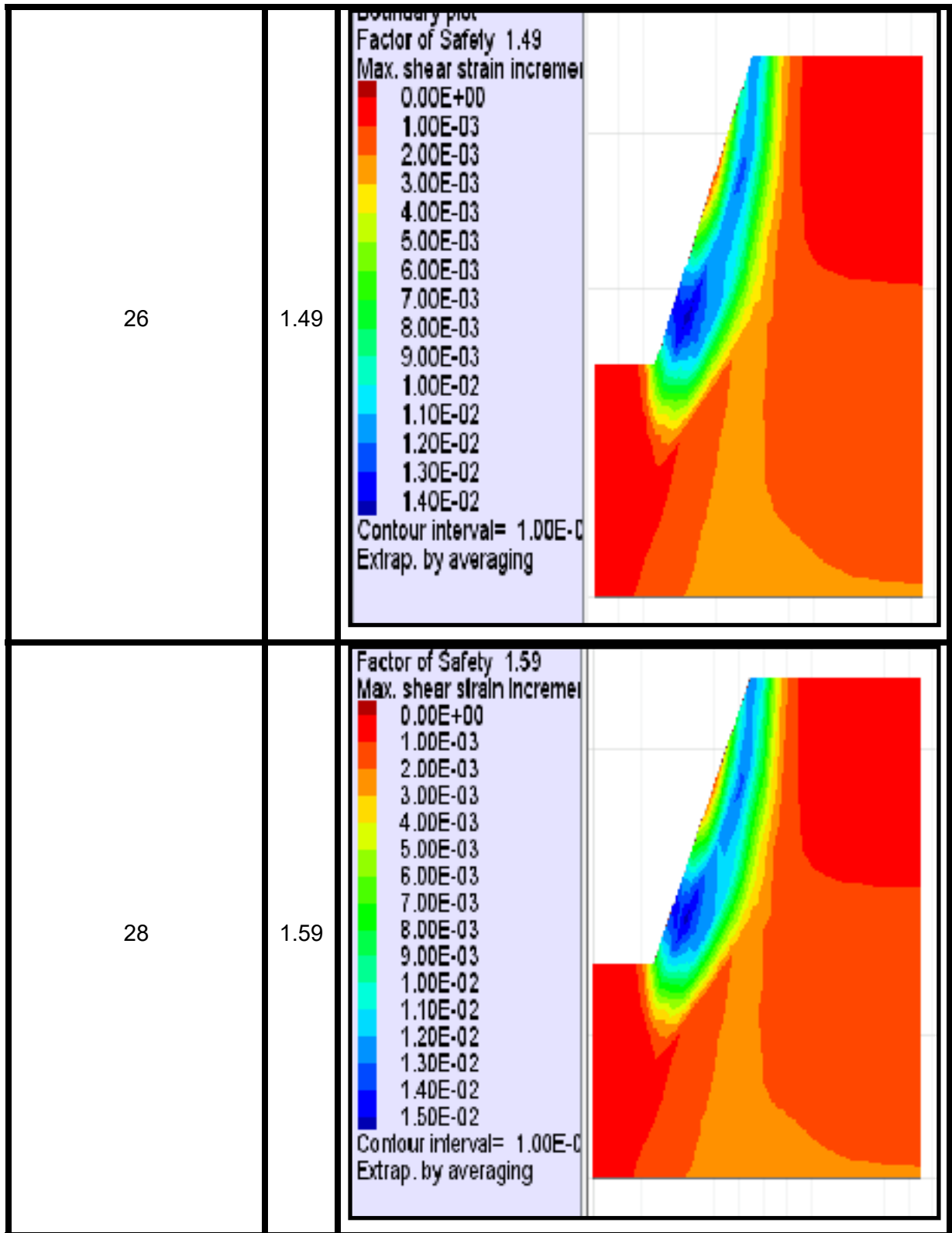
Méthode de Fellenius		
Angle de frottement (°)	FS	Schéma de simulation
15	0.626	
20	0.781	

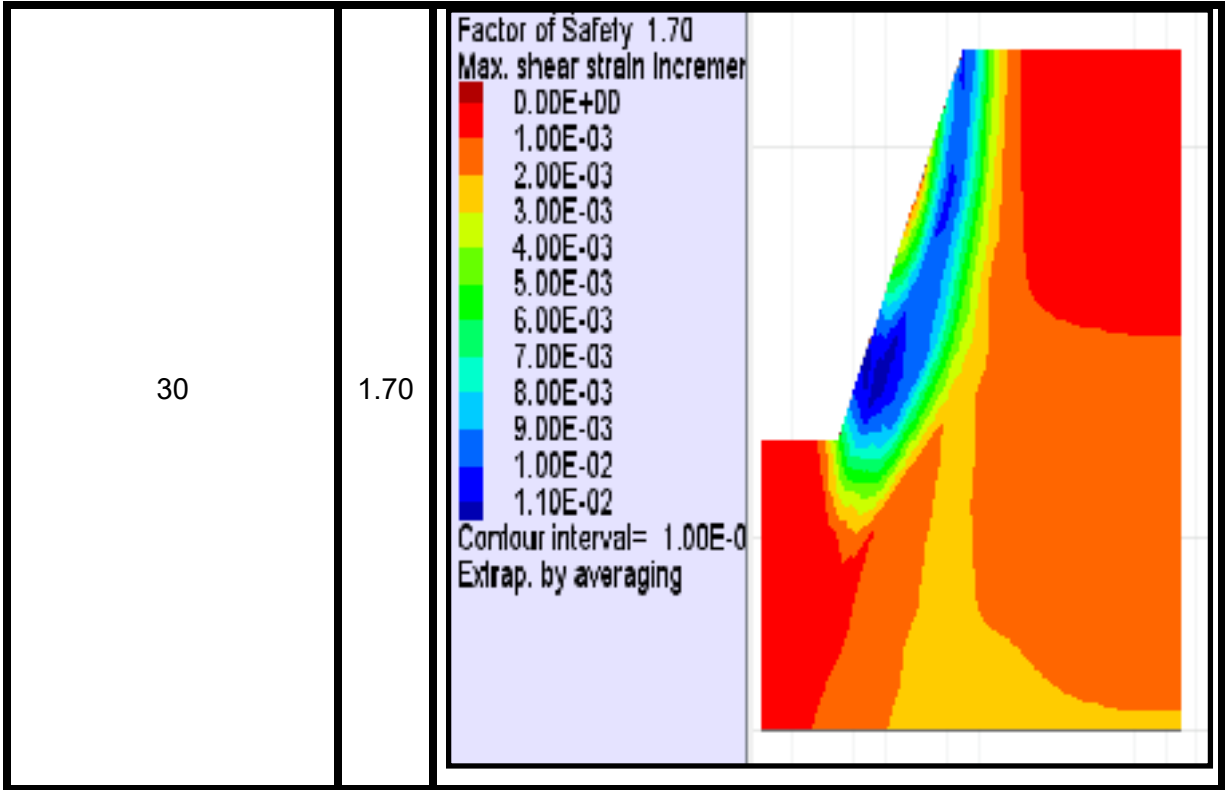
Angle de frottement (°)	FS	Schéma de simulation
25	0.945	 <p>The simulation schematic shows a cross-section of a soil mass with a curved failure surface. A color-coded stress distribution is overlaid on the failure surface. A callout box highlights a specific value of 0.945 on the failure surface. The failure surface is labeled with 'h' at the top right and 'h' at the bottom left.</p>
30	1.119	 <p>The simulation schematic shows a cross-section of a soil mass with a curved failure surface. A color-coded stress distribution is overlaid on the failure surface. A callout box highlights a specific value of 1.119 on the failure surface. The failure surface is labeled with 'h' at the top right and 'h' at the bottom left.</p>

## ANNEXE 4-e

INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LE DÉPLACEMENT  
DES BLOCS







## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Alfonsi, P., Durville, J.L. et Rachez, X. (1998). Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches. Bulletin-laboratoires des ponts et chaussées, France, 31-44.
- Al-Hout, J. (2016). Études expérimentales et numériques du comportement des structures en Pisé et en maçonnerie: Apport de la MED. (Thèse de Doctorat, Université de Lyon, France).
- Ansaldi, B. et Guglielmetti, A. (2016). Prise en compte du paysage dans les protections contre les chutes de matériaux rocheux: guide technique. Repéré à <https://hal.archivesouvertes.fr/hal-01460487>.
- Ashkenazi, V., Dodson, A.H., Sykes, R.M. et Crane, S.A. (1980). Remote measurement of ground movements by surveying techniques. Civil Eng. Survey 5(4), 15-22.
- Bahrani, N. et Hadjigeorgiou, J. (2017). Explicit reinforcement models for fully-grouted rebar rock bolts. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 9(2), 267-280.
- Bandis, S., Lumsden, A., Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. International journal of rock mechanics and mining sciences et geomechanics abstracts 18, 1-21.
- Banque africaine de Développement. (2011). MAROC: Autoroute Marrakech-Agadir, <https://fr.scribd.com/document/73578482/Etude-Impact-Auto-Route>.
- Barton, N., Lien, R. et Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics, 6 (4), 189-236.
- Barton, N. et Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock mechanics, 10, 1-54.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics 6(4), 189-236.
- Barton, N. et Bar, N. (2017). The Q-slope Method for Rock Slope Engineering. International Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering, 50(12), 3307-3322.
- Barton, N. et Bar, N. (2015). Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects. In: Proceedings of the ISRM regional symposium, Eurock 2015 et 64th Geomechanics Colloquium, Salzburg, 157-162.
- Bar, N. et Barton, N. (2018). Q-Slope: An Empirical Rock Slope Engineering Approach in Australia. Australian Geomechanics Journal, 53(4), 73-86.

- Barton, N. et Shen, B. (2018). Extension Strain and Rock Strength Limits for Deep Tunnels, Cliffs, Mountain Walls and the Highest Mountains. *Rock Mechanics et Rock Engineering*, 51(12), 3945-3962.
- Barton, N. et Bar, N. (2019). The Q-Slope Method for rock slope engineering in faulted rocks and Fault zones. *Rock mechanics for natural resources and Infrastructure development* Fontoura, Rocca et Pavón Mendoza, 3424-3432.
- Barton, N. et Grimstad, E. (2014). Forty years with the Q-system in Norway and abroad. *Fjellsprengnings, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen, Oslo, Norway*, 4.1-4.25.
- Belloul, F. et Lebid, Y. (2016). Étude de confortement de l'éboulement rocheux de la falaise Cap AOKAS. (Mémoire de Master, Université MIRA-Bejaia, Algérie).
- Benjelloun, Z.H, Bertrand, L. et Feuga, B. (1989). Étude du comportement mécanique de la fracture rocheuse en cisaillement. *Rock at great depth, Balkema*, 433-439.
- Benguebour, H. et Debbarh, A. (2014). Stabilisation du déblai 15 de l'autoroute Marrakech-Agadir. *Rock slope stability, Marrakech-Maroc*, 16.
- Benmarce, A. (2019). Stabilité des massifs rocheux. (Mémoire de master, université de Guelma, Algérie).
- Berest, P. (2000). Comportement mécanique des discontinuités. *Manuel de mécanique des roches, Tome1: Fondements. Les presses de l'école des mines, Paris*.
- Berkane, D. (2016). Modélisation sous RESOBLOK du boulonnage du talus aval de la déviation esquirolet (Ax les thermes-France). (Mémoire de master, école nationale supérieure des mines et métallurgie, Annaba, Algérie).
- Berkowitz, B. (2002). Characterizing flow and transport in fractured geological media: A review. *Advances in water resources* 25,861-884.
- Bhasin.R. et Høeg, K. (1998). Parametric study for a large cavern in jointed rock using a distinct element model (UDEC). *International journal of rock mechanics and mining sciences* 35 (1), 17-29.
- Bhasin, R. et Kaynia, A.M. (2004). Static and dynamic simulation of a 700 m high rock slope in western Norway. *Engineering geology* 71(3-4), 213-226.
- Billiaux, D. et Dedecker, F. (2018). Modélisation numérique des roches et fracturation: du continu au discontinu. *Revue française de géotechnique*, 155 (2), 1-6.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5(1), 7-17.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock masses classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*.



- Bjerrum, L., Brekke, T.L., Mowm. J., Selmer, O. (1964). Some Norwegian studies and experiences with swelling materials in rock gougues .Norwegian Geotechnical Institute Publication, 1-9.
- Bjurstrom, S. (1974). Shear strength on hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts. In Proceedings of the 3rd International congress on rock mechanics, 2, 1194-1199. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Bhasin, R. et Høeg, K. (1998). Parametric study for a large cavern in jointed rock using a distinct element model. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 35(1), 17-29.
- Böhme, M. et al. (2013). Analyzing complex rock slope deformation at Stampa, western Norway, by integrating geomorphology, kinematics and numerical modeling. Engineering geology, 154, 116-130.
- Bottelin, P. (2014). Caractérisation des phases pré- et post-rupture d'éboulements rocheux de taille intermédiaire: Apport des enregistrements sismiques. (Thèse de doctorat, université de Grenoble, France).
- Bouchez, J.L. et Nicolas, A. (2018). Principes de tectonique (3<sup>ème</sup> édition). Paris : De boeck supérieur.
- Bouhali, H. et Doukani, A. (2018). Étude de la stabilisation des talus par pieux. (Mémoire de Master, Université Ziane Achour de Djelfa, Algérie).
- Boujmaoui, Y. et Erridaoul, A. (2011). Autoroute Marrakech-Agadir : le premier tunnel autoroutier au Maroc. Travaux n° 883 ,38-45.
- Bourdeau, C. (2005). Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques: apport de la modélisation numérique. (Thèse de doctorat, École nationale supérieure des mines, Paris).
- Bousba, I., Cheghib, H., Benlalli, Y. et Kahoul, N. (2019). Prédiction des performances des pompes centrifuges sous l'influence de la viscosité des liquides en utilisant la méthode Taguchi. Revue des sciences et de la technologie, 25(1), 134-143.
- Boyer, J. (2009). Fiche scientifique Pétrographie et minéralogie : Classification des roches magmatiques [http://www.lavevolcans.com/fiches\\_science\\_2.html#:~:text=Classification%20des%20roches%20magmatiques%20d,dites%20effusives%2C%20filoniennes%20et%20intrusives.](http://www.lavevolcans.com/fiches_science_2.html#:~:text=Classification%20des%20roches%20magmatiques%20d,dites%20effusives%2C%20filoniennes%20et%20intrusives.)
- Brady, B. H. et Brown, E. T. (2013). Rock mechanics for underground mining, springer science et business media.
- Bustamante, A.M. (2010). Étude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec. (Mémoire de maitrise, faculté des études supérieures de l'université de Laval, Québec).

- Cao, H.P. (2011). Modélisation par éléments discrets rigides et/ou déformables des milieux granulaires et des troisièmes corps solides. (Thèse de doctorat, l'institut national des sciences appliquées de Lyon, France).
- Cassidy, K. (1980). The Implementation of a Cable Bolting Program at the Con Mine. *Underground Rock Engineering*, 22, 67-72.
- Caumartin, R. (2008). Rétro-analyse de l'instabilité d'une pente dans une mine à ciel ouvert assistée de la modélisation numérique utilisant la méthode des éléments distincts. (Mémoire de maîtrise, faculté des études supérieures de l'université de Laval, Québec).
- Chabou, M. C. (2020). Les roches métamorphiques. [Note de cours]. Repéré à <http://www.geolalg.com/chabou/terre4.pdf>
- Chalhoub, M. (2006). Apport des méthodes d'homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés. (Thèse de doctorat, école nationale des mines de Paris, France).
- Chandler, J.H. et Moore, R. (1989). Analytical photogrammetry: a method for monitoring slope instability. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 22(2), 97-110.
- Chekir, M. et Mani, N. (2016). Caractérisation et classification géo mécanique du massif rocheux d'Aokas Bejaia. (Mémoire de master, université Abderrahmane Mira Bejaia, Algérie).
- Choquet, F. (2010). Implémentation d'un modèle numérique de couplage hydromécanique des discontinuités géologiques. (Mémoire de maîtrise, école polytechnique de Montréal, Montréal, Québec).
- Corthésy, R. (2013). GML6002 : Mécanique des roches II -Travail pratique sur le basculement et glissement - Utilisation du logiciel UDEC V.5.0. École polytechnique de Montréal.
- Corkum, A. G et Martin, C.D. (2004). Analysis of a rock slide stabilized with a toe-berm: a case study in British Columbia, Canada. *International journal of rock mechanics and mining sciences*. 41(7), 1109-1121.
- Cruden, D. M. (1989). Limits to common toppling. *Revue canadienne de géotechnique*, 26, 737-742.
- Cruse, R. (2014). La géologie des îles de la Caraïbe et son influence sur les sociétés humaines. Caribbean Atlas. Repéré à <http://www.caribbeanatlas.com/fr/thematiques/geographie-physique-et-ressources-naturelles/la-geologie-des-iles-de-la-caraibe-et-son-influence-sur-les-societes-humaines.html>
- Cuervo, Y.S. 2015. Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets: application aux évènements réels. (Thèse de doctorat, université Grenoble Alpes, France).
- Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. *Proceedings of the international symposium on rock mechanics*.

- Cundall, P. A. (1980). Generalised distinct element program for modelling jointed rock, Cundall (Peter) Associates Virginia water (England).
- Dauphin, S., Durville, J.L. et Virely, D. (2014). Dimensionnement et stabilité des grands talus rocheux : la nécessité d'un référentiel technique, Symposium international sur la stabilité des versants rocheux RSS 2014, Marrakech, 2-4 avril 2014 ,517-532.
- Deere, D., et al. (1967). Design of the surface and near-surface construction in rock. The 8th US symposium on rock mechanics, American Rock Mechanics Association.
- Derraji.A et Salhi.M. (2012). Éléments de stabilité des pentes au rocher. Édition 01, Rabat, Maroc ,157. Repéré à [https://admacademie.ma/sites/default/files/livre\\_adm.pdf](https://admacademie.ma/sites/default/files/livre_adm.pdf).
- Djabri, M. (2017). Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. (Thèse de doctorat, université Mohamed Khider-Biskra, Algérie).
- Djellabi, A. (2016). Étude du glissement au PK 91+100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz: Analyse des causes et études du confortement. (Mémoire de master, université Mohamed Boudiaf-M'sila, Algérie).
- Djeribiai, K. (2019). Étude paramétrique d'une paroi clouée. (Mémoire de master, université L'arbiben Mhidi, Algérie).
- Donald, I.B et Giam, S.K. (1988). Application of the nodal displacement method to slope stability analysis. Proceedings of the 5th Australia-New Zealand conference on Geomechanics, Sydney, 456-460.
- Dong, Y.F. et Wang, Y.G. (2012). Application of full-length anchor support technology in a large-section roadway under complicated geological conditions. Journal of coal science and engineering (China), 18 (1), 10-13. Doi: 10.1007/s12404-012-0102-3.
- Douchet, G., Thiery, Y., Aubourg, C., Sénéchal. et Rousset. (2017). Analyse de grandes déformations de versants dans les Pyrénées: exemple de la moyenne vallée d'Ossau. Journées Aléas Gravitaires, Besançon, France.
- Doumi, H. (2016). Étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes (application au cas du talus aménagé de sidi Ahmed à Bejaia). (Mémoire de master, université Mohamed Boudiaf M'sila, Algérie).
- Dounane, N., Trouzine, H. et Hamhami, M. (2015). Application de la méthode de Taguchi pour l'étude des sols gonflants. Rencontres universitaires de génie civil, Bayonne, France Repéré à : <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167716>.

- Duby, C. (1989). La méthode Taguchi: valeur et limites. *Revue de statistique appliquée* 37(2), 7-15. Référé à : [http://www.numdam.org/item/?id=RSA\\_1989\\_\\_37\\_2\\_7\\_0](http://www.numdam.org/item/?id=RSA_1989__37_2_7_0).
- Duncan, J .M. Wright, S.G. et Brandon, T.L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley et Sons.
- Duncan, C. W. et W. M. Christopher (2004). *Rock slope engineering: civil and mining*. Spon Press, New York.
- Ejjaaouani, H. et Boujemaoui, Y. (2014). Traitement des talus rocheux, Cas : Autoroute Marrakech-Agadir. *Rock slope stability, Marrakech-Maroc*, 21-33.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, International commission on large dams*, 4, 445-462.
- Freddi, A. et Salmon, M. (2019). Introduction to the Taguchi method. *Design Principles and Methodologies*, springer, 159-180.
- Forrester, D.J. et Aston, T.R.C. (1987). A review of mining subsidence instrumentation and its potential application for seabed monitoring. *Mining science and technology*, 4 (3), 225-240.
- Garnier, C. (2010). Risques naturels à la réunion. Aléas, conséquences et parades. Intégration raisonnée des risques dans l'aménagement du territoire et l'urbanisme. [Présentation PowerPoint]. Repéré à [risquesnaturels.re](http://risquesnaturels.re).
- Gasc-barbier, M. et Guittard, J. (2009). Comportement au cisaillement d'un joint rocheux naturel. *Revue française de géotechnique*, 128,1-9.
- Gerdeen, J., Snyder, V. et Viegelahn, G. (1977). Design criteria for roof bolting plans using fully resin-grouted nontensioned bolts to reinforce bedded mine roof., *Bureau of mines*, 46(4).
- Goodman, RE. (1969). The deformability of joints. *American society for testing and materials, special technical publication* 477,174-196.
- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. John Wiley and Sons.
- Guilloux, A. (2014). Stabilité de pentes en sols indurés et roches tendres. *Rock slope stability Marrakech-Maroc*, 3-20.
- Hamdi, J., Scholtes, L., Souley, M. et Al heib, M. (2016). Simulation de la rupture en mode i par une méthode aux éléments discrets. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur*. Nancy, France, doi : 01863843.
- Hancox, G.T., Perrin, N.D. et Dellow, G.D. (2002). Recent studies of historical earthquake-induced landsliding, ground damage, and intensity in New Zealand. *Bulletin-New Zealand society for earthquake engineering*, 35 (2), 59-95.

- Hantz, D. (2001). Ingénierie des pentes rocheuses et artificielles. Les techniques de l'industrie minière, 10, 66-75.
- Haoues, N. et Louci, S. (2017). Étude de stabilité d'un talus cas réel : cite ciloc-Constantine. (Mémoire de master, Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi, Algérie).
- Hariri, R. et Hadath, L. (2014). Influence de la présence d'eau sur la réponse sismique des pentes rocheuses fracturées: Application à un cas réel au Liban. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur.
- Hauquin, T., Thomas, J., Riss, J. et Fabre, R. (2013). Modélisation et analyse numérique du mouvement de terrain de la cristallière (vallée d'Aspe, pyrénées-atlantiques. Troisième journée aléa gravitaire, Grenoble, France).
- He, L. , An, X.M. , Ma, G.W. et Zhao, Z.Y. (2013). Development of three-dimensional numerical manifold method for jointed rock slope stability analysis. International journal of rock mechanics et mining sciences. 64, 22-35.
- Hemri, K., Mouneji, Y. et Labied, H. (2018). Stabilisation de talus rocheux. Repéré à [http://www.amprc.ma/actes/8eme\\_congres\\_national\\_de\\_la\\_route/Congre/TH3/TH3\\_1.pd](http://www.amprc.ma/actes/8eme_congres_national_de_la_route/Congre/TH3/TH3_1.pd)
- Hicham, F. (2016). Prédiction de la rupture fragile de la glace atmosphérique des câbles et des conducteurs des réseaux aériens de transport de l'énergie électrique par le développement des critères de rupture. (Thèse de doctorat, université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Québec).
- Ho, D.A. (2017). Comportement axial des ancrages passifs scellés au rocher: étude de l'interface barre-scellement et modélisation. (Thèse de doctorat, université de Lyon, Lyon, France).
- Hoang, T. T. N. (2010). Étude du comportement d'un milieu rocheux fracturé: Application à la réalisation du tunnel de Saint-Béat. (Thèse de doctorat, école des ponts Paris , France).
- Hoek E., Kaiser P.K. et Bawden W.F. (1995). Support of underground excavation in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- Hoek, E. et Bray, J.W. (1981). Rock slope engineering. Institution of mining and metallurgy, London, 402.
- Hoek, E. et Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion—a 1988 update. Proc. 15th Canadien rock mech. Symp, Toronto, civil engineering, university of Toronto, 31-38
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. et Corkum, B. (2002). Hook-Brown failure criterion-2002 edition. proceedings of Narms-Tac. 1, 267-273.

- Homand, F. et Duffaut, P. (2000). Manuel de mécanique des roches. Tome 1, les presses de l'école des mines, Paris, 88.
- Homand-Étienne, F., Berthout, B., Houpert, R. et Chapot, P. (1987). Comparaison de diverses méthodes de reconnaissance de la fracturation des massifs rocheux approche géostatistique. Bull liaison laboratoire ponts et chaussées, 61-68.
- Hosni, A. (1997). Modélisation par la méthode des éléments distincts du champ des contraintes à l'échelle du fossé rhénan (grande échelle) et de Soultz-Sous-Forêts (échelle locale). Institut national polytechnique de Lorraine, école nationale supérieure des mines de Nancy, Nancy, France)
- Huang, S. et Song, B. (2013). Study on stability and failure modes of bedding rock slope affected by rock mass structural plane parameters. Challenges and recent advances in geotechnical and seismic research and practices, 128-135.
- Hudson, J.A. et Harrison, J.P. (1997). Introduction. Engineering rock mechanics. Oxford: Pergamon.
- Hudson, J. A., Harrison, J. P. 2000. Engineering rock mechanics part 1: an introduction to the principles. Pergamon. London, Elsevier Science.
- Interreg, A. (2006). Risques hydrogéologiques en montagne: parades et surveillance, riskydrogeo: guide pratique. Projet n°179, 461. Repéré à <http://www.risknat.org/projets/riskydrogeo/>.
- Iverson, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. Water Resources Research, 36(7):1897– 1910.
- Itasca consultants.s.a.s. (2019). UDEC version 7.0 distinct element modelling of jointed and blocky material in 2D, <https://www.itasca.fr/software/structural-elements-in-udec>.
- Itasca consultants.s.a.s. (2019). FLAC version 8.1 Explicit continue Modeling of Non-linear Material Behavior in 2D. Repéré à <https://www.itasca.fr/software/flac>
- Jaber, J. (2020). Application de la fabrication additive à la modélisation physique des joints et des massifs rocheux, par approches expérimentales et numériques. (Thèse de doctorat, Université de Lorraine, Lorraine, France)
- Jarman, D., Calvet, M., Corominas, J., Delmas, M. et Gunnell, Y. (2014). Large-scale rock slope failures in the eastern Pyrenees: identifying a sparse but significant population in paraglacial and parafluvial contexts. Geografiska annaler: series A, physical geography, 96 (3), 357–391.
- Janbu, N. (1973). Slope stability computations. Publication of: Wiley (John) and Sons, Incorporated.

- Jing, L. (1990). Numerical modelling of jointed rock masses by distinct element method for two- and three-dimensional problems. (Thèse de doctorat, université de technologie, Lulea, Suède).
- Jing, L. (2003). A review of techniques advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 40, 283-353.
- Jing, L. et Hudson, J.A. (2002). Numerical methods in rock mechanics. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 39(4), 409-427
- Jing, L. et Stephansson, O. (2007). *Fundamentals of discrete element methods for rock engineering: Theory and applications* (1<sup>st</sup> edition), Elsevier. doi: 9780080551852.
- Jordá-Bordehore, L., Toulkeridis, T., Romero-Crespo, P.L., Jordá-Bordehore, R. et García-Garizabal, J. (2016). Stability assessment of volcanic lava tubes in the Galápagos using engineering rock mass classifications and an empirical approach. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 89, 55-67.
- Jordá-Bordehore, L. (2017). Application of Q slopes to assess the stability of rock slopes in Madrid province, Spain. *Rock mechanics and rock engineering*, 50(7), 1947-1957. DOI: 10.1007/s00603-017-1211-5.
- Jordá-Bordehore, L., Bar, N., Cano González, M., Riquelme Guill, A. et Tomás Jover, R. (2018). Stability assessment of rock slopes using empirical approaches: comparison between slope mass rating and Q-slope. *Congreso internacional de energia y recursos Minerales / slope stability*, Seville, Spain.
- Kainthola, A., Verma, D., Gupte, S.S. et Singh, T.N. (2011). A coal mine dump stability analysis- a case study. *Geomaterials*, 1, (01), 01-13.
- Karampinos, E. et al. (2015). Discrete element modelling of the buckling phenomenon in deep hard rock mines. *International Journal of rock mechanics and mining sciences*, 80, 346-356.
- Khaldouna, H. et Leyi Ekani, C.J. (2018). Analyse de stabilité et modélisation numérique du talus de la résidence présidentielle de la wilaya d'Annaba. (Mémoire de master, université de Badji Mokhtar, Annaba, Algérie).
- Keefer, D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geological society of America Bulletin*. 95 (4), 406-421.
- Kelesoglu, M. (2016). The evaluation of three-dimensional effects on slope stability by the strength reduction method. *Journal of civil engineering*, 20(1), 229-242.
- Khaldouna, H. et Leyi, E.C.J. (2018). Analyse de stabilité et modélisation numérique du talus de la résidence présidentielle de la wilaya d'Annaba. (Mémoire de master, université Baji Mokhtar, Annaba, Algérie).

- Kitchah, F (2017). Contribution à la modélisation numérique du front de tunnel renforcé par boulonnage. (Thèse de doctorat, université Mohamed Khider-Biskra, Algérie).
- Konietzky, H. (2004). Numerical modelling of discrete materials in geotechnical engineering, civil engineering and Earth sciences: Proceedings of the first international UDEC/3DEC symposium, Bochum, Germany.
- Labied, H. et Mounji, Y. (2011). Stabilisation des talus rocheux. (Autoroute Marrakech-Agadir. 1er Colloque de géotechnique : Les instabilités des talus, école Hassanya des travaux publics, Casablanca, Maroc).
- Laflamme, A.J. (2010). Analyse intégrée de la stabilité des pentes de la fosse portage du projet minier Meadowbank. (Mémoire de maîtrise, faculté des études supérieures de l'université de Laval, Québec).
- Laieb, O. (2018). Étude d'un talus et étude d'une galerie de drainage. Cas réel: Pont géant Salah Bey. (Mémoire de Master, université Larbi ben M'hidi Oum el Bouaghi, Algérie).
- Lapcevic, P.A., Novakowski, K.S. et Sudicky, E. (1997). Groundwater flow and solute transport in fractured media. National Water Research Institute.
- Lato M.J., Hutchinson D.J., Gauthier D., Edwards T. et Ondercin M. (2014). Comparison of ALS, TLS and terrestrial photogrammetry for mapping differential slope change in mountainous terrain. Canadian Geotechnical Journal.
- Lavergne, C. (2016). Modélisation numérique de tunnels de métro dans les massifs rocheux sédimentaires de la région de Montréal. (Mémoire de maîtrise, école polytechnique de Montréal, Montréal. Québec, Canada).
- Lcpc, S. (1994). Remblayage des tranchées et réfection des chaussées. Guide technique.
- Lestuzzi, P., Sellami, S. et Badoux, M. (2008). Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments. Presses polytechniques, Lausanne.
- Lebourg, T., Zerathe, S., Fabre, R., Giuliano, J. et Vidal, M. 2014. A late Holocene deep-seated landslide in the northern French Pyrenees. *Geomorphology* 208, 1-10.
- Lee, R. W. et al. (2018). Importance of surface drainage management to slope performance. *Transactions* , 25(3), 182-191.
- Lim, S. 2015. Influence des caractéristiques géomécaniques du réseau de fractures sur les pressions d'injection limites. (Mémoire de maîtrise, école polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Lin, Y., Zhu, D., Deng, Q. et He, Q. (2012). Collapse analysis of jointed rock slopes based on UDEC software and practical seismic load. *International conference on advances in computational modelling and simulation*, 31,441-446.



- Littlejohn, G. et D. Bruce (1975). Rock anchors-design and quality control. The 16th US symposium on rock mechanics, American rock mechanics' association.
- Lorig, L. et Varona, P.M. (2001). Practical slope stability using finite difference codes. Slope stability in surface mining, 115-124.
- Martin, F. (2007). Apport des lois d'endommagement continues pour la conception des ouvrages souterrains et la hiérarchisation des comportements rocheux. (Thèse de doctorat, école normale supérieure de Cachan, Paris).
- Martin, F. et Saitta, A. (2012). Mécanique des roches et travaux souterrains. Cachan. Huitième édition.
- Maiolino, S., Deveaud, J-P., et Pellet, F. (2014). Résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses renforcées par ancrages passifs, Symposium international sur la stabilité des versants rocheux RSS 2014, Marrakech, 2-4 avril 2014 ,139-148.
- Maiolino, S. et Pellet. (2018). Dimensionnement du boulonnage à la limite élastique: Confrontation des formules analytiques avec les essais à l'échelle 1. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'Ingénieur-Champs-sur-Marne.
- Masekanya, J. P. (2008). Stabilité des pentes et saturation partielle-étude expérimentale et modélisation numérique. (Thèse de doctorat, université de Liège, Belgique).
- Minier, E. G. (2016). Modélisation sous resoblok du boulonnage du talus aval de la déviation d'esquiroulet (ax les thermes-france).
- Ministère de l'habitat et de la Politique de la ville. (2011). Le règlement de construction parasismique Marocain, RPS2000-version 2011. Repéré à <http://www.sodibet.com/telechargement/RPS2011.pdf> .
- Morgenstern, N.R. et Price, V.E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15 (1), 79-93
- Nehab, N, Baba, K et Ouadif, L. (2014). Stabilité des talus d'un remblai posé sur un sol renforcé par colonnes ballastées. Application aux talus sous le pont moulay Youssef Rabat/Salé. Rock slope stability, Marrakech, Maroc, 403-412.
- Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. Géotechnique 15(2) ,139-160.
- Nguyen, A. T. (2015). Influence des incertitudes géométriques et de la méthode de modélisation dans l'analyse de stabilité des talus rocheux: application aux mines à ciel ouvert. (Thèse de doctorat, université de Lorraine, école nationale supérieure des mines de Nancy, Nancy, France).

- Nhan Hoang, T.T. (2010). Étude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : Application à la réalisation du tunnel de Saint-Béat. (Thèse de doctorat, école des ponts paristech. Paris, France). <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00853635>.
- Oka, N. (1998). Application of photogrammetry to the field observation of failed slopes. *Engineering geology*, 50(1-2), 85-100.
- Pain, A., Kanungo, D.P. et Sarkar, S. (2014). Rock slope stability assessment using finite element based modelling—examples from the Indian Himalayas. *Geomechanics and geoengineering*, 9(3), 215-230.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count—a useful and simple measure of the degree of jointing. In: *Proceedings of the fourth international congress*, New Delhi, 5, 221–228.
- Paterson, M.S. (1978). *Experimental rock . Formation-the Berlin Heidelberg*, New York, Springer-Verlag.
- Peacock, D.C.P, Nixon C.W., Rotevatn, A., Sanderson, D.J. et Zuluaga, L.F. (2016). Glossary of fault and other fracture networks. *Journal of structural geology*, 92, 12-29.
- Pellet, F. L. (2017). *Apport de la mécanique des roches fondamentale*. CFMR-Mines Paris Tech. xiii 43.
- Penas, H. (2011). *Trois-Dimensions Consulting*. Repéré à : <https://3dc.asso-web.com/29+genichi-taguchi.html>
- Philippe, A. (2015). *Cours de plan d'expérience*. Repéré à : <https://docplayer.fr/46169131-Cours-de-plan-d-experience-sous-forme-litterale.html>.
- Pouya, A., Nguyen, M.T. et Tang, A.M. (2017). Un critère hyperbolique simple de résistance des roches. *Revue française de géotechnique*, 152 (3).
- Priest, S. D. (2012). *Discontinuity analysis for rock engineering*, springer science et Business Media.
- Rachez, X. (1997). *Les fondations au rocher de grands viaducs : l'apport de la méthode des éléments distincts*. (Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées, Paris).
- Rafiee, A. 2008. *Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets*. (Thèse de doctorat, université Montpellier II, Montpellier, France).
- Redjem, A. et Fillali, I.C.E. (2018). *Étude de stabilité de la carrière d'Ain El Kebira « gisement de calcaire nouvelle extension »*. (Mémoire de fin d'étude, école nationale supérieure des mines et métallurgie, Annaba, Algérie).

- Rockfield. (2020). Elfen is a comprehensive finite element and discrete element software tool that contains a wide range of features for solving multi-physics, multi-scale, highly non-linear problems for both continuum and discontinuum domains. <https://www.rockfieldglobal.com/software/elfen-advanced/>
- Rocscience. (2020). Geotechnical tools, inspired by you, powerful 2D and 3D geotechnical software designed for civil engineering and mining. Repéré <https://www.rocscience.com>.
- Rodriguez, C., Bommer, J.J. et Chandler, R.J. (1999). Earthquake-induced landslides: 1980–1997. *Soil dynamics and earthquake Engineering*, 18 (5), 325-346.
- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, Zacatecas, Mexico*.
- Romana, M. et al. (2015). Slope mass rating (SMR) geomechanics classification: thirty years review. 13<sup>th</sup> International congress of rock mechanics, International society for rock mechanics and rock engineering.
- Rouhani, R. (2019). Étude numérique par PLAXIS de la Stabilité d'un remblai sur sol mol renforcée par colonnes ballastée entourée par géo synthétique. (Mémoire de master, université Larbi Ben M'hidi d'Oum El Bouaghi, Algérie).
- Rudolf .R, Flum .D et Magne .N. (2006). Un nouveau système de stabilisation de talus : les filets hauts limite élastique, une alternative au béton projeté. *Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'Ingénieur*, Lyon, France, 217-225.
- Saim, Y. (1997). Instabilités superficielles dans les talus de remblais routiers (cas de la route 175). (Mémoire de maîtrise, faculté des études supérieures de l'université de Laval, Québec).
- Sanderson, D.J., Zhang,X. (1999). Critical stress localization of flow associated with deformation of well-fractured rock masses with implications for mineral deposits. *geological society, London, special publications*, 155 (1), 69-81.
- Sarkar, K. et Singh, T.N. (2007). Evaluation of Instability analysis of slope: A numerical approach. *Mining engineering journal*, 8(10), 11-31.
- Schroeder, C. (2010). Étude de stabilité des parois rocheuses. *Revue de société Belge de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches*, 15-18.
- Seddiki, A. (2020). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes. (Thèse de doctorat, université Mohamed Boudiaf-M'sila, Algérie).
- Shrestha, S. et Manogharan, G. (2017). Optimization of binder jetting using Taguchi method. *Jom*, 69(3), 491-497.

- Siad, L. et Megueddem, M. (2001). Stabilité des talus rocheux renforcés par des inclusions résistant à la traction et à la compression. France, revue française de génie civil, 5(5), 651-666.
- Sibille, L. (2017). Éléments de géotechnique: écoulements, stabilité des pentes, parois de soutènement souples et construction durable. Repéré à <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01784598>.
- Singh, B., Goel, R. K. (2011). Engineering rock mass classification. Elsevier.
- Singh, T.N., Bhardwaj, V., Dhonta, L. et Sarkar, K. (2007). Numerical analysis of instability of slope near Rudraprayag area. Journal of engineering geology, 34(1-4), 33-42.
- Skempton, A.W. (1964). Long-term stability of clay slopes. Géotechnique, 14(2), 77-102.
- Sonmez, H. et Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index and their applicability to the stability of slopes. International journal of rock mechanics and mining sciences, 36,743-760.
- Sørensen, E. S., Clausen, J. et Damkilde, L. (2015). Finite element implementation of the Hoek–Brown material model with general strain softening behaviour. International journal of rock mechanics and mining sciences, 78, 163-174.
- Souley, M. et Homand, F. (1996). Stability of jointed rock masses evaluated by UDEC with an extended Saeb-Amadei constitutive Law. International journal of rock mechanics and mining sciences et geomechanics abstracts, Elsevier, 33(3), 233-244.
- Sow, D. (2015). Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses de barrages. Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01163426>.
- Spenser, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Géotechnique, 17(1), 11-26.
- Starfield, A.M. et Cundall, P.A. (1988). Towards a methodology for rock mechanics modelling. International journal of rock mechanics and mining sciences et Geomechanics abstracts, Elsevier, 25(3), 99-106.
- Stead, D., Eberhardt, E., et Coggan, J.S. (2006). Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. Engineering geology, 83 (1-3), 217-235.
- Stead, D., Eberhardt, E., Coggan, J., et Benko, B. (2001). Advanced numerical techniques in rock slope stability analysis applications and limitations. International conference on landslides-causes, impacts and countermeasures. Davos, Suisse, 615-624.

- Stead, D. et Wolter, A. (2015). A critical review of rock slope failure mechanisms: the importance of structural geology. *Journal of structural geology*, 74, 1-23.
- Stille, H. et Palmstrom, A. (2003). Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and underground space technology*, 18(4), 331-345.
- Tahiri, A. (1992). Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. (Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées. Paris, France).
- Talhaoui, Z. (2019). Contribution à l'étude du comportement mécanique des corps des chaussées renforcées par les géo-synthétiques. Modélisation numérique et étude expérimentale. (Thèse de doctorat, université Abou-bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie).
- Tanguay, S. (2016). Étude de la stabilité d'une excavation à ciel ouvert par différentes approches-application au cas de la carrière Bedford. (Mémoire de maîtrise, école polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Tao, Z., et al. (2020). Numerical simulation analysis of mechanical properties and application of large deformation cable with constant resistance. *Geotechnical and geological engineering*, 1-13.
- Terzaghi, K. (1950). Mechanism of landslide. Application of geology to engineering practice. *Geological society of America*, 83-123.
- Thibodeau, D. (1994). Comportement et méthodes de dimensionnement des câbles d'ancrage utilisés dans les mines souterraines. (Thèse de doctorat, institut national polytechnique de Lorraine, Lorraine, Québec).
- Touitou, D. (2002). Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique: Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente du barrage des Trois Gorges (Chine). (Thèse doctorale, école nationale des ponts et chaussées, France).
- Tsang, Y.W. (1984). The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture. *Water resources research*, 20 (9), 1209-1215.
- Ugai, K. et Leshchinsky, D. (1995). Three dimensional limit equilibrium and finite element analyses: A comparison of results. *Soils and foundations*, 35 (4), 1-7.
- Verma, D., Thareja, R., Kainthola, A. et Singh, T.N. (2011). Evaluation of open pit mine slope stability analysis. *International journal of earth sciences and engineering*, 4(4), 590-600.
- Warburton, P.M. (1980). A stereological interpretation of joint trace data. *International journal of rock mechanics and mining sciences et Geomechanics abstracts*. Elsevier, 17(4), 181-190.
- Whiteside. P.G.D. (1986). Discussion on Rockfall protection measures and excavation in an urban environment, *Institution of mining and metallurgy*, Hong Kong, 490-498.

- Witherspoon, P. (1986). Flow of groundwater in fractured rocks. Bulletin of the international association of engineering geology-bulletin de l'association internationale de géologie de l'Ingénieur, 34(1), 103-115.
- Witherspoon, P. A., Tsang, Y. W, Long, J. et Noorishad, J. (1981). New approaches to problems of fluid flow in fractured rock masses. The 22<sup>nd</sup> US symposium on rock mechanics, American rock mechanics association.
- Wong, L.N.Y. et Wu, Z. (2014). Application of the numerical manifold method to model progressive failure in rock slopes. Engineering fracture mechanic, 119, 1–20. Doi: 10.1016/j.engfracmech.2014.02.022
- Wyllie, D.C. et Mah, C.W. (2004). Rock slope engineering civil and mining, spon press, New York.
- Xu, P. (2015). A discussion on fractal models for transport physics of porous media. Fractals 23(3): Doi:10.1142/S0218348 X15300019.
- Yan, M. et al. (2019). Limit analysis under seismic conditions of a slope reinforced with prestressed anchor cables. Computers and geotechnics, 108, 226-233.
- Yazdi, P.B. (2009). Modélisation de la stabilité des massifs rocheux avec prise en compte de l'endommagement des joints et des effets hydromécaniques. (Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées. Paris, France).
- Zacek, M. (1996). Construire parasismique: risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation. Éditions parenthèses. Marseille, France.
- Zahri, F., Boukelloul, M., Hadji, R. et Talhi, K. (2017). Contribution à l'étude de l'équilibre des pentes rocheuses discontinues par la modélisation numérique: cas la carrière Sétif, Algérie. Revue scientifique de technologie, 35, 79-89.
- Zahri, F (2017). Contribution à l'étude de l'équilibre des pentes rocheuses discontinues par la modélisation numérique: cas la carrière Sétif, Algérie. (Thèse de doctorat, université Badj-Mokhtar, Annaba, Algérie).
- Zhang, K., et al. (2020). Numerical simulation analysis of anchorage monitoring of bedding rock landslide in open-Pit mine. Advances in civil engineering.
- Zhao, X.B., Zhao, J., Cai, J.G. et Hefny, A.M. (2008). UDEC Modelling on wave propagation across fractured rock masses. Computers and geotechnics, 35(1), 97-104.
- Zhigang, T. et al. (2020). Numerical simulation analysis of anchorage characteristics of constant-resistance and large-deformation anchor cable for highly weathered rock masses.