



AVERTISSEMENT

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

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

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

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

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

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

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

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

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy
Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages

Ecole Doctorale RP2E

THESE

Présentée à l'I.N.P.L
en vue de l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'I.N.P.L
En Génie Civil – Hydrosystème – Géotechnique

par

Jérôme FOUGERON

**AFFAISSEMENT ET EFFONDREMENT
DES MINES DE FER DE LORRAINE
APPORT DE LA MODELISATION NUMERIQUE**

Soutenue publiquement le 26 avril 2007 devant la commission d'examen

Membres du Jury :

**M. Roger Cojean,
M. Pouya Ahmad,
Mme Françoise Homand,
M. Souley Mountaka,
M. Grgic Dragan,
M. Josien Jean-Pierre,**

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

Remerciements

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à tous ceux qui m'ont aidé à la préparation de cette thèse.

En premier lieu, je tiens à remercier Madame Françoise Homand, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie, qui m'a permis de réaliser cette thèse au LAEGO. Durant ces trois années, j'ai pu profiter de son savoir, de son expérience en géomécanique ainsi que de son dynamisme. Merci de m'avoir fait confiance dans ce travail. J'aimerais remercier également Monsieur Mountaka Souley, ingénieur de recherche à l'INERIS et co-directeur de cette thèse, avec qui j'ai pu découvrir le vaste monde de la modélisation numérique et qui m'a communiqué son goût pour la mécanique et fait partager son savoir.

Je remercie sincèrement Monsieur Roger Cojean, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris ainsi que Monsieur Ahmad Pouya, Directeur de Recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris, pour l'intérêt qu'ils ont témoigné à l'égard de mon travail en acceptant la charge de rapporteur.

J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Jean-Pierre Josien, Directeur de GEODERIS et Monsieur Dragan Grgic, Maître de Conférences à l'ENSG, pour leur participation à mon jury en tant qu'examineur. Je les remercie également d'avoir été attentif à mon travail et pour leurs conseils.

Je veux également remercier Monsieur Dashnor Hoxha, chercheur au LAEGO, pour sa disponibilité, son écoute et ses conseils. J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Christophe Didier (INERIS) ainsi qu'à Monsieur Mustapha Bennani (INERIS) pour leur participation et leur écoute durant les différentes réunions de travail de cette thèse.

Je remercie l'ensemble du personnel du LAEGO, enseignants-chercheurs, chercheurs, doctorants, techniciens et secrétaires.

Je souhaite remercier, à titre plus personnel, mes amis, mes proches et en particulier mes parents pour leurs soutiens et leurs encouragements durant ces trois dernières années. Enfin, j'aimerais porter une attention, toute particulière, à une dernière personne qui se reconnaîtra à travers ces quelques lignes.

Chapitre 1

Cadre général

1-	Introduction.....	20
2-	Présentation du bassin ferrifère Lorrain.....	21
2.1-	Cadre géologique	21
2.2-	Tectonique	23
2.3-	Paléogéographie.....	24
3-	Technique d'exploitation.....	25
3.1-	Les exploitations partielles	26
3.2-	Les exploitations totales.....	27
3.3-	La fin des exploitations et état actuel.....	28
4-	Les mouvements de terrains résiduels.....	29
4.1-	L'affaissement progressif.....	30
4.2-	L'effondrement brutal	32
4.3-	Mécanisme de rupture d'un effondrement brutal	32
4.3.1-	Rupture du recouvrement par délitage d'une dalle monolithique.....	33
4.3.2-	Mécanisme de rupture dû à une surcharge hydraulique	34
4.3.3-	Rupture du recouvrement par cisaillement d'un banc épais et résistant.....	34
5-	Discrimination entre l'effondrement brutal et l'affaissement progressif	34
5.1-	Phénomènes observés propres au type d'évènement	34
5.2-	Discrimination à l'aide d'un critère de fond ou géométrique	36
6-	Démarche scientifique proposée	37

Chapitre 2

Caractérisation mécanique de la couverture : recherche d'un banc raide

1-	Introduction.....	40
2-	Méthodologie d'élaboration du critère géologique	40
2.1-	Analyse lithologique	40
2.1.1-	Marnes de Charenes.....	40
2.1.2-	Calcaire d'Ottange et de Haut-Pont	41
2.1.3-	Calcaires à polypiers	41
2.1.4-	Calcaire de Jaumont	42
2.1.5-	Marnes de Gravelote	42
2.1.6-	Calcaire de Doncourt	43
2.2-	Analyse géotechnique.....	43
2.3-	Caractérisation géomécanique.....	44
2.4-	Caractéristiques à l'échelle du massif	45
2.4.1-	Proposition d'une méthodologie parallèle à la méthodologie classique	45
2.4.2-	Caractérisation des discontinuités	48
2.4.3-	Exemple de calcul de l'indice RMR_{massif} (RMR_{89} modifié)	56
2.4.4-	Module de déformation du massif	58
2.5-	Discussion par rapport à la méthodologie d'élaboration du critère géologique	64
2.5.1-	Hypothèse 1 : Non prise en compte de la présence d'un banc de moins d'un mètre d'épaisseur	64

2.5.2- Hypothèse 2 : Non prise en compte de la présence de joints argileux centimétriques	69
3- Définition du critère géologique	71
3.1- Calcul d'indices de raideur au droit d'un sondage	71
3.2- Critère à grande échelle	72
3.3- Massivité de la couverture	74
4- Conclusions	75

Chapitre 3

Influence d'une vallée sur le comportement mécanique de la couverture

1- Introduction	78
2- Les contraintes in situ en milieu à topographie complexe	78
2.1- Généralités sur les régimes de contraintes in situ	78
2.2- Effet de la topographie sur les contraintes : solutions analytiques	79
3- Modélisation à grande échelle d'une situation de vallée	82
3.1- Stratégie de modélisation et choix d'un code de calcul	82
3.2- Choix d'un modèle géologique le plus réaliste possible	82
3.2.1- Couches du recouvrement	82
3.2.2- Couches exploitées de la formation ferrifère et mur des couches exploitées	84
3.3- Propriétés mécaniques	85
3.3.1- Matériaux du recouvrement	85
3.3.2- Matériaux de la formation ferrifère et autres	86
3.4- Loi de comportement adoptée pour les modélisations	87
3.4.1- Surface de charge	87
3.4.2- Loi d'écoulement	87
3.5- Définition de la géométrie et maillage	88
3.6- Propriétés mécaniques des limites de couches	91
3.6.1- Joints fictifs	92
3.6.2- Joints réels	93
3.7- Conditions initiales, aux limites et phasage	94
4- Etude paramétrique et résultats	95
4.1- Zone de perturbation induite par la vallée en fonction des raideurs	95
4.2- Mécanismes propres à chaque jeu de raideur de joints	97
4.2.1- Points plastiques	97
4.2.2- Evolution des contraintes en fonction des raideurs de joints	100
4.2.3- Evolution des déplacements aux limites de couche en fonction des raideurs de joints	102
5- Présence d'une exploitation minière	103
5.1- Déplacements	104
6- Influence de la fracturation verticale	106
6.1- Zone de perturbation induite par la vallée entre un milieu fracturé et non fracturé	107
6.2- Points plastiques développés en bord de vallée en milieu fracturé et non fracturé	108
6.3- Contraintes au sein des couches et déplacements	108
7- Influence de la vallée et du milieu fracturé en termes de raideur sur le recouvrement	110
7.1- Déplacements dans le recouvrement	111
7.2- Bilans d'énergie	113
7.2.1- Cas du milieu non fracturé	114
7.2.2- Cas du milieu fracturé	115
8- Conclusions	116

Chapitre 4

Influence d'une reculée de vallée sur le comportement de la couverture

1-	Introduction.....	120
2-	Etude de solutions analytiques.....	121
2.1-	Quelques méthodes analytiques	121
2.2-	Méthode de la cartographie conforme	121
2.3-	Calcul analytique des contraintes par la méthode des potentiels complexes	123
2.4-	Résultats des calculs analytiques	126
2.4.1-	Selon la composante horizontale σ_{xx}	126
2.4.2-	Selon la composante verticale σ_{yy}	126
2.5-	Discussion.....	127
3-	Modélisation à grande échelle d'une reculée de vallée	127
3.1-	Présentation du site modélisé.....	127
3.2-	Choix du code de calcul	128
3.3-	Conception d'un modèle réaliste	129
3.3.1-	Conception d'un modèle numérique de terrain	129
3.3.2-	Intégration de la géologie de Moutiers.....	130
3.3.3-	Elaboration d'une grille de maillage et intégration sous FLAC3D®	131
3.3.4-	Intégration du maillage sous FLAC3D®	131
3.4-	Modélisation sous FLAC3D®	134
3.4.1-	Dimensionnement et maillage.....	134
3.4.2-	Propriétés mécaniques des couches.....	135
3.4.3-	Propriétés mécaniques des discontinuités	135
3.4.4-	Conditions initiales, aux limites et phasage	136
4-	Résultats et discussions	137
4.1-	Contraintes initiales	137
4.2-	Contraintes à la fin de la phase d'excavation	138
4.2.1-	Coupes à 10 m de profondeur	138
4.2.2-	Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{xx}/\sigma_{xx}^0$ suivant la profondeur.....	141
4.2.3-	Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{yy}/\sigma_{yy}^0$ suivant la profondeur.....	142
4.2.4-	Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{zz}/\sigma_{zz}^0$ suivant la profondeur.....	142
4.2.5-	Remarque.....	143
4.3-	Déplacements	144
4.4-	Points plastiques.....	145
5-	Evolution de la zone d'influence de la reculée de vallée selon la nature du recouvrement	145
6-	Conclusions.....	147

Chapitre 5

Modélisation du développement de la fracturation dans un pilier de mine

1-	Introduction.....	150
2-	Présentation du code de calcul PFC2D/PFC3D®	150
2.1-	Formulation et schéma de résolution.....	151
2.2-	Comportement grain/ciment et paramètres associés	153
2.2.1-	« Contact bond ».....	153
2.2.2-	« Parallel bond».....	155
2.3-	Relation entre les microparamètres	156

3-	Calibration des microparamètres	156
3.1-	Choix d'un modèle réaliste.....	156
3.2-	Influence des microparamètres sur les propriétés mécaniques.....	157
3.3-	Génération d'une éprouvette cylindrique.....	158
3.4-	Simulation des essais et choix des micropropriétés.....	160
3.4.1-	Courbe contrainte-déformation en compression simple	161
3.4.2-	Travail paramétrique sur la calibration de E et ν	162
3.4.3-	Travail paramétrique sur la calibration de la résistance à la compression σ_c et sur la contrainte d'initiation des ruptures σ_{ci}	164
3.4.4-	Travail paramétrique sur la taille des particules	166
3.4.5-	Choix final de micropropriétés.....	167
3.4.6-	Microfracturations.....	169
4-	Passage de l'échelle du laboratoire à l'échelle du pilier	170
4.1-	Changement d'élanement.....	170
4.2-	Propriétés « massif »	171
4.3-	Changement d'échelle	173
5-	Stratégie de modélisation.....	174
6-	Formulation de l'association milieu continu (FLAC [®]) / milieu discontinu (PFC2D [®])	174
6.1-	Procédure d'interpolation des forces.....	176
6.2-	Procédure d'interpolation des vitesses	177
7-	Méthodologie d'association des codes	177
7.1-	Modèle sous FLAC [®]	177
7.1.1-	Géologie, dimension et maillage.....	177
7.1.2-	Propriétés mécaniques des couches.....	179
7.1.3-	Propriétés mécaniques des discontinuités	179
7.2-	Modèle sous PFC2D [®]	179
7.2.1-	Géométrie du pilier	179
7.2.2-	Procédure d'installation d'un état de contrainte initiale dans le pilier	180
7.3-	Conditions initiales, aux limites et phasage	181
8-	Résultats des simulations.....	182
8.1-	Pilier sain	183
8.1.1-	Pilier en section courante	183
8.1.2-	Bord ferme.....	185
8.1.3-	Interprétation	186
8.2-	Prise en compte du vieillissement du pilier	186
8.2.1-	Pilier en section courante	186
8.2.2-	Bord ferme.....	191
8.3-	Conséquences dans le recouvrement	195
8.3.1-	Fermeture des discontinuités	196
8.3.2-	Evolution de la plastification.....	196
8.3.3-	Déplacement vertical.....	197
8.3.4-	Evolution de la microfracturation.....	199
9-	Conclusions	201
	Conclusions générales et perspectives.....	203
	Références bibliographiques.....	207

Liste des annexes

Annexe A.....	217
Annexe B.....	219
Annexe C.....	247
Annexe D.....	271
Annexe E.....	277

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1 : Les principaux mouvements de surface accidentels.....	29
---	----

Chapitre 2

Tableau 1 : Synthèse des caractéristiques mécaniques ^(*) pour les différents faciès-type (Homand, 2004).....	44
Tableau 2 : Domaine de variation des différents paramètres intervenant dans le calcul du RMR_{massif}	47
Tableau 3 : Poids des différents paramètres dans le calcul du RMR_{massif}	47
Tableau 4 : Etude statistiques réalisée sur les valeurs de RQD et de ID mesurées à partir des sondages carottés.....	50
Tableau 5 : Exemple de calcul du RMR_{massif} pour le sondage de Moutiers SC1a (Homand, 2004).....	57
Tableau 6 : Estimation du module de déformation massif à partir du RMR.....	59
Tableau 7 : Estimation du module de déformation massif à partir du RQD.....	61
Tableau 8 : Exemple de calcul de E_m pour le sondage de Moutiers SC1a (Homand, 2004).....	62
Tableau 9 : Paramètres de « massivité » (Homand, 2004).....	72
Tableau 10 : Valeur de l'indice C.....	73
Tableau 11 : Géomorphologie au droit des effondrements.....	73
Tableau 12 : Valeurs des indices au droit des sondages (Homand, 2004).....	74

Chapitre 3

Tableau 1 : Caractéristiques de laboratoire (l) et massif (m) des faciès-types (Homand, 2004).....	85
Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques des marnes de Charennes (Homand, 2004).....	86
Tableau 3 : Caractéristiques mécaniques de la formation ferrifère et autres matériaux.....	86
Tableau 4 : Caractéristiques des joints.....	91
Tableau 5 : Caractéristiques des joints fictifs.....	92
Tableau 6 : Caractéristiques des joints réels issus de la méthodologie de Bandis et al. (1983).....	94
Tableau 7 : Distances d'influence fixées à 2% en fonction des différentes raideurs.....	97
Tableau 8 : Caractéristiques des joints verticaux (fractures verticales).....	107
Tableau 9 : Energie libérée suivant les raideurs entre la phase d'excavation et la phase initiale.....	114

Tableau 10 : Energie libérée en situation de vallée et de plateau en présence ou non de fractures verticales	115
--	-----

Chapitre 4

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques massif des faciès-types	135
Tableau 2 : Caractéristiques des joints dans le cas de la reculée de vallée	136

Chapitre 5

Tableau 1 : Relations entre les microparamètres et les propriétés mécaniques de la roche ...	157
Tableau 2 : Paramètres géométriques utilisés pour la génération de l'éprouvette de minerai de fer	158
Tableau 3 : Synthèse des caractéristiques du minerai de fer sain	160
Tableau 4 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de E	162
Tableau 5 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de ν	163
Tableau 6 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de R_c	165
Tableau 7 : Effet de la taille des particules sur les macropropriétés sous PFC3D® (Potyondy, 2004)	167
Tableau 8 : Micropropriétés affectées à l'échantillon, macropropriétés numériques obtenues et comparaison aux propriétés obtenues en laboratoire pour la formation ferrifère	168
Tableau 9 : Micropropriétés et macropropriétés numériques « massif » du pilier et comparaison aux propriétés « massif » issues de la méthodologie de Hoek & Brown (1997)	172
Tableau 10 : Caractéristiques mécaniques « massif » des différents faciès-types	179
Tableau 11 : Caractéristiques des joints réels issus de la méthodologie de Bandis et al. (1983)	179
Tableau 12 : Relation entre la diminution de la cohésion et de la résistance à la compression	183

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1 : Localisation et étendue du bassin ferrifère lorrain	21
Figure 2 : (a) Le Toarcien supérieur, Aalénien et Bajocien du puit pétrolier d'Audun-le-Roman 101 (Guillocheau et al., 2002) ; (b) Tentative de reconstitution paléogéographique à l'époque du dépôt de la formation ferrugineuse (Teyssen, 1984)	22
Figure 3 : Coupes longitudinales de la formation ferrugineuse Aalénienne du « bassin » de Briey (Guillocheau et al., 2002)	22
Figure 4 : Coupes transversales de la formation ferrugineuse Aalénienne du « bassin » de Briey (Guillocheau et al., 2002.)	23
Figure 5 : Coupe du recouvrement Bajocien (Le Roux, 1998)	23
Figure 6 : Les grandes phases de structuration tectonique de la Lorraine au Tertiaire (Steiner 1980, Le Roux 1998)	24
Figure 7 : (a) Inversion de la paléo-topographie de la bordure de l'Ardenne durant le Bajocien inférieur (Thiry-Bastien, 2002) ; (b) Géométrie des sédiments du Bajocien inférieur en Lorraine (Thiry-Bastien, 2002)	25
Figure 8 : Schéma d'une exploitation par chambres et piliers	26

Figure 9 : Principales phases d'une exploitation partielle (Elshayeb, 2000)	27
Figure 10 : Dépilage en vue de l'exploitation totale (Elshayeb, 2000)	27
Figure 11 : Illustration du phénomène de fontis	30
Figure 12 : (a) Illustration des mouvements de la surface des terrains et de la géométrie d'une cuvette d'affaissement progressif (Deck, 2002) ; (b) Présentation de la cuvette d'affaissement de Roncourt (GEODERIS) ; (c) Cuvette d'affaissement progressif (photo INERIS)	31
Figure 13 : Représentation schématique d'un effondrement brutal	32
Figure 14 : Délitage d'une dalle monolithique	33
Figure 15 : Evolution schématique de l'affaissement maximal en surface en fonction du temps dans le cas d'un effondrement brutal ou d'un affaissement progressif	35
Figure 16 : Extrait de la carte des zones d'affaissement potentiel différé (ZADP) de la commune d'Audun-le-Tiche (DRIRE Lorraine, 2003)	35
Figure 17 : Fonction discriminante (critère de fond)	36

Chapitre 2

Figure 1 : Paramètres pris en compte dans la détermination du RMR d'après Bieniawski (gauche) et dans le cas de la méthodologie GEODERIS (droite)	46
Figure 2 : Distributions théoriques de l'intervalle entre les discontinuités (Priest & Hudson, 1976).	52
Figure 3 : Ligne de mesure AB de longueur L	53
Figure 4 : Valeurs minimales et maximales théoriques prises par le RQD en fonction de ID	54
Figure 5 : Positions des points correspondants aux différents couples RQD_{moy}/ID pour chaque faciès-type par rapport aux limites théoriques	55
Figure 6 : Relations empiriques de Bieniawski et de Serafim & Pereira à partir d'un ensemble de mesures in situ	58
Figure 7 : Equations empiriques d'estimation du module de déformation massif en fonction du RMR	59
Figure 8 : Equations empiriques pour estimer le module de déformation massif en fonction du RQD	60
Figure 9 : Résultats issus d'une simulation d'essai triaxial et comparaison avec la droite de rupture de Mohr-Coulomb (Hoek & Brown, 1997)	62
Figure 10 : (a) Relation entre le ratio de la cohésion massif sur la résistance à la compression de la roche intacte, et (b) de l'angle de frottement massif en fonction des valeurs de GSI et m_i (Hoek & Brown, 1997)	63
Figure 11 : (a) Volume représentatif du milieu stratifié et (b) volume représentatif du milieu homogène équivalent	64
Figure 12 : Modèle des formations pour les calcaires de Jaumont et pour les quatre sondages, les couches en couleur (vert : JCB ; rouge : JM) s'intercalant avec une épaisseur variant de 0,1 m à 1 m	66
Figure 13 : Evolution du module de déformation massif et erreur relative suivant la présence d'un banc mou (JM) ou raide (JCB) d'épaisseur variable (10 cm à 1 m) dans le cas d'Auboué	66
Figure 14 : Erreur relative sur les modules de déformations en fonction de l'épaisseur du recouvrement et dans le cas d'une intercalation d'une couche marneuse JM (tendre) dans un formation plus raide (JCB)	67
Figure 15 : Erreur relative sur les modules de déformations en fonction de l'épaisseur du recouvrement et dans le cas d'une intercalation d'une couche calcaire JCB (raide) dans un formation plus tendre (JM)	68
Figure 16 : (a) Modèle fracturé hétérogène (b) Modèle équivalent homogène	69
Figure 17 : Evolution du module de déformation homogénéisé en fonction de la fréquence de fracture et des valeurs des raideurs de joints	70

Figure 18 : Différentes situations d'une zone d'aléa du point de vue topographique.....	72
Figure 19 : Répartition des zones historiques d'accidents miniers sur l'axe de l'indice de massivité (Homand, 2004)	75

Chapitre 3

Figure 1 : Origine des contraintes in situ dans un massif rocheux.....	79
Figure 2 : Massif à topographie complexe présentant une succession de collines et vallées ...	80
Figure 3 : Contours de $\sigma_1/\rho g b $ pour une pente de (a) 15°, (b) 30°, (c) 45° et (d) 90°. En rouge sont figurées les limites de la zone en traction pour chaque cas (Savage, 1994).	81
Figure 4 : Séquence de calcul générale de la méthode des éléments distincts (schéma implicite).....	82
Figure 5 : Plan de localisation des forages et des coupes géologiques du secteur de Moutiers (Lacomme, 2003)	83
Figure 6 : Coupe géologique C3 et faciès-types des sondages SC1a et SC1b	83
Figure 7 : Définition du recouvrement calcaire pour l'ensemble des modélisations numériques	84
Figure 8 : Géologie et dimension de la formation ferrifère	85
Figure 9 : Modèle de Mohr-Coulomb.....	88
Figure 10 : Critère de rupture de type Mohr-Coulomb implémenté dans UDEC®.....	88
Figure 11 : Conditions de dimensionnement de modèle pour être hors influence de la géométrie (Arif 1998, Mestat 1993)	89
Figure 12 : (a) Géométrie, (b) exploitation et (c) géologie du modèle sous UDEC®	90
Figure 13 : Détails de maillage	91
Figure 14 : Conditions initiales et aux limites au cours des phases de calculs.....	95
Figure 15 : Maximum du taux de perturbation des contraintes par rapport aux contraintes initiales pour les cas (a) K_{ns+++} , (b) K_{ns++} , (c) K_{ns+} , (d) K_{ns-} et (e) K_{ns--}	96
Figure 16 : Répartition de la plastification en bord de vallée en fonction des raideurs pour les cas (a) K_{ns+++} , (b) K_{ns++} , (c) K_{ns+} , (d) K_{ns-} et (e) K_{ns--}	98
Figure 17 : Points plastiques développés dans le cas « K_{ns} » à la limite PCEAM/PCB	98
Figure 18 : Zones rompues en cisaillement le long des joints dans le cas « K_{ns+} ».....	99
Figure 19 : Points plastiques développés dans le cas « K_{ns--} »	100
Figure 20 : Points plastiques développés et déplacement tangentiel dans le cas « K_{ns--} » (rouge : déplacement senestre ; vert : déplacement dextre)	100
Figure 21 : Profils de contraintes horizontales et verticales dans la fibre neutre du JCB (profil rouge) et du PCB (profil vert)	101
Figure 22 : Profils de déplacement normal et tangentiel au limite de couche JCB/PCGC (rouge) et PCEAM/PCB (vert)	102
Figure 23 : Position des mines par rapport à la zone de perturbation induite par la vallée dans le cas des raideurs de référence « K_{ns} ».....	104
Figure 24 : Déplacement normal (a) et tangentiel (b) à la limite PCEAM/PCB pour le cas de l'exploitation sous plateau.....	105
Figure 25 : (a) Déplacement tangentiel et (b) déplacement normal relevé à 56 m entre la phase d'exploitation et la phase d'excavation pour les trois types d'exploitation.....	106
Figure 26 : Maximum du taux de perturbation des contraintes par rapport aux contraintes initiales en milieu fracturé et non fracturé	107
Figure 27 : Points plastiques développés en bord de vallée dans un milieu fracturé et non fracturé	108
Figure 28 : Profil de contrainte (a) horizontale et (b) verticale à 16 m de profondeur ; Profil de déplacement (c) normal et (d) tangentiel à la limite de couche PCEAM/PCB	109
Figure 29 : Déplacement (a) normal et (b) tangentiel le long des fractures verticales.....	110
Figure 30 : Déplacements horizontaux et verticaux suite à l'excavation de la vallée	111

Figure 31 : Déplacements en milieu fracturé et non fracturé.....	113
Figure 32 : Représentation schématique de l'énergie accumulée dans les blocs.....	114

Chapitre 4

Figure 1 : Illustration d'une géomorphologie de type reculée de vallée à Baume-les-Messieurs (Jura)	120
Figure 2 : Méthode de la cartographie conforme (Gerçek, 1997)	121
Figure 3 : Différentes formes de cavités suivant les valeurs des coefficients (Gerçek, 1997) ..	122
Figure 4 : (a) Exemple de topographie d'une reculée de vallée en plan et (b) cavité triangulaire	123
Figure 5 : Conditions initiales autour de la cavité (Gerçek, 1997)	124
Figure 6 : Isovaleurs du rapport $\sigma_{xx}/\sigma_{xx}^0$ pour (a) $a_2=0,13$ (b) $a_2=0,26$ et (c) $a_2=0,4$	126
Figure 7 : Isovaleurs du rapport $\sigma_{yy}/\sigma_{yy}^0$ pour (a) $a_2=0,13$ (b) $a_2=0,26$ et (c) $a_2=0,4$	127
Figure 8 : Présentation générale du site de Moutiers	128
Figure 9 : Séquence de calcul générale de la méthode des différences finies (schéma explicite)	129
Figure 10 : (a) MNT de la région de Moutiers (extrait de la carte IGN, CD 54 Nord, secteur de Briey) et (b) intégration de la topographie de Moutiers sous GOCAD®	129
Figure 11 : Positions initiales des formations, failles et localisation des deux sondages sous GOCAD®	130
Figure 12 : Modèle structural final (formations et failles interpolées) sous GOCAD®	131
Figure 13 : Coupe et grille de maillage sous GOCAD®	131
Figure 14 : Forme primitive sous FLAC3D® et définition des différentes hauteurs de l'élément cube	132
Figure 15 : Maillage du modèle FLAC3D® issu de la grille de maillage GOCAD®	132
Figure 16 : Principe de l'élaboration du maillage de GOCAD® vers FLAC3D®	133
Figure 17 : (a) Dimension du modèle (b) Reculée de vallée excavée	134
Figure 18 : Conditions aux limites initiales	136
Figure 19 : Contraintes initiales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}	137
Figure 20 : Contraintes finales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}	138
Figure 21 : Rapport des contraintes finales sur initiales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}	139
Figure 22 : Estimation de la zone d'influence de la reculée de vallée pour la composante σ_{xx} (a) issue des modélisations et (b) des solutions analytiques et pour la composante σ_{yy} (c) issue des modélisations et (d) des solutions analytiques.....	140
Figure 23 : Rapport $\sigma_{xx}/\sigma_{xx}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m.....	141
Figure 24 : Rapport $\sigma_{yy}/\sigma_{yy}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m.....	142
Figure 25 : Rapport $\sigma_{zz}/\sigma_{zz}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m.....	143
Figure 26 : Déplacements induits par l'excavation de la reculée de vallée dans la direction (a) Ox, (b) Oy et (c) Oz.....	144
Figure 27 : Points plastiques induits par l'excavation de la reculée de vallée à (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m de profondeur	145
Figure 28 : Définition des différentes lithologies du recouvrement.....	146
Figure 29 : Rapport de contrainte $\sigma_{xx}/\sigma_{xx}^0$ pour différents types de recouvrement	146

Chapitre 5

Figure 1 : (a) Milieu granulaire d'une roche et (b) milieu représentatif sous PFC®	151
Figure 2 : (a) Propriétés des contacts et (b) définition des interpénétrations entre particules..	152

Figure 3 : Schéma de résolution de la méthode aux éléments distincts sous PFC [®]	152
Figure 4 : Comportement (a) normal et (b) tangential pour un contact dans le cas « contact bond»	153
Figure 5 : Micropropriétés des grains dans le cas « parallel bond »	155
Figure 6 : Représentation de « parallel bond » (a), et forces portées sur le lien en 2D (b) et en 3D (c).....	155
Figure 7 : Observation au MEB d'un échantillon de minerai de fer de la couche grise (Grgic, 2001)	157
Figure 8 : Génération de l'éprouvette cylindrique lors de la première étape.....	158
Figure 9 : (a) Distribution des forces de contact après l'initialisation de la contrainte initiale σ_0 et (b) évolution de cette contrainte durant son initialisation	159
Figure 10 : (a) Recensement des billes possédant moins de trois contacts et (b) évolution du nombre de billes réajustées.....	159
Figure 11 : (a) Réseau des contacts et (b) distribution des résistances normales et tangentielles des contacts.....	160
Figure 12 : Comportement contrainte-déformation caractéristique d'une roche fragile (Martin, 1994)	161
Figure 13 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de E_c et \bar{E}_c	163
Figure 14 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de \bar{k}_n/\bar{k}_s ...	164
Figure 15 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$	165
Figure 16 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs d'écart type de $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$	166
Figure 17 : Simulations d'essais en compression simple suivant le rayon minimal des billes	167
Figure 18 : Courbes contrainte-déformation (essai monoaxial) finales	168
Figure 19 : Courbes contrainte-déformation axiale pour différents confinements	169
Figure 20 : Evolution du nombre de microfractures suivant la déformation axiale.....	169
Figure 21 : Simulation numérique de l'effet de l'éclatement pour cinq échantillons avec différents ratios hauteur sur largeur simulés avec RFPA ^{2D} (Tang et al., 2000)	170
Figure 22 : (a) Courbes contrainte-déformation pour différents élancements (b) réduction de la résistance à la compression en fonction de l'élancement simulés avec RFPA ^{2D} (Tang et al., 2000)	170
Figure 23 : Courbes contrainte-déformation axiale en fonction de l'élancement de l'échantillon dans le cas d'un essai de compression simple.....	171
Figure 24 : Courbes contrainte-déformation en compression simple (laboratoire et massif) du pilier.....	172
Figure 25 : Passage d'un échantillon cylindrique (propriétés laboratoire) à un échantillon rectangulaire (propriétés massif)	173
Figure 26 : Simulation d'essais en compression simple pour un échantillon centimétrique et métrique	173
Figure 27 : Principe numérique de l'association FLAC [®] /PFC2D [®] (Potyondy, 2003)	175
Figure 28 : Définition d'un segment et de ces notations (Potyondy, 2003).....	175
Figure 29 : Modèle de référence sous FLAC [®]	178
Figure 30 : Maillage et détails de maillage du modèle FLAC [®] , et définition des interfaces.....	178
Figure 31 : (a) Géométrie du pilier et (b) réseau des liens cimentés et (c) réseau des contacts entre les billes	180
Figure 32 : Procédure d'installation d'un état de contrainte initial dans le pilier	180
Figure 33 : (a) Forces de contact et (b) forces du ciment	181
Figure 34 : Conditions initiales et aux limites au cours des phases de calculs : (a) phase de chargement et (b) exploitation de la couche jaune	182
Figure 35 : Définition des zones d'inclusion PFC2D [®] dans FLAC [®]	182
Figure 36 : (a) Points plastiques sur l'ensemble du modèle, (b) points plastiques, (c) contrainte horizontale et (d) contrainte verticale au niveau du pilier (section courante)	183

Figure 37 : (a) Déplacement (b) force de contact (c) force de ciment et (d) microfractures du pilier	184
Figure 38 : (a) Déplacement (b) force de contact (c) force de ciment et (d) microfractures du pilier	185
Figure 39 : Evolution de la contrainte horizontale pour un pilier en section courante dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	186
Figure 40 : Evolution de la contrainte horizontale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord gauche ; rouge : centre ; vert : bord droit)	187
Figure 41 : Evolution de la contrainte verticale pour un pilier en section courante dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	187
Figure 42 : Evolution de la contrainte verticale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord gauche ; rouge : centre ; vert : bord droit)	188
Figure 43 : Evolution des forces de contact en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	188
Figure 44 : Evolution des forces de ciment en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	189
Figure 45 : Evolution des microfractures en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	190
Figure 46 : (a) Forces de contact et microfractures, (b) détail des forces de contact, (c) forces de ciment et microfractures et (d) détail des forces de ciment dans le pilier dégradé à 25% ..	190
Figure 47 : Evolution de la contrainte horizontale pour le bord ferme dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	191
Figure 48 : Evolution de la contrainte horizontale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord en contact avec le massif ; rouge : centre ; vert : bord ferme)	192
Figure 49 : Evolution de la contrainte verticale pour le bord ferme dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	192
Figure 50 : Evolution de la contrainte verticale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord en contact avec le massif ; rouge : centre ; vert : bord ferme)	193
Figure 51 : Evolution des forces de contact en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	194
Figure 52 : Evolution des forces de ciment en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	194
Figure 53 : Evolution des microfractures en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	195
Figure 54 : Fermeture de la discontinuité horizontale entre JCB/PCGC (rouge) et PCGC/PCEAM (bleu) en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30% ..	196
Figure 55 : Evolution de la plastification au sein d'un pilier et dans le recouvrement en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	197
Figure 56 : Evolution du déplacement vertical dans le recouvrement en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	198
Figure 57 : Evolution de l'affaissement en surface en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%	198
Figure 58 : Evolution du nombre de microfractures (en traction et en cisaillement) suivant le déviateur de contrainte et en fonction de la perte de cohésion pour le pilier en section courante	199
Figure 59 : Evolution du nombre de microfractures (en traction et en cisaillement) suivant le déviateur de contrainte et en fonction de la perte de cohésion pour le bord ferme	200
Figure 60 : Evolution du nombre total de microfractures en fonction de la perte de cohésion	201

Liste des photos

Chapitre 1

Photo 1 : (a) Dans un chantier du Thillenberg (Luxembourg), le porion entouré d'une équipe de mineurs, (b) mine de Jarny (Lorraine) dans les années 1920, (c) «Pauline» à Roncourt, un des nombreux chevalements qui surplombaient les puits d'extraction du plateau lorrain.....20
Photo 2 : Effets de compression (gauche) et d'extension (droite) sur les bâtiments.....31

Chapitre 2

Photo 1 : Marnes de Charennes.....41
Photo 2 : Calcaire de Haut-Pont.....41
Photo 3 : Calcaire d'Ottange.....41
Photo 4 : Calcaire à polypiers.....42
Photo 5 : Calcaire de Jaumont.....42
Photo 6 : Marnes de Gravelote.....42
Photo 7 : Calcaire de Doncourt.....43

Notations

σ_h	Contrainte principale horizontale mineure
σ_H	Contrainte principale horizontale majeure
σ_v	Contrainte verticale
σ_i	Composantes du tenseur des contraintes principales
ε_i	Composantes du tenseur des déformations principales
$\overset{=}{\sigma}$	Tenseur des contraintes
$\overset{=}{\varepsilon}$	Tenseur des déformations
$\overset{=}{\varepsilon}^{el}$	Tenseur des déformations élastiques
$\overset{=}{\varepsilon}^p$	Tenseur des déformations plastiques
E	Module de Young du laboratoire
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Masse volumique
G	Module de cisaillement
K	Module de compressibilité
C	Cohésion
Φ	Angle de frottement
R_c	résistance à la compression

Nota : La présence d'un indice m, mentionné à côté d'une notation, fait référence aux propriétés « massif ». De façon générale, les notations sont rappelées lors de leur utilisation.

THESE DE DOCTORAT

Titre de l'ouvrage :

Affaissement et effondrement des mines de fer de Lorraine : apport de la modélisation numérique

Auteur : Jérôme Fougeron

Résumé

Les évènements survenus dans le bassin ferrifère lorrain durant cette dernière décennie sont venus souligner les problèmes engendrés par la cessation d'activité minière et l'abandon des concessions comme la sécurité des personnes ou des biens. Il est donc important d'intégrer la notion de risque dans le sens où l'on doit être capable d'estimer si une zone est ou sera assujettie à un phénomène d'affaissement progressif ou d'effondrement brutal. Pour établir cette dernière distinction, une analyse par fonction discriminante a été élaborée à partir des critères de fond. Cette fonction a permis d'écarter un certain nombre de zone de l'aléa effondrement brutal mais elle n'est pas suffisante pour toutes les zones. Un deuxième critère est donc nécessaire. Au cours de cette thèse, nous nous sommes attachés, dans un premier temps, à l'élaboration de ce second critère. Il s'intéresse aux propriétés mécaniques de la couverture et à la géomorphologie environnante. Ce dernier peut donc permettre de discriminer le type de phénomène attendu en évaluant la massivité de la couverture. Par la suite, nous avons étudié plus précisément le rôle que peut jouer la géomorphologie sur la massivité de la couverture. Nous nous sommes attardés sur les situations de vallée et de plateau, pourvues ou non d'une fracturation verticale, et à celle d'une reculée de vallée. A travers un ensemble de modélisations 2D (UDEC[®]) et 3D (FLAC3D[®]), nous avons montré qu'une vallée et que la fracturation verticale avait tendance à réduire la massivité de la couverture tandis que les situations de plateau et de reculée de vallée avaient tendance à l'accroître. Enfin dans une dernière partie, nous avons simulé le développement de la fracturation dans un pilier de mine à travers une approche associant des codes de calcul continu (FLAC[®]) et discontinu (PFC[®]). Les résultats de ces simulations montrent que lorsque le pilier vieillit, par dégradation de la cohésion, la fracturation dans ce dernier ne se développe pas de la même façon suivant la position du pilier dans l'exploitation, les conséquences dans le recouvrement, en termes de rupture, étant alors différentes.

Mots-clés: effondrement, affaissement, couverture, massivité, fracturation, pilier

Abstract

The events which have occurred in the lorrain iron basin during this last decade came to underline problems generated by mining industrial cessation and concession surrender like people or goods security. Thus it is important to integrate the hazard notion where we must be able to estimate if a zone is or will be subjugated to a progressive subsidence or violent collapse phenomenon. To establish this last distinction, a discriminating function analysis was elaborated from the exploitation geometry data. This function allowed to eliminate a certain number of violent collapse hazard zone, but it is not sufficient for all zones. A second criterion is so necessary. In this study and in a first time, we take an interest in this second criterion elaboration. It examines the overburden mechanical properties and the surrounding geomorphology. This last allows to discriminate the type of considering phenomenon by evaluating the overburden massivity. We have examined valley and tray situations with the presence of vertical fractures and postponed valley situation. Through 2D (UDEC[®]) and 3D (FLAC3D[®]) modelling, we have showed that a valley and vertical fractures had tendency to reduce the overburden massivity while the postponed valley and tray situations had tendency to increase it. Finally in a last part, we simulated the fracture development in a mine pillar through a continue (FLAC[®]) and discontinue (PFC[®]) approach. Simulation results show that when pillar aged, by cohesion degradation, fractures do not develop in the same way according to the pillar position in the exploitation, and consequences in the overburden, in terms of rupture, are then different.

Keywords: collapse, subsidence, overburden, massivity, fracture, pillar

Chapitre 1

Cadre général

Ce premier chapitre définit le contexte scientifique autour duquel ce travail de recherche s'articule.

Après une rapide présentation du bassin ferrifère lorrain et des techniques d'exploitations pratiquées, la problématique de « l'après-mine » est présentée, en particulier quels sont les enjeux, les types d'évènements observés, comment les expliquer et surtout comment les prévenir ?

Nous décrivons les différents types d'accidents miniers recensés en Lorraine. Le phénomène d'effondrement brutal et ses mécanismes seront particulièrement étudiés à travers un travail bibliographique.

Dans une dernière partie, nous exposerons le plan de ce travail de thèse en posant les problématiques et en détaillant la démarche scientifique proposée.

1- Introduction

Pendant plus d'un siècle, la sidérurgie lorraine a été la première de France. C'est en effet, en 1878, que le procédé de déphosphoration Thomas a permis d'exploiter l'énorme gisement de minerai de fer (3 milliards de tonne) à faible teneur (environ 33% de fer) donnant le nom de « minette » au minerai de fer lorrain. Sa production atteignit 48 millions de tonnes en 1929, plafonna à 62 millions de tonnes en 1962 puis s'effondra petit à petit (17 millions de tonnes en 1972, 2,5 millions de tonnes en 1992). Elle a conféré à la Lorraine, l'image, excessive, de région mono-industrielle.

L'extraction du gisement ferrifère lorrain nécessita le creusement de plus de 40 000 km de galeries et créa des vides souterrains d'un volume global de plusieurs centaines de millions de m³. Ces quelques chiffres suffisent à souligner l'importance et l'ampleur des travaux réalisés dans ce grand bassin minier et permettent de comprendre pourquoi l'impact de ces travaux sur l'environnement a pu être considérable pendant l'exploitation : affaissement ou effondrement de la surface, modification de la circulation et pollution des eaux superficielles et souterraines, émanations de gaz de mine en surface, modifications des paysages ...

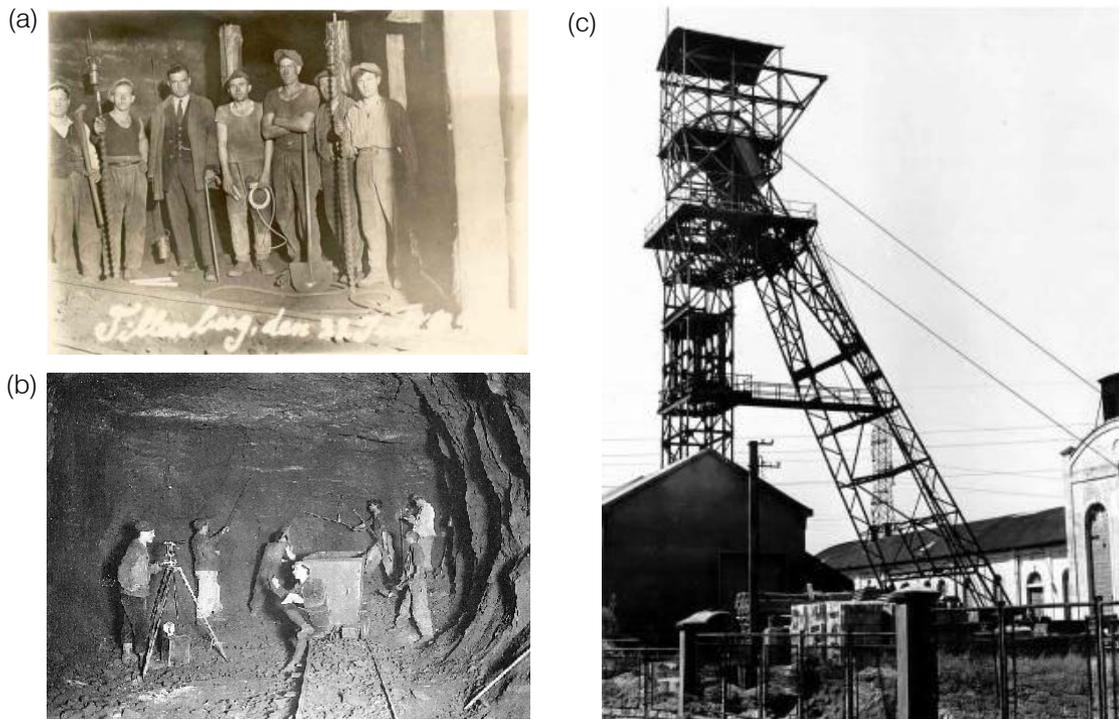


Photo 1 : (a) Dans un chantier du Thillenberg, le porion entouré d'une équipe de mineurs, (b) mine de Jarry (Lorraine) dans les années 1920, (c) «Pauline» à Roncourt, un des nombreux chevalements qui surplombaient les puits d'extraction du plateau lorrain.

Une fois ces ressources épuisées ou la rentabilité de cette industrie extractive amoindrie, les exploitations minières ont été progressivement arrêtées voire abandonnées sans qu'une attention suffisante n'ait été systématiquement portée sur les éventuelles conséquences techniques et environnementales à moyen et à long termes inhérentes à cette cessation d'activité. C'est ainsi que de nombreuses régions et des centaines de communes sont aujourd'hui exposées aux risques dits de «l'après-mine ».

2- Présentation du bassin ferrifère Lorrain

2.1- Cadre géologique

Le minerai de fer lorrain est un gisement unique au monde par son étendue. Le bassin ferrifère s'étend sur 120 km de long du nord au sud, de la frontière luxembourgeoise, où le minerai affleure, au sud de Nancy, et sur 50 km de large d'ouest en est. Il est divisé en 2 parties principales : le bassin de Briey-Longwy-Thionville au nord, d'une superficie de 1300 km², et le bassin de Nancy plus au sud, d'une superficie de 380 km² (fig.1).

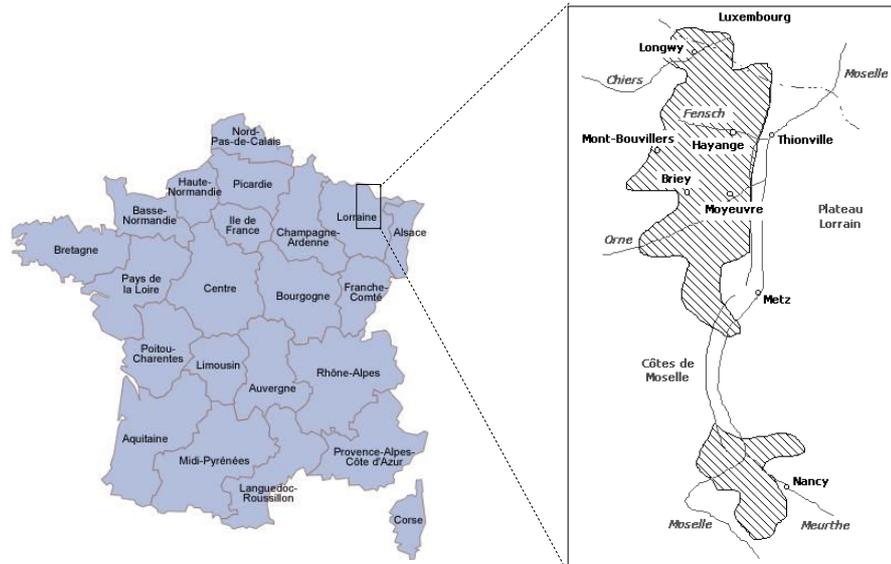


Figure 1 : Localisation et étendue du bassin ferrifère lorrain

Le minerai de fer exploité en Lorraine s'est déposé à l'Aalénien. Cette formation ferrugineuse assure en Lorraine un passage progressif entre la sédimentation argileuse du Lias et la sédimentation calcaire du bassin parisien où ce passage est accompagné de lacunes. Le bassin de Briey-Longwy-Thionville est divisé en deux sous-bassins d'Esch-Ottange et de Differdange-Longwy, séparés par la faille syn-sédimentaire d'Audun-le-Tiche.

Le minerai de fer Aalénien est organisé en plusieurs couches (fig.2a) d'épaisseurs plurimétriques qui ont été exploitées (couches noires, brunes, grises et jaunes). Le minerai, une ferriarénite, comporte un assemblage d'oolites jointives le plus souvent constituées d'oxyde de fer. Sa teneur en fer est de 30 à 35%. La formation ferrugineuse correspond à des dépôts marins dans un large golfe dont le littoral, exutoire d'un complexe estuarien, se situait au nord et à l'est (fig.2b). Le fer proviendrait du lessivage de profils latéritiques, sous climat chaud et humide. Les couches ferrugineuses sont séparées par des intercalaires silteux plus ou moins carbonatés (Teysse, 1984).

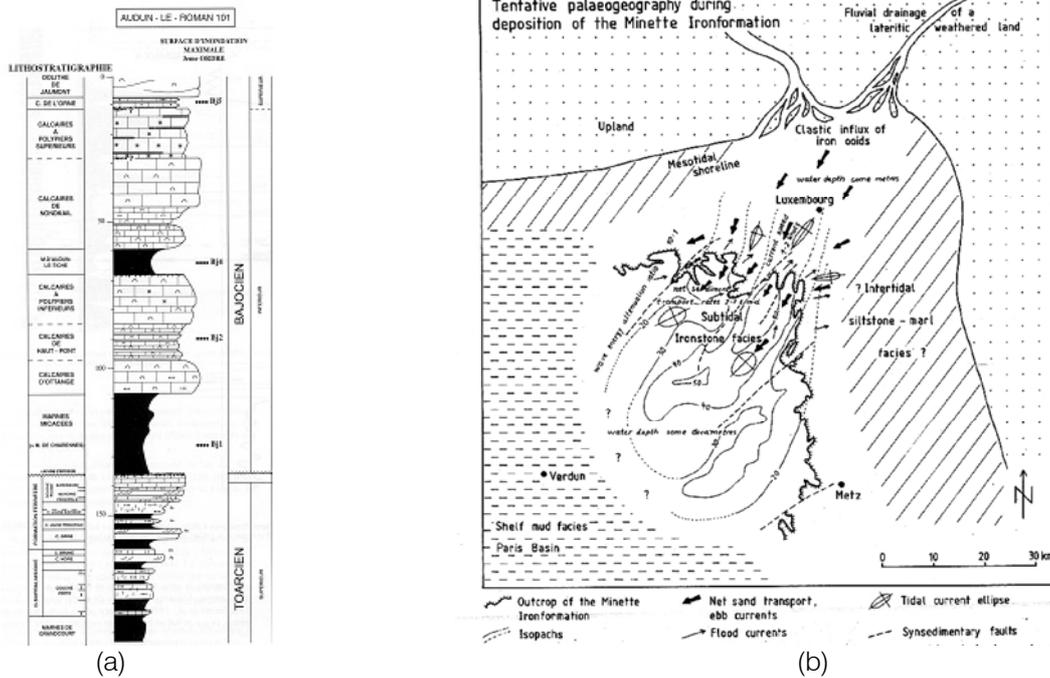


Figure 2 : (a) Le Toarcien supérieur, Aalénien et Bajocien du puit pétrolier d'Audun-le-Roman 101 (Guillocheau et al., 2002) ; (b) Tentative de reconstitution paléogéographique à l'époque du dépôt de la formation ferrugineuse (Teyssen, 1984).

A la base de l'Aalénien se trouvent des calcaires à base siliceuse sur lesquels s'est déposé le minerai de fer oolitique. Une déformation, contemporaine de l'ouverture de la mer du Nord, et dont le paroxysme se situe à la fin de l'Aalénien a affecté l'ensemble de l'Europe de l'ouest. Elle a entraîné en Lorraine la formation d'un synclinal d'axe NE-SO qui correspond à l'actuel sous-bassin d'Esch-Ottange et dans lequel les formations ferrugineuses se sont déposées (fig. 3 et 4).

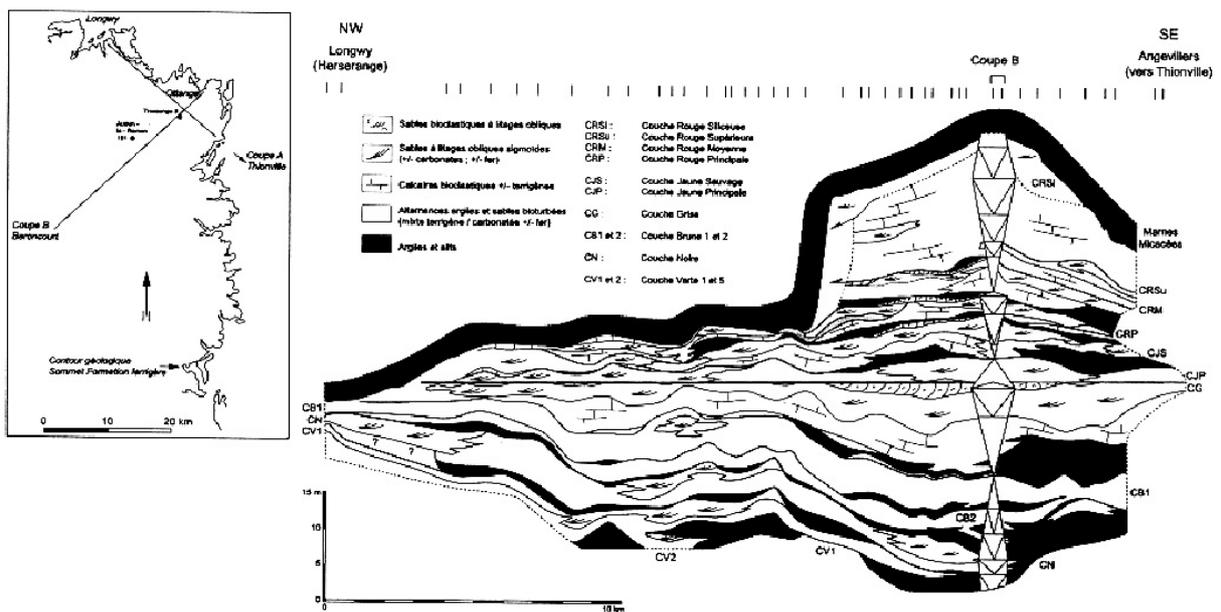


Figure 3 : Coupes longitudinales de la formation ferrugineuse Aalénienne du « bassin » de Brie (Guillocheau et al., 2002)

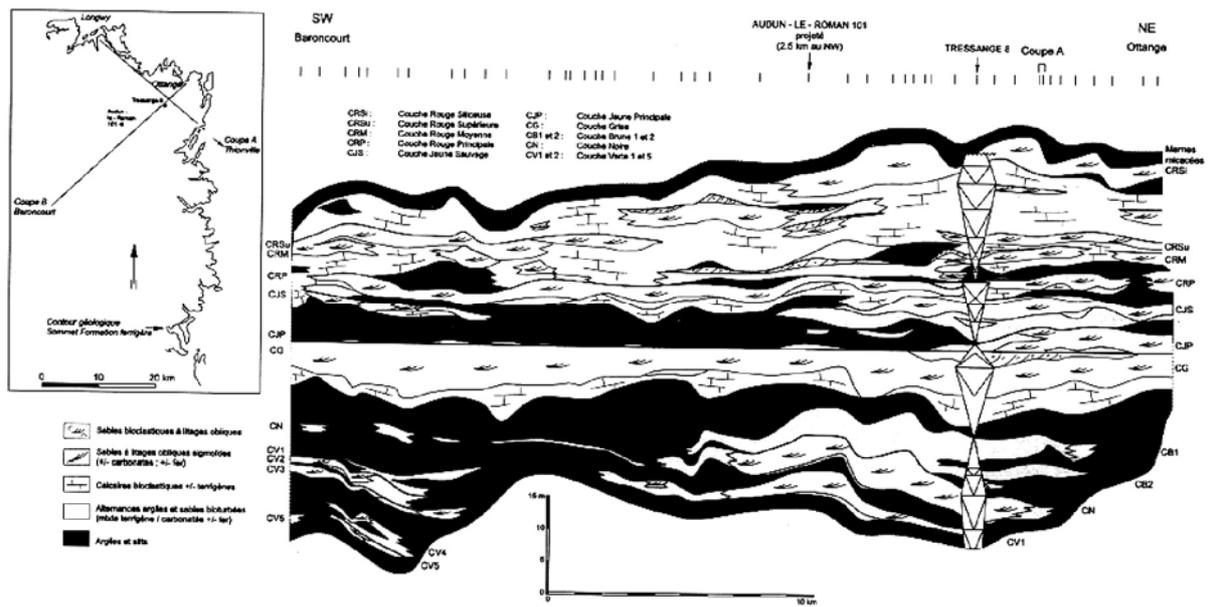


Figure 4 : Coupes transversales de la formation ferrugineuse Aalénienne du « bassin » de Brie (Guillocheau et al., 2002.)

2.2- Tectonique

La série ferrifère et sa couverture bajocienne montrent un léger pendage orienté vers le sud-ouest (fig.5). De grandes failles normales d'orientation générale NE-SO et d'extension pluri-kilométrique découpent le bassin ferrifère. La plupart de ces failles ont joué au moins au cours de la sédimentation jurassique et au cours du Tertiaire entraînant un décalage vertical important (rejet vertical local de plus de 100 mètres au niveau de la faille d'Audun-le-Tiche).

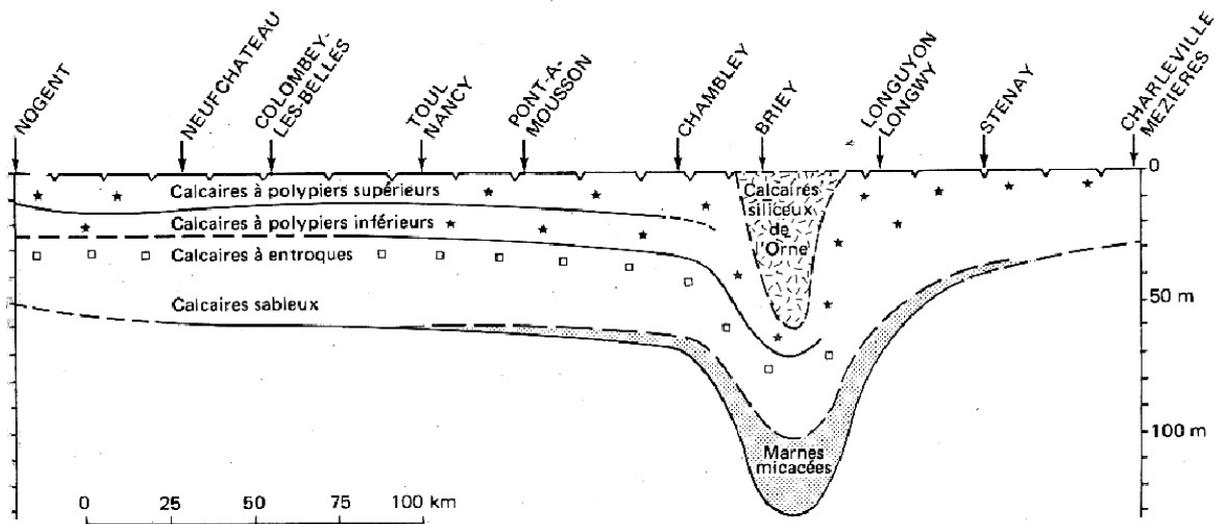


Figure 5 : Coupe du recouvrement Bajocien (Le Roux, 1998)

De nombreuses diaclases affectent le minerai de fer provenant de trois origines différentes :

- celles de directions $N5^\circ$ à $10^\circ E$ et $N30^\circ$ à $N70^\circ E$ qui sont reliées aux événements tectoniques qui accompagnent le début du rifting en Mer du Nord et l'ouverture de l'Atlantique médian (Guillocheau 2000, De Graciansky et al, 2003),
- celles de direction $N10^\circ$, $N30^\circ$ et $N60^\circ E$ issues de la compression pyrénéenne, responsable en Lorraine de décrochements senestres NE-SO (Leroux et al. 1997),
- enfin celles, de directions $N160^\circ E$, s'inscrivant dans le champ de contrainte résiduel lié à l'orogénèse alpine (fig.6).

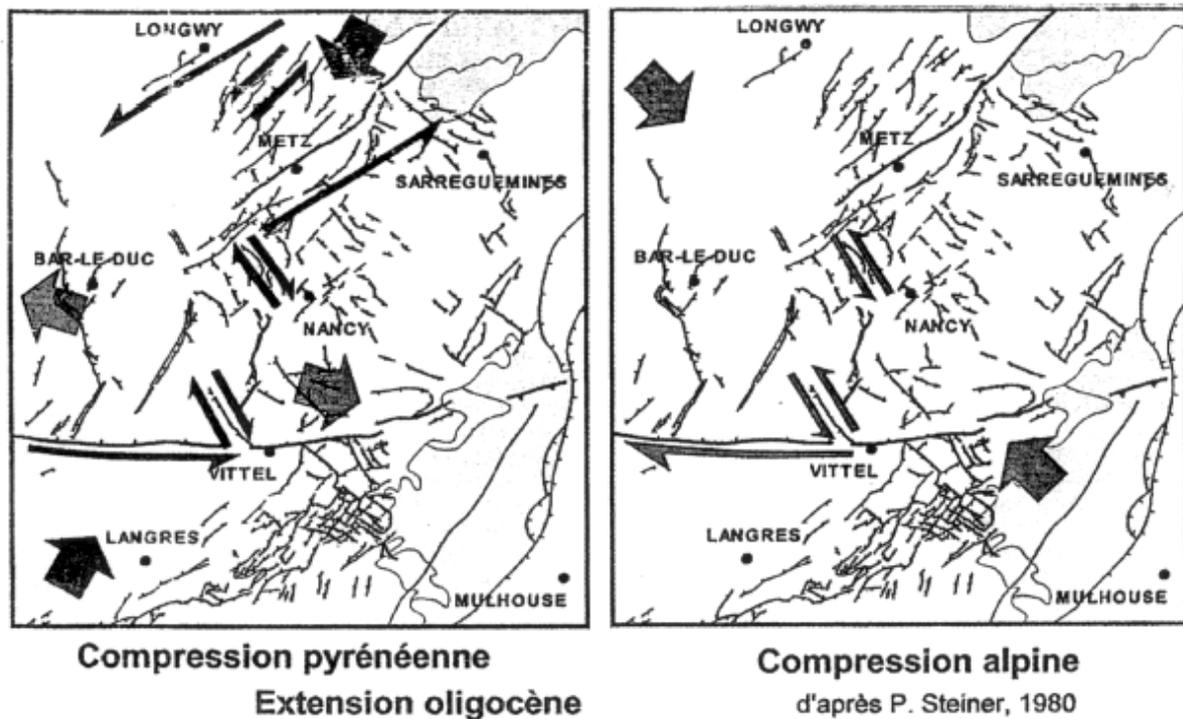
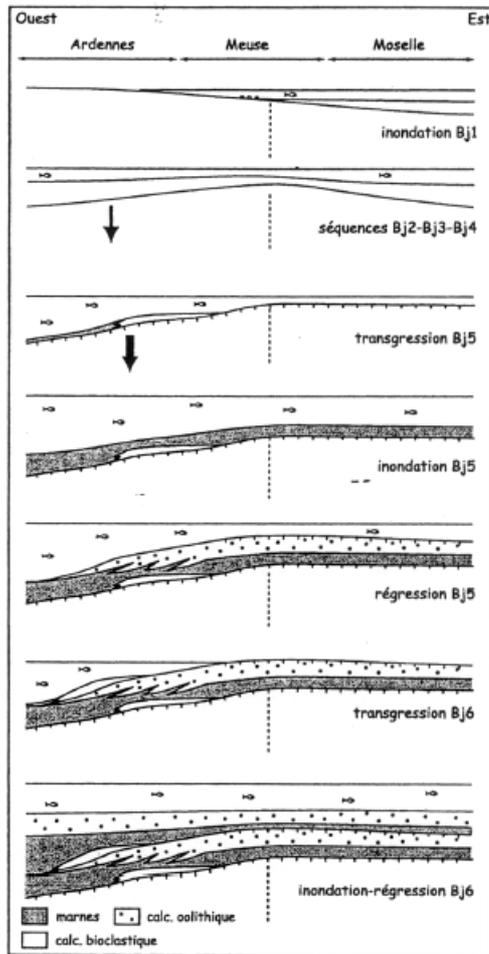


Figure 6 : Les grandes phases de structuration tectonique de la Lorraine au Tertiaire (Steiner 1980, Le Roux 1998)

2.3- Paléogéographie

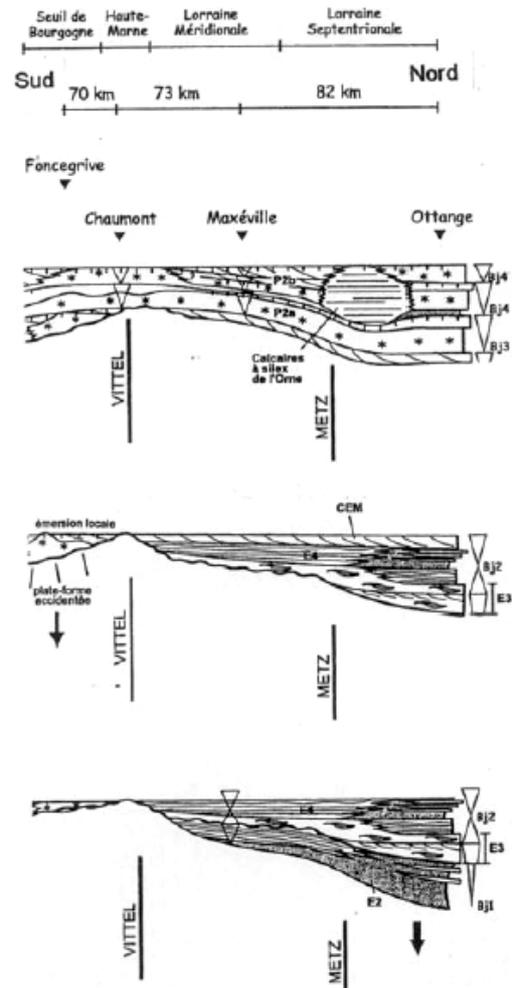
Les séries du Toarcien et surtout de l'Aalénien enregistrent une période de baisse du niveau de la mer entraînant l'émersion prolongée des terrains proches de la Lorraine et l'altération responsable de la libération du fer.

Les termes de base du Bajocien subissent une transgression marine aboutissant à une variation d'épaisseur dans l'axe subsident du bassin et sur son pourtour (calcaire d'Ottange et de Haut-Pont). Par ailleurs pendant que le domaine marin s'ouvre vers l'est, au tout début du Bajocien, le domaine ardennais s'abaisse par subsidence et la mer ouverte se situe désormais vers l'ouest (fig.7a). Cette évolution est responsable des variations verticales et latérales de faciès du Bajocien inférieur (fig.7b).



Bj1 – Base des marnes de Charenes
 Bj2, Bj3 – Base des Calcaires d'Ottange et de Haut-Pont
 Bj4 – Base des Calcaires à polypiers inférieurs
 Bj5 – Base du calcaire de Jaumont
 Bj6 – Base du Calcaire oolithique de Doncourt.

(a)



On remarque l'augmentation d'épaisseur des faciès du Sud vers le Nord.

(b)

Figure 7 : (a) Inversion de la paléo-topographie de la bordure de l'Ardenne durant le Bajocien inférieur (Thiry-Bastien, 2002) ; (b) Géométrie des sédiments du Bajocien inférieur en Lorraine (Thiry-Bastien, 2002)

3- Technique d'exploitation

Une part importante des mines de fer du bassin lorrain a été exploitée par la méthode dite « des chambres et piliers ». Elle consiste à extraire le minerai en laissant des piliers destinés à maintenir le recouvrement (fig.8). Le domaine d'application de cette méthode concerne des pendages de 0° à 15°.

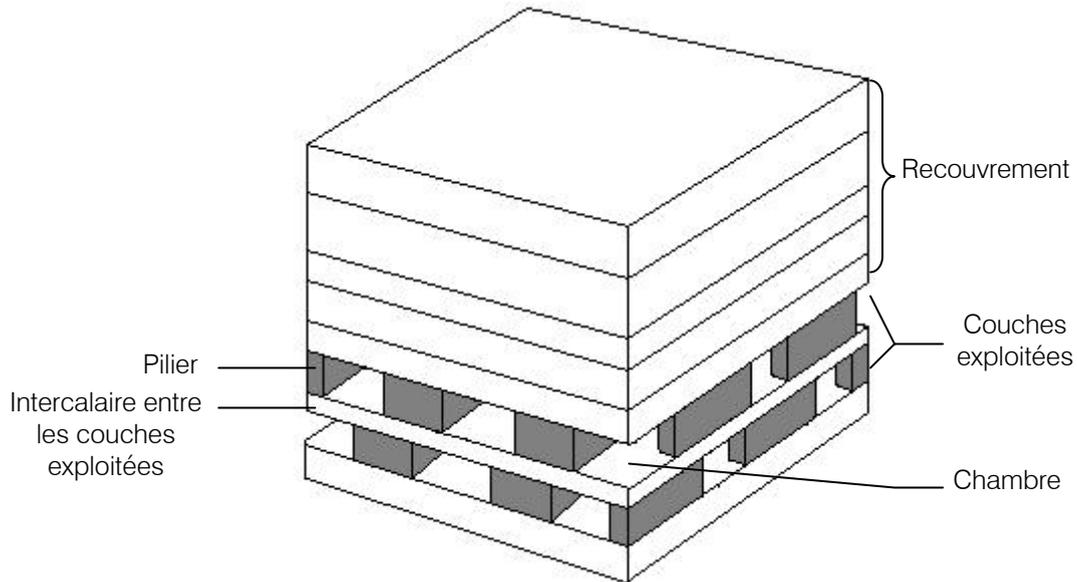


Figure 8 : Schéma d'une exploitation par chambres et piliers

Du point de vue du comportement à long terme des terrains, cette méthode d'exploitation peut être classée en deux catégories en fonction du traitement des vides laissés par l'extraction :

- les exploitations partielles,
- les exploitations totales.

3.1- Les exploitations partielles

En dehors des considérations techniques et économiques, les exploitations partielles ont, en général, été menées lorsqu'il fallait protéger la surface pendant l'exploitation aboutissant à la création de stots de protection de villes, villages et d'infrastructures sensibles. En effet, pour préserver les habitations, le service des mines du bassin lorrain avait imposé une extraction partielle du minerai sous les villes et villages. La mise en œuvre de cette méthode d'exploitation comporte généralement deux phases :

- un découpage de panneaux qui consiste à creuser, à partir de galeries d'infrastructures, nommées « principales », des galeries « secondaires » et « tertiaires » délimitant des panneaux plus ou moins rectangulaires. A ce stade, le taux de défrèvement est extrêmement faible, de l'ordre de 10% (fig.9a),
- ensuite on creuse, à l'intérieur d'un panneau, un faisceau de galeries parallèles : les chambres, délimitant des massifs résiduels correspondant aux piliers (fig.9b). Généralement à ce moment le taux de défrèvement dépasse les 30%. Il dépasse même les 50% pour les exploitations anciennes dans les mines de fer en Lorraine,

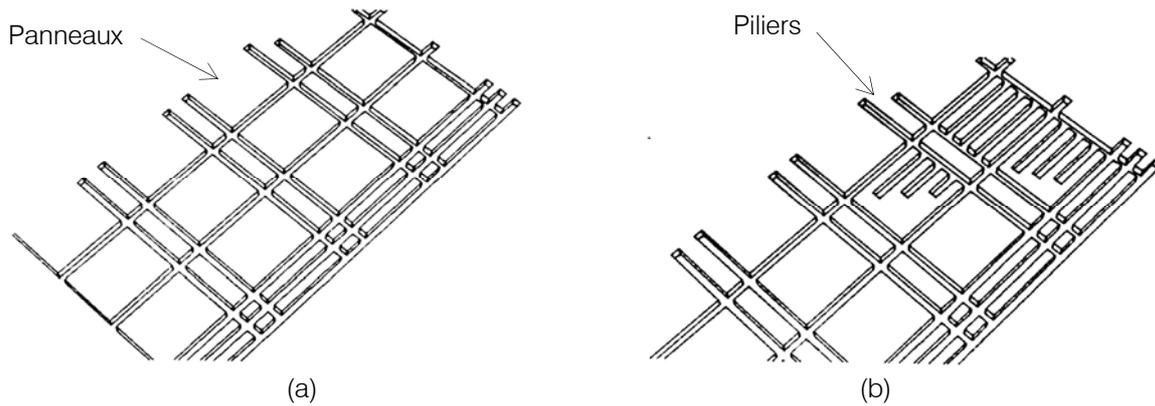


Figure 9 : Principales phases d'une exploitation partielle (Elshayeb, 2000)

Les piliers qui restent en place supportent ainsi l'ensemble du recouvrement jusqu'au jour et protègent la surface. Dans ce cas, se pose le problème de la stabilité à long terme de ces chambres et des conséquences éventuelles en surface de leur instabilité.

3.2- Les exploitations totales

Lorsque les piliers sont récupérés ou torpillés à la fin de l'exploitation (dépilage), on obtient une exploitation dite totale. On pousse alors à l'extrême les creusements successifs de galeries entrecroisées pour aboutir à l'abattage total du minerai en place, d'où l'appellation totale.

Cette phase de dépilage consiste à abattre progressivement le minerai des piliers résiduels en opérant par tranches successives, en creusant des « recoupes », à l'abri de « rideaux » de protection, lesquels sont ensuite « refendus ». Les derniers piliers résiduels encore appelés « quilles », à cause de leur petite taille, sont alors « amaigris » puis « torpillés ». Ce torpillage provoque alors l'effondrement total des terrains situés au dessus de la couche exploitée : c'est le foudroyage (fig.10). A ce niveau final, le taux de défruitement atteint donc 100%, il n'y a plus en théorie de piliers résiduels. En pratique, cette méthode a permis, à partir des années 1950, de récupérer de 80 à 85% du minerai. Les 20 à 15% restants correspondent aux « quilles » torpillées qui ne peuvent être récupérées.

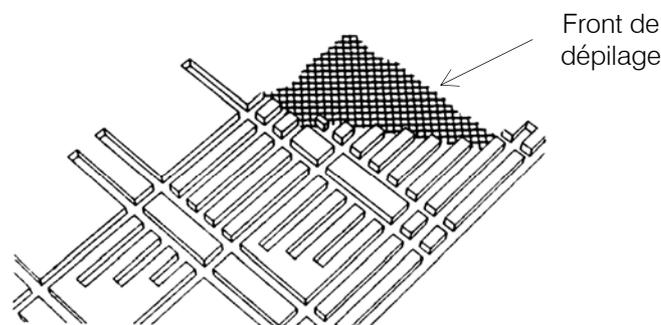


Figure 10 : Dépilage en vue de l'exploitation totale (Elshayeb, 2000)

Signalons enfin que cette méthode d'exploitation totale est propre aux gisements sédimentaires à faible profondeur (moins de 300 m).

3.3- La fin des exploitations et état actuel

C'est au cours de l'année 1997 que les dernières exploitations de fer de la société Lormines cessèrent. Bien avant cette fermeture, l'abandon de l'exploitation des mines s'accompagna de nombreux problèmes à la fois environnementaux, techniques, juridiques et culturels. De plus l'arrêt de ces exploitations impliqua l'arrêt des pompages d'exhaure entraînant l'envoyage progressif du réseau de galeries et de la base des calcaires aquifères du Dogger dans le bassin centre et sud. Des affaissements miniers concomitants à l'envoyage ont pu être constatés. C'est le cas de l'affaissement d'Auboué (1996) où l'amplitude verticale de l'affaissement du sol a atteint par endroit deux mètres. Les villes de Moutiers (1997) ainsi que celles de Moyeuve-Grande (1999) et de Roncourt (1998,1999) ont connu des désordres analogues entraînant comme dégâts des maisons lézardées, des chaussées déformées ou des ruptures de conduites enterrées.

Le déclenchement de ces phénomènes a coïncidé avec le moment où le niveau de l'eau, lors de sa remontée, atteint le toit des anciennes galeries. Suite aux accidents observés, l'envoyage du bassin nord a fait l'objet d'un report. Initialement, l'envoyage de quatorze concessions de la société Arbed avait été autorisé par le préfet à partir du 1^{er} Novembre 2002. Cependant une expertise internationale mandatée en 2001, pour étudier l'avenir des exploitations minières, souligne dans son rapport du 23 Novembre 2001 que :

« - Les conséquences de l'arrêt des travaux miniers du bassin nord impliqueront deux difficultés majeures concernant la stabilité du sol dans certains secteurs et les impacts sur les systèmes hydrologiques et hydrogéologiques environnants ;

- il existe des problèmes de stabilité du sol, actuellement en cours d'étude, qui est susceptibles de provoquer, d'une part, des effondrements brutaux ou rapides pouvant induire des risques pour la sécurité des personnes et, d'autre part, des affaissements pouvant menacer les biens ;*
- il en résulte que ces questions de sécurité portant sur la stabilité du sol, [...] sont prioritaires quelle que soit la solution retenue pour ce qui concerne l'exhaure et que le début de l'envoyage ne peut être envisagé qu'après qu'elles aient trouvé une solution. »*

Des problèmes d'urbanisation se posent également concernant l'autorisation à la délivrance de permis de construire. Le 5 mai 2003, le ministre délégué à l'industrie décide donc de *« geler l'urbanisation dans les secteurs affectés par les risques d'affaissements miniers. L'existence d'un risque potentiel a en effet conduit l'Etat à émettre des avis défavorables lors de la délivrance des permis de construire, par application de l'article R.111-2 du code de l'urbanisme. »*

Fermées ou abandonnées, les anciennes mines représentent donc un réel danger. Les enjeux futurs et les questions majeures sont alors :

- Comment assurer la sécurité des personnes ?
- Comment gérer les effets potentiels sur l'occupation de la surface (bâti, routes, voies ferrées, gazoducs, usines ...) dans un souci de préservation de l'existant mais également d'aménagement du territoire (constructibilité) ?
- Comment gérer l'impact environnemental ?

Pour répondre à ces attentes nouvelles, des investigations scientifiques sont nécessaires. Cela a justifié la création du GISOS (Groupement d'intérêt scientifique sur l'Impact et la Sécurité des Ouvrages Souterrains) en 1999. Il regroupe le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM), l'Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS), l'Institut

National Polytechnique de Lorraine (INPL) et l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris (ENSPM). Trois axes de recherche ont été définis dont les objectifs sont de mieux comprendre et modéliser les phénomènes élémentaires en jeu. Les différents mécanismes, qui peuvent intervenir et interagir, sont analysés afin de prédire et de prévenir les conséquences techniques, socio-économiques et en terme de sécurité publique. Ces recherches mettent en oeuvre des travaux de terrain, des essais en laboratoire, des rétroanalyses d'événements, de l'analyse de données, des travaux de modélisation et des expérimentations in situ.

Le GISOS tente donc de répondre aux questions principales qui se posent actuellement dans le bassin ferrifère lorrain :

- Quel est l'état actuel des anciennes exploitations minières ?
- Quel est le devenir à long terme de ces exploitations ?
- Quelles sont les conséquences en surface des effondrements au fond ?
- Quelle est l'évolution de la qualité de l'eau souterraine et quels sont les risques liés aux gaz de mine, lors de l'envoyage des exploitations ?
- Comment gérer le risque lié à l'après-mine de fer ?

Le travail de recherche, présenté dans ce mémoire, tente d'apporter des réponses à la deuxième question et en particulier de comprendre le rôle que pourrait jouer la couverture et la géomorphologie dans les affaissements et effondrements.

4- Les mouvements de terrains résiduels

De nombreux mouvements de surface accidentels ont été observés dans le bassin ferrifère Nord-Lorrain depuis le début du XX^{ème} siècle à la suite de la ruine d'édifices souterrains. Ces mouvements ont eu lieu pendant la phase de construction ou d'exploitation des mines mais également pendant leur phase de post-exploitation. Ils peuvent se produire à très long terme, sont mal connus et il est souvent impossible de dire actuellement s'ils sont susceptibles ou non de se provoquer. Ils proviennent d'un mécanisme d'ensemble de pressions de terrain qui concernent la quasi-totalité d'un secteur ou quartier d'exploitation.

Actuellement, on dénombre 16 mouvements de surface accidentels suffisamment documentés et recensés historiquement, hors phénomène de fontis. On a distingué, après analyse de ces mouvements, 8 affaissements progressifs et 8 effondrements brutaux :

Tableau 1 : Les principaux mouvements de surface accidentels

Affaissements progressifs		Effondrements brutaux		Fontis	
Jarny	1949	Audun-le-Tiche	1902	Thil	1946
Auboué	1972	Escherange	1919	Thil	1957
Crusnes	1977	Sainte-Marie	1932	Moyeuvre-Grande	1998
Ville au Montois	1982	Moutiers	1940		
Auboué (Coinville)	1996	Roncourt	1954		
Auboué (rue de Metz)	1996	Roncourt	1959		
Moutiers	1997	Rochonvillers	1973		
Roncourt	1999	Rochonvillers	1974		

Les mouvements de terrains observés sont donc de deux types : les affaissements progressifs conduisant à plus ou moins brève échéance à des dégâts en surface, et les effondrements brutaux entraînant instantanément des dégâts en surface sur plusieurs hectares et pouvant causer des accidents mortels collectifs dus au souffle d'air expulsé des galeries.

Il existe un dernier type d'accident, le fontis, qui ne fera pas l'objet d'une étude approfondie dans ce mémoire. Néanmoins, il correspond à l'apparition soudaine en surface d'un entonnoir

de quelques mètres de rayon et quelques mètres de profondeur. Il fait suite à une dégradation progressive de la voûte d'une galerie qui remonte peu à peu dans le recouvrement jusqu'à percer au jour (fig. 11). Le fontis ne se produira pas si la galerie est suffisamment profonde car le foisonnement des blocs du toit vient combler le vide avant qu'il n'atteigne la surface. Le risque de fontis peut également être écarté si un banc épais et résistant arrête la dégradation progressive.

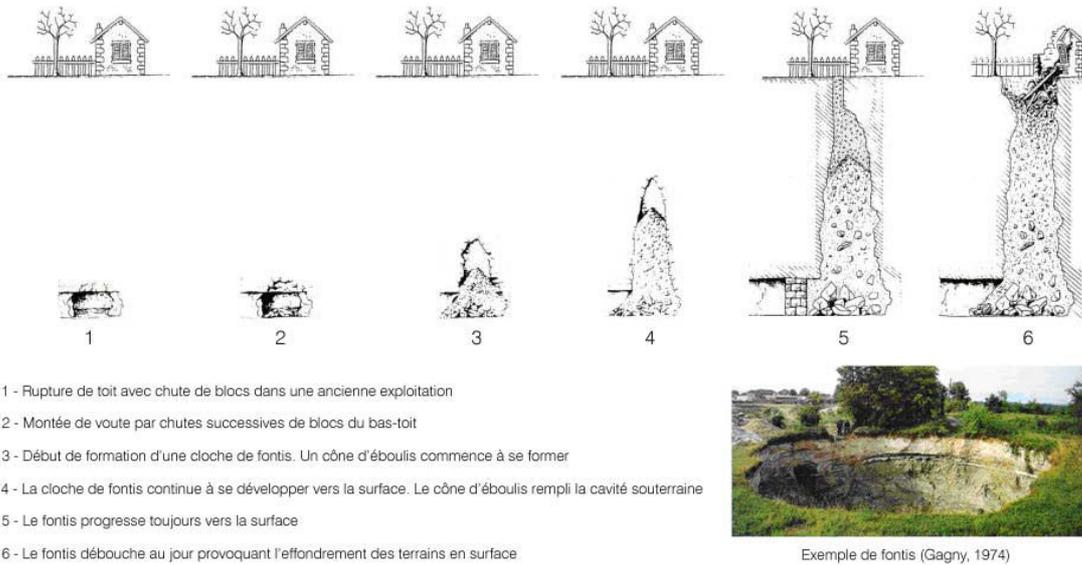


Figure 11 : Illustration du phénomène de fontis

4.1- L'affaissement progressif

Il s'agit du tassement des terrains suite à la fermeture d'une cavité souterraine. L'affaissement progressif (fig.12) se traduit par la formation en surface d'une cuvette de quelques dizaines à quelques centaines de mètres de diamètre se mettant en place sur quelques heures voire quelques mois. Au centre de la cuvette les terrains descendent verticalement. Sur les bords, les terrains se mettent en pente avec un étirement sur les bords extérieurs (ouverture de fractures) et un raccourcissement sur les bords intérieurs (apparition de bourrelets).

L'affaissement de surface est analogue à celui qui est volontairement produit par un défilage intégral. Il fait suite à la ruine de travaux miniers souterrains suffisamment étendus pour que les effets remontent jusqu'en surface. Les abords de la cuvette d'affaissement débordent à la verticale des travaux effondrés au fond. L'angle d'influence varie entre 10 et 35° selon l'environnement de la zone au fond. Plus les travaux sont profonds, plus la cuvette d'affaissement est étalée.

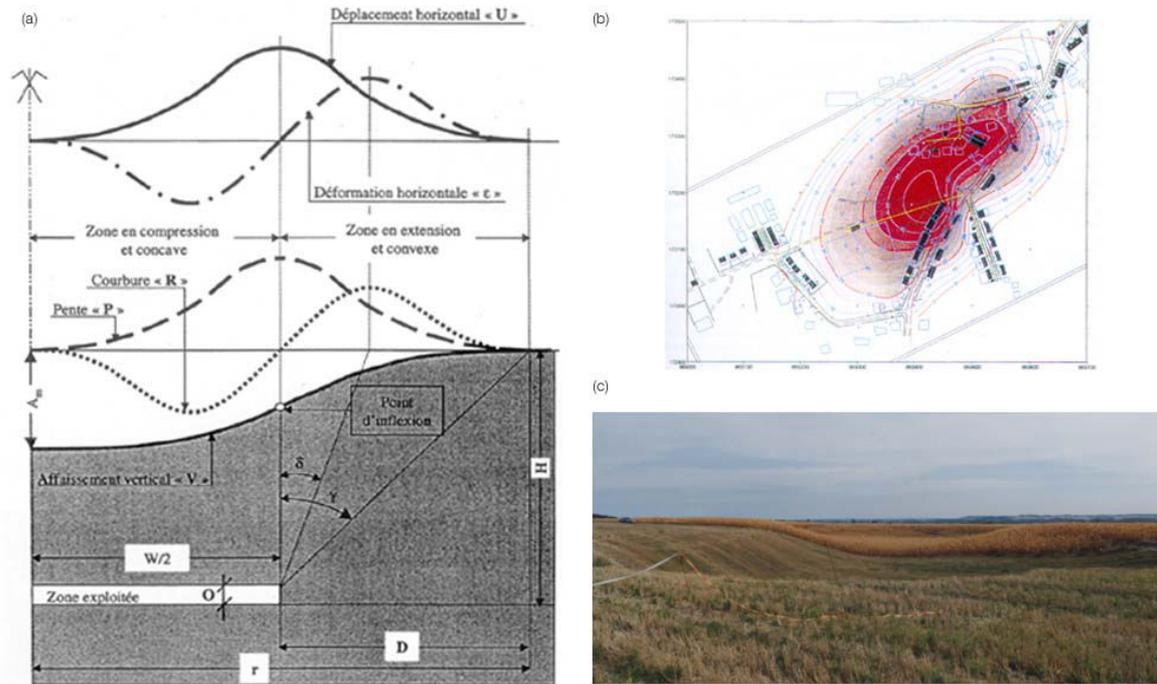


Figure 12 : (a) Illustration des mouvements de la surface des terrains et de la géométrie d'une cuvette d'affaissement progressif (Deck, 2002) ; (b) Présentation de la cuvette d'affaissement de Roncourt (GEODERIS) ; (c) Cuvette d'affaissement progressif (photo INERIS)

Les bâtiments en surface sont sensibles à la mise en pente des terrains ainsi qu'aux effets d'extension dans la zone d'étirement et de compression dans la zone de raccourcissement. Les effets sont d'autant plus élevés que l'amplitude de l'affaissement au centre de la cuvette est grand et que la profondeur des travaux miniers est faible. Par ailleurs, les bâtiments sont d'autant plus vulnérables qu'ils sont longs et élancés (Deck, 2002).



Photo 2 : Effets de compression (gauche) et d'extension (droite) sur les bâtiments

4.2- L'effondrement brutal

Dans certains cas, la ruine de l'édifice minier ne se fait pas progressivement. On observe l'effondrement en bloc de l'ensemble des terrains compris entre le fond et la surface. L'effondrement (fig.13) de la surface se produit alors de manière dynamique, en quelques secondes provoquant un souffle d'air dévastateur dans les travaux du fond. Une forte secousse sismique est ressentie. En surface, la cuvette présente un fond plat et des bords abrupts en gradins. Des crevasses peuvent se former et atteignent, dans certains cas, 1 m d'ouverture.

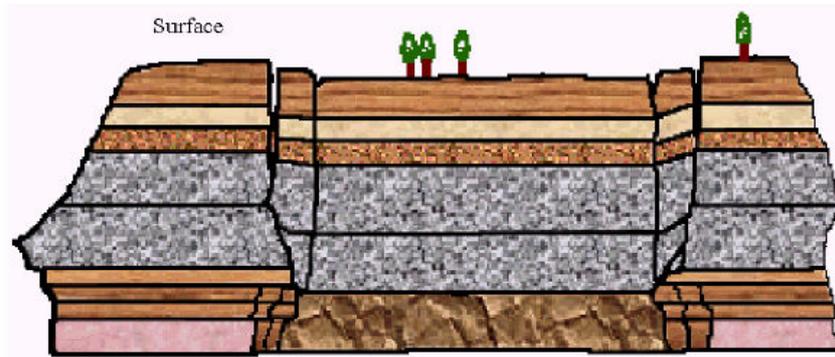


Figure 13 : Représentation schématique d'un effondrement brutal

Plusieurs modèles relatifs au comportement du recouvrement ont été élaborés par divers auteurs pour étudier les phénomènes ressentis à la surface et, plus particulièrement, ceux consécutifs aux effondrements brutaux. Ces modèles ont permis à leurs auteurs d'énoncer un certain nombre de mécanismes initiateurs conduisant, au stade final, à un effondrement brutal.

4.3- Mécanisme de rupture d'un effondrement brutal

Une analyse fine des huit effondrements brutaux historiques faite par Tincelin et Sinou (1962) a montré qu'il existait des caractéristiques communes aux exploitations par chambres et piliers ayant donné lieu à un effondrement brutal :

- Un taux de défrèvement élevé
- Une ouverture d'exploitation importante ou multicouche avec intercalaire mince
- Des piliers petits et peu massifs
- Des sollicitations importantes dans les piliers
- Un toit immédiat « excellent et solide »
- La présence au voisinage du jour d'un banc dit « solide et raide »

De plus, ils signalent, qu'à l'aplomb de chacune des zones incriminées ou dans les environs immédiats, la présence de carrières exploitant des pierres à bâtir, dans des bancs calcaires épais (8 à 12 mètres) d'aspect massif et compact.

De même, Tincelin (1982) remarque que les cas d'effondrements brutaux se trouvaient, au jour, en bordure ou au voisinage d'une vallée. En effet, à l'aplomb même du quartier effondré, on avait ce qu'on pourrait appeler un plateau donnant une épaisseur de recouvrement. Mais au voisinage immédiat de la zone effondrée, on notait l'existence de vallées qui parfois permettaient d'accéder directement au gisement par les affleurements.

Il apparaît donc que la chute soudaine et brutale de l'ensemble du recouvrement, observée au cours, des effondrements brutaux dans les mines de fer de Lorraine, ne peut avoir eu pour origine l'écrasement de tous les piliers sur une grande surface à la fois.

Si l'on s'accorde pour dire que c'est effectivement ce qui doit se produire à la fin du processus de rupture d'équilibre, il paraît néanmoins peu probable que ce soit la simple augmentation de la charge sur les piliers qui, après avoir atteint leurs limites de rupture, provoque la chute du toit. En effet, certains effondrements brutaux sont survenus dans des secteurs ayant subi des surcharges dues notamment à des dépilages voisins, et on sait que dans ces cas, les piliers ne sont pas tous chargés uniformément, donc qu'ils n'atteignent pas tous ensemble leur limite de rupture.

En réalité, c'est donc le recouvrement lui-même qui a un rôle à jouer dans le mécanisme d'effondrement brutal. La probabilité d'occurrence de tels accidents nécessite en fait l'existence dans le recouvrement d'un ou plusieurs bancs résistants et rigides, suffisamment épais qui déchargent les piliers en soutenant une part du poids des terrains qui les surmontent.

Tincelin (1962) et Maury (1979) envisagent alors deux types de mécanismes de rupture brutale du recouvrement.

4.3.1- Rupture du recouvrement par délitage d'une dalle monolithique

Tincelin et Sinou (1962) supposent que le recouvrement ne subit quasiment aucunes déformations tant que les piliers fournissent une réaction d'appui suffisante. Lorsque cette réaction d'appui diminue, du fait du fluage ou du tassement des piliers, du toit immédiat ou du mur, la flèche du recouvrement augmente, ainsi que les moments fléchissants dans celui-ci. Les bancs du recouvrement participent alors à la solidité de l'édifice, et si les piliers lâchent, les moments fléchissants et efforts tranchants compensent cette défaillance et viennent en aide aux petits piliers.

Une telle zone peut alors apparaître comme parfaitement stable pendant de nombreuses années, tant que le recouvrement se comporte comme une dalle monolithique.

Si l'on considère un frottement ϕ entre ces bancs, il n'y a pas de glissement tant que les contraintes de cisaillement induites entre elles, au droit des appuis, sont inférieures à $\sigma_n \tan \phi$.

Une fois que ces cisaillements deviennent supérieurs à $\sigma_n \tan \phi$, la dalle est mise en flexion, elle se désolidarise par glissement le long des joints de stratification et se délite. La rigidité du recouvrement diminue en devenant celle d'un ensemble stratifié de banc. La capacité de portance du recouvrement diminue et ce dernier vient subitement surcharger les piliers. La brutalité du phénomène s'explique par le relâchement soudain du frottement entre dalles et de l'énergie de déformation emmagasinée par la rigidité du toit.

De plus Tincelin, en 1995, s'est intéressé à l'influence de la présence de vallées. Il considère que le voisinage de vallées profondes est un facteur aggravant vis-à-vis de l'effondrement, car il favorise le cisaillement du recouvrement. Selon Tincelin, le banc qui joue le plus grand rôle dans le processus de rupture en traction (fibres les plus tendues en surface) est le calcaire à polypiers homogène qui est assez profond pour être protégé de l'érosion. Il indique, de plus, qu'à proximité d'une vallée qui coupe les bancs durs du recouvrement, la contrainte de compression horizontale disparaît et la rupture en cisaillement devient possible entraînant une ouverture brutale de la fissuration verticale due à la dilatance (Tincelin, 1995).

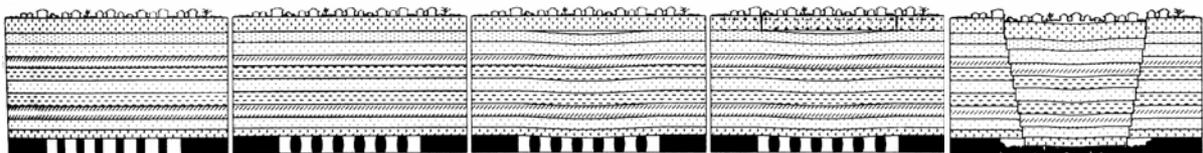


Figure 14 : Délitage d'une dalle monolithique

4.3.2- Mécanisme de rupture dû à une surcharge hydraulique

Maury (1979) émet, pour des carrières de faibles profondeurs, l'hypothèse d'un mécanisme de rupture dû à la pression interstitielle. L'effondrement peut être provoqué par les charges de nappes phréatiques elles mêmes, ou par surcharge de celles-ci. Si l'excavation draine suffisamment le toit, soit accidentellement par la fissuration, soit par la matrice, celui-ci peut supporter une partie de la charge hydraulique des nappes phréatiques, mais il peut très bien ne plus supporter une surcharge de celle-ci, due en particulier à une pluviométrie importante.

Ce mécanisme suppose donc que sous l'effet d'un taux d'extraction important, il se produit un déplacement d'ensemble du recouvrement maintenant le toit immédiat résistant continu et empêchant ou freinant son drainage par les travaux miniers.

Lorsque l'extension de la zone devient suffisante, les déplacements induits dans le toit profond provoquent le jeu et l'ouverture de la stratification et de la fissuration. L'alimentation des joints ouverts dans le toit immédiat, par le poinçonnement des piliers, devient alors impossible.

Les nappes phréatiques de surface, statiques ou surchargées par la pluviométrie peuvent alors mettre en charge tout le toit jusqu'à ce qu'en un point les dalles du toit immédiat cassent, entraînant la rupture du point profond.

Le système de contraintes horizontales qui maintenait le toit immédiat en place est brutalement relâché et la rupture du toit peut se propager sur de très grandes étendues.

4.3.3- Rupture du recouvrement par cisaillement d'un banc épais et résistant

Fairhurst et al. (2003) avancent que lorsque le recouvrement comporte un banc raide et résistant suffisamment épais, et que les piliers, le toit ou le mur continuent à se déformer au cours du temps (fluage), ces déformations se transmettent au haut-toit résistant et donc peu déformable. A partir d'une certaine déformation, le toit raide a pris la flèche maximale de flexion admissible, avec des effets tranchants très importants au niveau de ses appuis. La rupture peut alors se manifester, de manière brutale, par cisaillement au niveau des appuis ou par glissement le long des fissures verticales.

5- Discrimination entre l'effondrement brutal et l'affaissement progressif

5.1- Phénomènes observés propres au type d'évènement

La bibliographie exposée ci-dessus montre, dans le cas de l'effondrement brutal, la complexité des mécanismes opérés dans la couverture et met en évidence la brutalité du phénomène. Il est donc d'importance majeure de distinguer les effondrements brutaux des affaissements progressifs, les implications en termes de sécurité des personnes et des biens étant très différentes. GEODERIS a donc mené un travail d'expertise dans le but de hiérarchiser et de prévenir les zones à risque d'affaissements progressifs ou d'effondrements brutaux.

Pour y parvenir, il est nécessaire, dans un premier temps, de définir la signification des phénomènes telle que présentée par GEODERIS (fig.15):

Un effondrement est qualifié de brutal lorsque les quatre critères ci-après sont remplis :

- L'effondrement est accompagnée par un phénomène sismique d'une magnitude suffisante pour être enregistré par l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg (≈ 150 km) ou, pour des effondrements plus anciens, pour avoir été ressenti par la population en surface,
- Le phénomène provoque un souffle d'air à l'intérieur de la mine,
- Après l'effondrement, la surface présente un profil en pente très raide avec des gradins au bord de l'affaissement,
- L'effondrement survient en un laps de temps très court (moins d'une heure).

Un affaissement est qualifié de progressif si :

- La surface présente un profil en pente douce au bord de la cuvette,
- L'affaissement n'est précédé d'aucun phénomène sismique,
- L'affaissement se produit sur une durée de plusieurs heures et non plus quelques minutes.

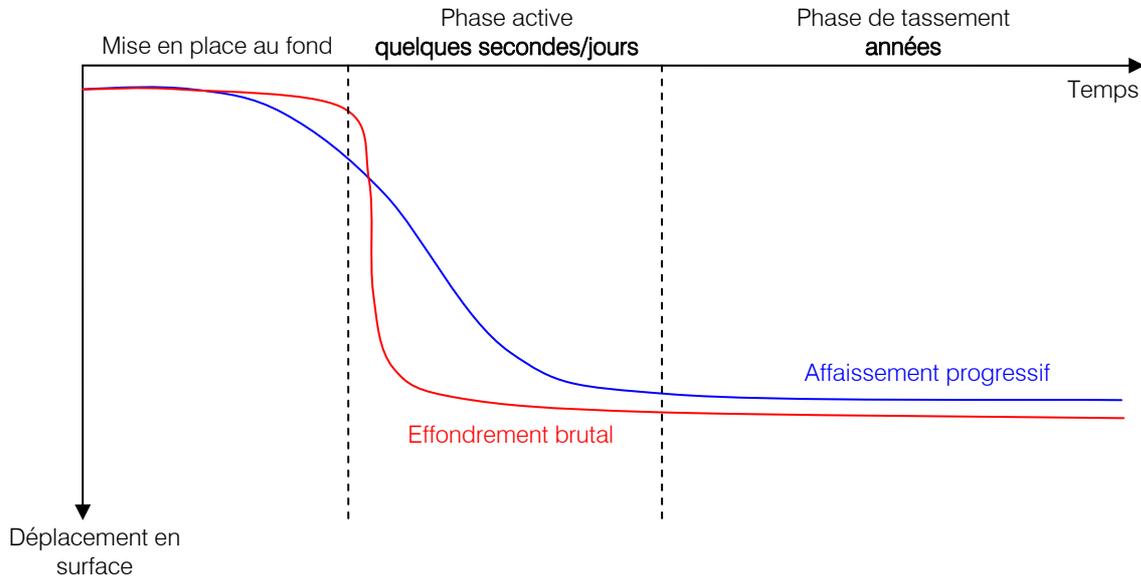


Figure 15 : Evolution schématique de l'affaissement maximal en surface en fonction du temps dans le cas d'un effondrement brutal ou d'un affaissement progressif

Une fois la distinction faite entre ces deux phénomènes, GEODERIS entreprend une localisation la plus précise des vides miniers. Pour chaque zone, l'enjeu capital est de pouvoir faire une distinction la plus fiable possible entre le risque d'effondrement brutal et celui d'affaissement progressif. En premier lieu, les zones dans lesquelles les travaux miniers ont été détectés à moins de 50 m de profondeur ont été classées en risque de fontis. Ensuite, les zones pour lesquelles la contrainte, dans certains piliers, est suffisamment forte ou bien l'intercalaire entre 2 couches exploitées est peu épaisse (moins de 7 m) constituent les zones d'affaissement progressif, sous réserve que le risque d'effondrement brutal ait pu être écarté. Ainsi à partir de ces critères, il est possible d'établir des cartes d'aléas et de surveillances comme présentées sur la figure 16 (consultables sur le site internet DRIRE Lorraine).

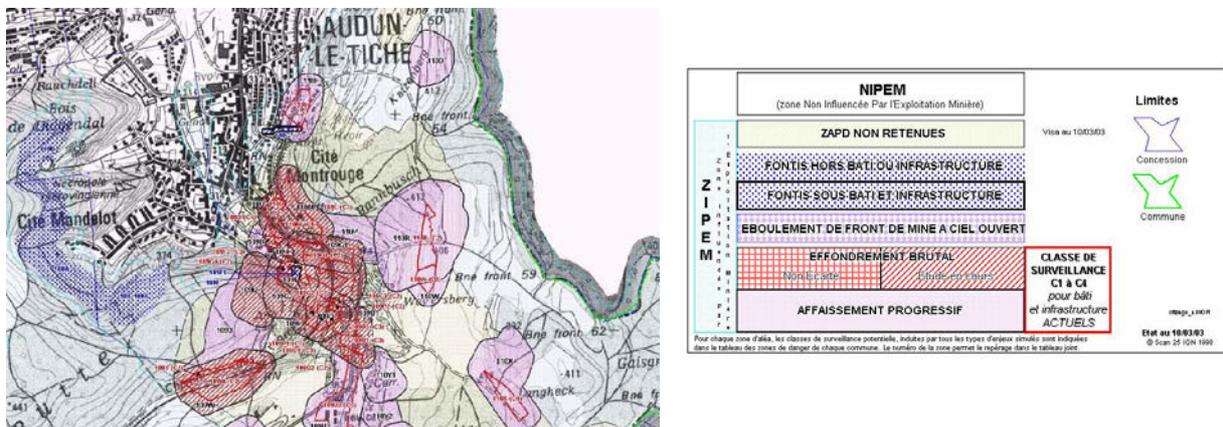


Figure 16 : Extrait de la carte des zones d'affaissement potentiel différé (ZADP) de la commune d'Audun-le-Tiche (DRIRE Lorraine, 2003)

Comme nous avons pu le voir, certaines zones d'aléa peuvent présenter un ensemble de caractéristiques amenant à les classer en risque d'affaissement progressif. Malgré tout avant d'établir ce classement définitif, il faut toujours s'assurer que le risque d'effondrement brutal est totalement écarté. Cette dernière condition a amené GEODERIS à développer une méthodologie de discrimination entre les deux phénomènes. Elle repose essentiellement sur l'étude d'un critère géométrique et d'un critère géologique.

5.2- Discrimination à l'aide d'un critère de fond ou géométrique

Une recherche de critère, discriminant les effondrements brutaux des affaissements progressifs, a été menée (Kouniali, 2000) à partir d'une rétro analyse des effondrements majeurs survenus dans les mines de fer de Lorraine (les 16 cas historiques). Cette recherche vise à expliciter les caractéristiques d'exploitation (taux de défrètement, profondeur, géométrie des piliers ...) qui interviennent dans les mécanismes physiques conduisant à des effondrements brutaux. Cette rétro analyse a permis de mettre en évidence un certain nombre de variables jouant un rôle majeur dans le mécanisme d'effondrement brutal :

- Le taux de défrètement
- La contrainte totale
- L'ouverture cumulée
- La largeur de galerie
- La profondeur
- Le coefficient de surcharge
- Le coefficient de forme

Ces données ont été exploitées par analyse statistique en composantes principales et par analyses factorielles discriminantes. Une fonction discriminante a donc été définie permettant de discriminer d'une part les 8 affaissements progressifs historiques et d'autre part les 8 effondrements brutaux historiques (fig.17).

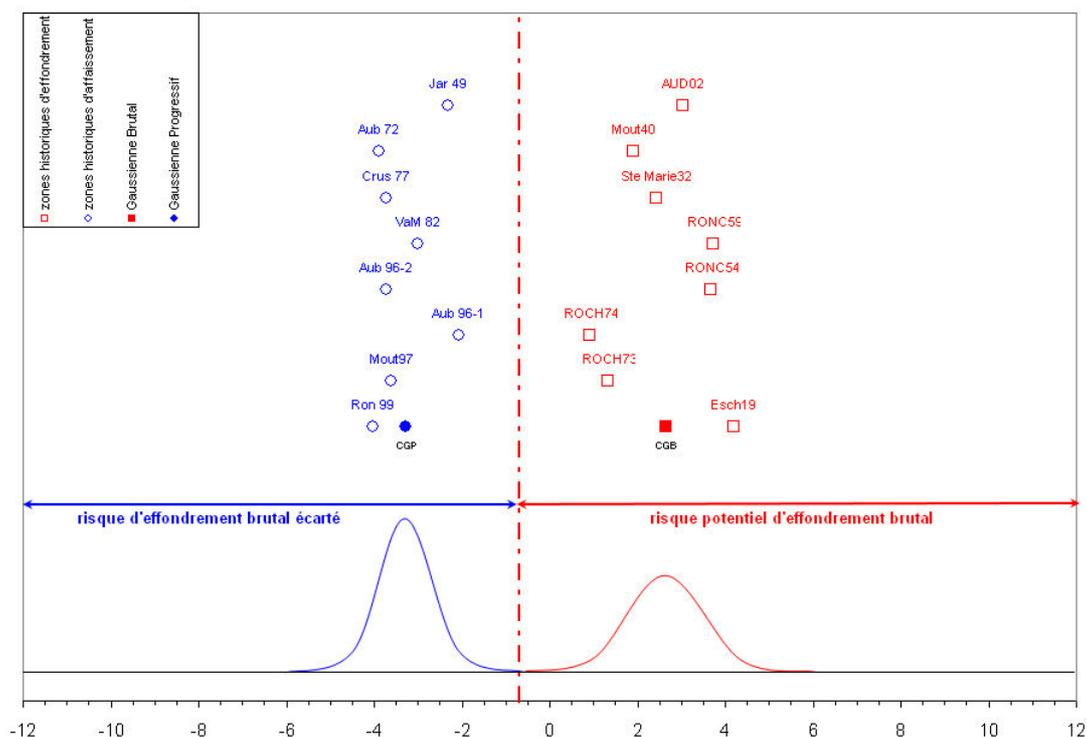


Figure 17 : Fonction discriminante (critère de fond)

Appliquée aux zones d'aléa, le critère géométrique permet d'écarter définitivement un certain nombre de zone de l'aléa effondrement brutal. Ces zones peuvent donc être classées en affaissement progressif. Dans le cas contraire la prise en compte d'un critère géologique est nécessaire. L'étude de ce second critère doit permettre de mettre en évidence la présence ou non d'un banc suffisamment épais et massif dans la couverture, condition *sine qua non* pour qu'un effondrement brutal se produise (Tincelin, 1962) et comme cela a été observé dans le cas des 8 effondrements brutaux historiques. Si ce critère géologique est vérifié, l'effondrement brutal est définitivement considéré comme possible.

6- Démarche scientifique proposée

La condition de la présence d'un banc raide dans la couverture, mise en évidence par le critère géologique, fonde en grande partie la base de ce travail de recherche. L'élaboration de ce critère a été menée au cours de l'année 2003 par GEODERIS. Sa conception nécessite des données sur la composition du recouvrement et n'a été menée à terme que sur certaines zones (prioritairement sur les zones qui comportent du bâti dans le bassin d'ennoyage nord, annexe A1). Cette étude fait l'objet du **chapitre 2**. Elle consiste à caractériser mécaniquement la couverture afin de mettre en évidence la présence d'un banc raide dans le recouvrement. Cette méthodologie a été développée dans l'urgence. Nous apporterons donc quelques explications et justifications par rapport à la démarche proposée.

Par la suite, nous nous proposons d'étudier plus particulièrement le rôle et l'influence de la couverture, en fonction de la géomorphologie environnante, sur le phénomène d'effondrement brutal. A grande échelle, l'évaluation de la présence ou non d'un banc raide dans la couverture ne peut se faire que si celui-ci est pris en compte dans son contexte géomorphologique. Le **chapitre 3** a donc pour but d'estimer l'effet d'une vallée en termes de massivité sur la couverture. Cette situation sera simulée par des modélisations 2D, à l'aide d'un code aux éléments distincts UDEC[®] (Itasca), dans lesquelles les discontinuités horizontales entre couches géologiques seront prises en comptes. Une étude paramétrique sera menée suivant les propriétés mécaniques des limites de couche. Les cas d'un milieu pourvu d'une fracturation verticale et d'exploitations minières seront également abordés. A l'aide de l'étude des déplacements, des contraintes et de bilans énergétiques, nous verrons si une vallée a tendance ou non à réduire la massivité de la couverture.

Le **chapitre 4** s'attarde sur un autre type de géomorphologie : la reculée de vallée. La démarche est quasi-identique à celle du chapitre 3 à la seule différence que les modélisations seront effectuées en 3D à l'aide du code FLAC3D[®] (Itasca). Nous chercherons à démontrer que cette situation tend à augmenter la massivité de la couverture de part la présence de zones en surcontrainte. Nous verrons également que l'existence de ces zones est due à un effet géométrique.

Enfin dans le **chapitre 5**, nous aborderons la question du comportement du pilier et son rôle dans le développement de la fracturation dans la couverture. Nous modéliserons l'endommagement du pilier, en simulant la dégradation de la cohésion, à partir d'une approche associant des codes continue/discontinue (PFC2D[®]/FLAC[®]) pour tenter de comprendre comment la fracturation se développe dans le pilier et comment elle se transmet au recouvrement. Le pilier sera modélisé par un milieu discret, constitué d'un ensemble de particules, à l'aide du code PFC2D/3D[®]. La couverture sera modélisée, comme un milieu continu, sous FLAC[®]. Auparavant, une étude de calage de microparamètres (nécessaire sous PFC2D/3D[®]) sera menée à l'aide d'un ensemble d'essais monoaxiaux et triaxiaux réalisés sur des échantillons de minerai de fer.

Chapitre 2

Caractérisation mécanique de la couverture : recherche d'un banc raide

Ce deuxième chapitre a pour but d'exposer la méthodologie permettant d'aboutir à la définition du critère géométrique menée par GEODERIS. Elle consiste essentiellement à caractériser le recouvrement au droit de zones d'aléa d'effondrement brutal non écarté afin de mettre en évidence la présence d'un banc raide ou non dans la couverture.

Précisément, une fois la caractérisation à l'échelle du laboratoire effectuée, l'objectif essentiel est d'établir une caractérisation de la couverture sédimentaire à l'échelle du massif rocheux en pondérant les propriétés mécaniques de l'effet de la fracturation. Nous définirons et analyserons finement les paramètres permettant cette pondération et exposerons les méthodes empiriques, permettant de définir le module de déformation, dit « massif », pour une formation donnée.

Enfin nous concluons ce chapitre en détaillant la conception même du critère géométrique. Nous verrons que celui-ci est fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques des bancs les plus raides dans le recouvrement et qu'il doit être évalué dans un contexte géologique à grande échelle. Ainsi la détermination de cet indice de raideur permettra de poser les bases et problématiques d'une partie de ce travail de recherche.

1- Introduction

Comme nous avons pu le voir dans le chapitre précédent, les événements survenus récemment dans le bassin ferrifère ont poussé les pouvoirs publics à prendre la décision de créer une commission d'experts afin de « *traiter, avant un éventuel ennoyage, l'ensemble des questions de sécurité publique, et en particulier celles liées aux zones à risque d'affaissement et d'effondrement* » (*Le bassin ferrifère : état des lieux au 20 février 2003, DRIRE Lorraine*). Toutes les zones à risque d'effondrement brutal non écarté par le critère géométrique ont été recensées. Afin de pouvoir établir définitivement une discrimination entre l'effondrement brutal et l'affaissement progressif pour une zone donnée, les experts ont donc dû définir un second critère : le critère géologique.

2- Méthodologie d'élaboration du critère géologique

GEODERIS a lancé en avril 2003 un programme important de reconnaissance géologique et géotechnique par sondages. L'étude de ces sondages, par le GISOS et GEODERIS, a permis de proposer une méthodologie de caractérisation des formations de couverture au droit des zones non écartées par le critère fond. La méthode ainsi développée permet de caractériser la massivité d'une zone donnée par la présence ou non d'un banc raide. Appliquée aux zones historiques d'effondrement brutal, cette méthode permet en outre de fixer un seuil au delà duquel un aléa effondrement brutal ne pourra être écarté.

Ainsi douze sondages carottés ont été réalisés et situés essentiellement au voisinage de zones d'aléa comportant du bâti. Parmi ces sondages, 7 ont été forés à l'aplomb ou à proximité de zones historiques d'accidents miniers dont 5 d'effondrement brutal (annexe B1).

Cette méthodologie comporte quatre grandes étapes :

- une analyse lithologique des sondages,
- une analyse géotechnique des sondages,
- une caractérisation géomécanique,
- et enfin le calcul d'un indice de raideur au droit d'un sondage correspondant au critère géologique.

2.1- Analyse lithologique

La première étape consiste donc à établir finement une analyse lithologique des différents sondages, afin de décrire et de définir les formations constituant la couverture sédimentaire caractéristique du bassin ferrifère lorrain. Ces formations sont décrites ci-dessous en partant de la formation au toit du fer pour remonter progressivement jusqu'à la couche superficielle (Dagallier & Homand, 2000).

2.1.1- Marnes de Charenes

La première formation rencontrée est une formation argileuse, les marnes de Charenes, qui possède une fraction quartzeuse et micacée non négligeable. Elle contient de petits niveaux de calcaires gris coquilliers ou à entroques, ainsi que des niveaux conglomératiques. La puissance de cette formation peut varier de quelques mètres à 30 m environ.



Photo 1 : Marnes de Chareennes

2.1.2- Calcaire d'Ottange et de Haut-Pont

Au toit des marnes de Chareennes, on distingue les calcaires d'Ottange et de Haut-Pont. Le passage entre les deux formations est progressif, par enrichissement des marnes, en bancs calcaires de plus en plus fréquents. Il est difficile de distinguer une limite nette entre les calcaires d'Ottange et les calcaires de Haut-Pont qui les surmontent. Pour le Haut-Pont, il s'agit de calcaires gréseux et à entroques et de calcaires sableux pour le faciès d'Ottange. On peut noter des niveaux conglomératiques ainsi que des passées oolithiques parfois ferrugineuses. Ces deux faciès de calcaires se présentent en petits niveaux assez résistants, séparés par des bancs gréseux ou marno-gréseux. La puissance de l'ensemble de ces deux formations varie de 30 à 45 mètres.



Photo 2 : Calcaire de Haut-Pont



Photo 3 : Calcaire d'Ottange

2.1.3- Calcaires à polypiers

Au toit des calcaires d'Ottange et de Haut-Pont, on trouve les calcaires à polypiers. Ils présentent des faciès variés et hétérogènes, incluant des calcaires récifaux et péri-récifaux de teinte grise, soit en bacs individualisés, soit en coupoles (biohermes). Latéralement les faciès deviennent de plus marneux, avec des alternances marno-calcaires ainsi que des faciès conglomératiques. Des calcaires crypto-cristallins peuvent apparaître en se chargeant d'organismes ou de débris de coquilliers, jusqu'à former de véritables lumachelles, calcaires oolithiques, à entroques.

La puissance de cette formation peut atteindre localement 60 mètres.



Photo 4 : Calcaire à polypiers

2.1.4- Calcaire de Jaumont

Par la suite on rencontre principalement le calcaire de Jaumont. C'est un calcaire détritique, très riche en débris coquilliers et parfois en oolithes, à nombreuses alvéoles de dissolution millimétriques. Les stratifications obliques sont très fréquentes et la couleur jaune de cet ensemble est caractéristique. Sa puissance varie selon les régions de 5 à 30 mètres.



Photo 5 : Calcaire de Jaumont

2.1.5- Marnes de Gravelote

Ensuite apparaissent les marnes de Gravelote. Ces marnes dévoilent des alternances de calcaires marneux, coquilliers et parfois entroquitiques, et de bancs marneux. Elles sont vivement bioturbées et présentent des variations de faciès et des répartitions variables suivants les secteurs. Les marnes de Gravelote peuvent avoir des épaisseurs dépassant 40 mètres dans la région de Jarny.



Photo 6 : Marnes de Gravelote

2.1.6- Calcaire de Doncourt

Enfin en surface, on peut rencontrer les calcaires de Doncourt. Ce sont des calcaires détritiques coquilliers, riches en oolithes, de couleur claire à jaune, assez semblables au calcaire de Jaumont. Sa répartition géographique est toutefois assez limitée, par suite de l'érosion des parties supérieures de la colonne stratigraphique. Pour les mêmes raisons, sa puissance est assez limitée, entre quelques mètres et 30 mètres au maximum.



Photo 7: Calcaire de Doncourt

2.2- Analyse géotechnique

L'objectif de cette méthodologie est de caractériser la raideur d'une formation permettant ainsi d'évaluer si elle va, ou non, jouer le rôle de banc raide dans la couverture. La deuxième étape consiste donc à étudier de nouveau les sondages de manière à définir des unités de comportement mécanique « homogène ». Des zones homogènes, nommées « faciès-types », ont été définies dans chaque formation lithostratigraphique. Elles correspondent à des unités géotechniques homogènes au sens du faciès lithologique prédominant. Elles comprennent en général un faciès calcaire et son complément marneux ou gréseux (Homand, 2004). Un exemple de reconnaissance de ces faciès-types est présenté en annexe B2.

Les différentes unités géotechniques homogènes ainsi définies par formation géologique sont :

- le calcaire de Jaumont qui peut se scinder en deux faciès-types, le calcaire de Jaumont de type biosparite assez massif (JCB) et un calcaire de type marneux à oolithes (JM),
- le calcaire à polypiers qui se divise en trois parties, le calcaire à polypiers gris clair de type biosparite à biomicrite (PCGC), le calcaire à polypiers emballé et marneux (PCEAM) et enfin le calcaire construit à bioherme (PCB),
- les calcaires de Haut-Pont et d'Ottange qui présentent tous les deux un pôle calcaire assez résistant (HPC et OTC) et un pôle gréseux plus tendre (HPG et OTAG). Ces différents faciès ne sont pas unitaires au sein de la formation mais se distribuent alternativement sur toute leur épaisseur,
- enfin, on distingue au bas de ce recouvrement les marnes de Chareennes (MC).

Dans la mesure où le but est de caractériser les formations raides, cette première analyse a permis de bien cibler les faciès carbonatés à échantillonner en vue de leur caractérisation géomécanique. Le choix qui a été fait est de ne pas entrer dans des détails qui conduiraient à prendre en compte des couches de moins d'un mètre d'épaisseur. Par exemple, on néglige la présence d'un mètre de calcaire raide dans une formation plus marneuse, voire argileuse et inversement.

2.3- Caractérisation géomécanique

Plusieurs essais de caractérisations mécaniques ont été réalisés en laboratoire par le LAEGO afin de déterminer pour chaque faciès-type les paramètres géomécaniques (Homand, 2004). Ainsi des essais de dureté, de mesure de vitesses d'onde P et S, de résistance en traction, des essais uniaxiaux, triaxiaux ont permis d'obtenir les données résumées dans le tableau 1.

Tableau 1 : Synthèse des caractéristiques mécaniques^(*) pour les différents faciès-type (Homand, 2004)

Formation	Faciès-type	R _{cl} (MPa)	E _i (GPa)	C _i (MPa)	Φ _i (°)	IF
Calcaire de Doncourt	<u>DC</u> : Doncourt calcaire. Calcaire un peu marneux et tendre et à oolithes et coquillages recristallisés	13,7	18	-	-	4,7
Calcaire de Jaumont	<u>JM</u> : Jaumont calcaire : alternance calcaire ou calcaire marneux/marne ocre. Calcaire très poreux et tendre à oolithes emballées d'une fine couche argileuse. Oomicrite	18	18	6,6	13,6	4
	<u>JCB</u> : Jaumont calcaire massif (quelques joints argileux). Biosparite à Biomicrite gris-beige (entroques)	54	34	13	43	10
Calcaire à polypiers	<u>PCEAM</u> : Calcaire marneux en alternances avec lits de marnes. Biosparite argileuse : blocs de calcaire gris emballés dans une matrice marneuse sombre	27	24	5	33	11
	<u>PCGC</u> ou <u>PCB</u> : Calcaire gris clair et Calcaire construit (Bioherme)	54	44	-	-	11
	<u>PCGC</u> : Biosparite à fragments biologiques cimentés, dissolution-recristallisation					
	<u>PCB</u> : Calcaire construit (Bioherme)					
<u>PCA</u> : Calcarénite très poreuse de faciès de bordure	26	28	8	18	7,5	
Calcaire de Haut-Pont	<u>HPC</u> : Faciès calcaire blanc à gris	71	51	9 trop faible	32	13
	<u>HPG</u> : Faciès très gréseux (brun à ocre)	17	12	-	-	3,5
Calcaire d'Ottange	<u>OTC</u> : Faciès calcaire blanc caractérisé à Audun-le-Tiche	22	20	2	34	7
	<u>OTAG</u> : Faciès argilo-gréseux (brun) Caractérisé à Audun-le-Tiche	7	5	-	-	-
Marnes de Chareennes	<u>MCHC</u> : Faciès carbonaté à Audun-le-Tiche	9	5	2	34	9
		21	8	9 6	32 35	

(*) l'indice I correspond aux caractéristiques du laboratoire

Cette caractérisation géomécanique laisse apparaître trois faciès-types présentant un module de déformation de laboratoire élevé : le faciès JCB (34 GPa), le faciès PCGC/PCB (44 GPa) et le faciès HPC (51 GPa). Ces valeurs importantes par rapport aux autres formations permettent, dans un premier temps et à l'échelle du laboratoire, de cibler les faciès-types pouvant jouer le rôle de banc raide dans le recouvrement.

2.4- Caractéristiques à l'échelle du massif

Une fois la caractérisation à l'échelle de la roche effectuée, une caractérisation de la couverture sédimentaire à l'échelle du massif rocheux doit être menée. Ne pouvant résulter de mesures directes (pour des problèmes de coût trop élevés essentiellement), la détermination des propriétés mécaniques du massif passe alors nécessairement par une approche indirecte. Celle-ci peut consister :

- soit à chercher un modèle du massif pertinent en utilisant les données mesurées à échelle réduite et les caractéristiques des discontinuités,
- soit à recourir à différentes classifications et aux caractéristiques mécaniques qui peuvent ensuite en être déduites empiriquement, à partir des analyses en retour d'ouvrages réels établies par divers auteurs.

Dans un cas comme dans l'autre, il est indispensable d'établir une caractérisation aussi méthodique et complète que possible du recouvrement.

2.4.1- Proposition d'une méthodologie parallèle à la méthodologie classique

La plupart du temps, dans le domaine du génie civil, la détermination des propriétés mécaniques des couches à l'échelle du massif permet de choisir le type de soutènement à mettre en place dans le cas des ouvrages souterrains (tunnels, fondations...) nécessaire à leurs stabilités. L'estimation de ces propriétés s'établit à l'aide d'une classification géotechnique comme celle développée par Bieniawski (1989) qui consiste à déterminer de manière empirique un indice RMR (Rock Mass Rating). Cet indice prend en compte cinq paramètres mesurables directement sur le terrain ou à partir d'échantillons prélevés dans le massif. Ces paramètres sont les suivants :

- la résistance en compression uniaxiale R_c de la roche intacte,
- l'indice RQD (Rock Quality Designation),
- l'intervalle entre discontinuités (ID),
- la nature des discontinuités,
- les conditions hydrogéologiques.

Nous reviendrons, un peu plus tard dans la suite de ce chapitre, sur la signification précise de ces grandeurs. Ces paramètres n'ayant pas tous la même importance dans la classification d'un massif rocheux, des notes leurs ont été attribuées. L'indice RMR est donc défini comme la somme de cinq notes représentant la quantification des paramètres caractérisant le massif :

$$RMR_{99} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (1)$$

avec :

- $A1$ (*Strength of intact rock material*) : note portant sur la résistance en compression uniaxiale R_c de la matrice rocheuse,
- $A2$ (*Drill core quality*) : note portant sur la valeur de l'indice RQD,
- $A3$ (*Spacing of discontinuities*) : note portant sur la valeur de ID,

- A4 (*Conditions of discontinuities*) : note portant sur la nature des discontinuités (leur extension, leur ouverture, la rugosité et l'altération des épontes et la nature du remplissage),
- A5 (*Groundwater conditions*) : note portant sur les conditions hydrogéologiques du massif (égal à 15, conditions hydrauliques excellentes : complètement sec).

Une description plus précise et complète de l'indice RMR, ainsi que les tableaux d'attribution des notes pour chaque paramètre, sont disponibles en annexe B6.

En génie civil et pour le dimensionnement des ouvrages souterrains, il est conseillé de choisir les valeurs minimales, sur l'ensemble des données disponibles, des différents paramètres. Ce choix dit « pessimiste » permet ainsi d'attribuer les notes les plus faibles aboutissant à une valeur de RMR la plus basse possible. La « qualité » du massif rocheux est donc estimée *a priori* (de très mauvaise « qualité ») permettant de déterminer un soutènement dans les conditions les plus défavorables possibles.

A l'inverse, la méthodologie menée par GEODERIS doit permettre de mettre en évidence la présence d'un banc raide dans la couverture à l'échelle du massif, c'est-à-dire un recouvrement de bonne « qualité ». L'utilisation classique de la classification de Bieniawski doit donc être adaptée dans le choix des valeurs des différents paramètres. Afin de discriminer au mieux les faciès, dits raides, il a donc été décidé de prendre, sur l'ensemble des données disponibles :

- la résistance à la compression moyenne,
- la valeur moyenne du RQD,
- la valeur maximale de l'intervalle entre discontinuité,
- la caractéristique de surface des joints moyenne égale à 25 pour les joints dans les calcaires, 15 dans les joints calcaire-marne et calcaire-grés,
- des conditions hydrogéologiques les plus favorables possibles, c'est-à-dire un massif complètement sec.

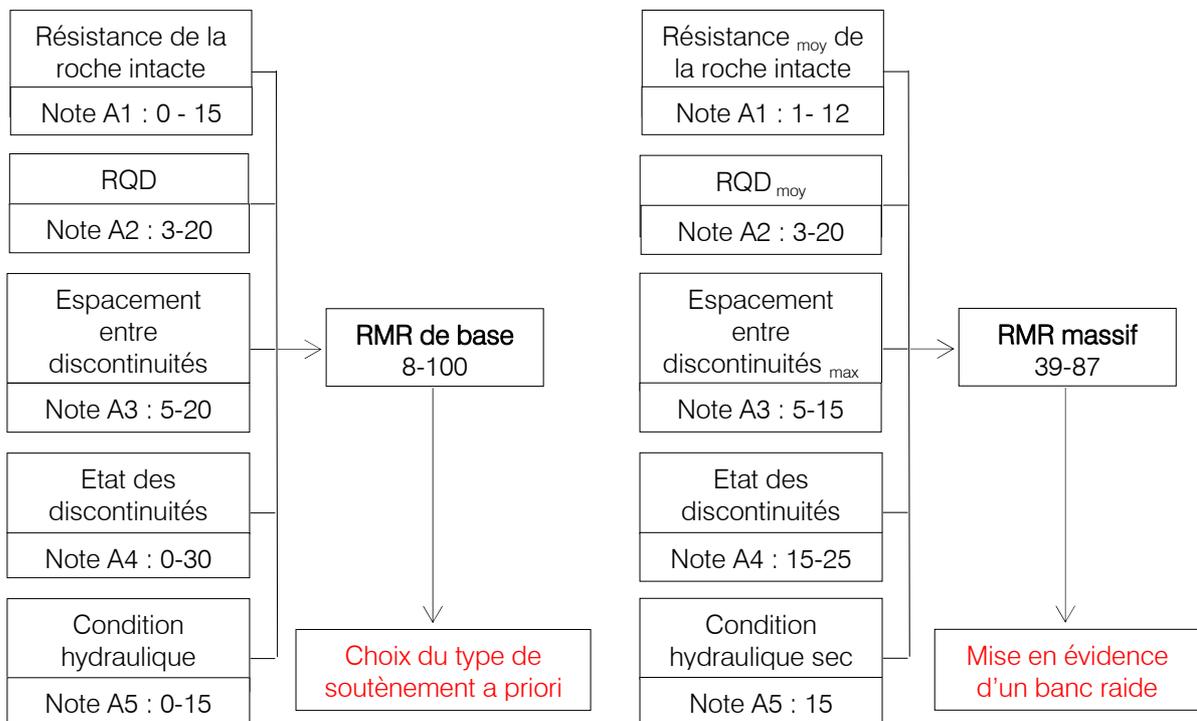


Figure 1 : Paramètres pris en compte dans la détermination du RMR d'après Bieniawski (gauche) et dans le cas de la méthodologie GEODERIS (droite)

2.4.1.1- Influence des paramètres intervenant dans le RMR_{massif}

Les paramètres intervenant dans le calcul du RMR_{massif} présentent un domaine de variation. Le RMR_{massif} peut donc être borné par une valeur maximale et minimale. En général, la résistance à la compression uniaxiale des roches, mesurée en laboratoire, varie de 250 MPa (résistance extrêmement élevée comme le granite) à 1 MPa (résistance extrêmement faible comme des marnes altérées). Le RQD varie de 0% (massif rocheux très mauvais) à 100% (massif rocheux excellent) et le ID peut aller de 0,1 cm (densité de discontinuités très forte) à 1 m (densité de discontinuités faible). La nature des discontinuités représente l'état de celles-ci, c'est-à-dire leurs extensions, ouvertures, rugosités, remplissages et altérations des épontes. La note peut donc varier, comme nous l'avons vu, de 15 à 25.

Le domaine de variation du RMR_{massif} est présenté dans le tableau 2.

Tableau 2 : Domaine de variation des différents paramètres intervenant dans le calcul du RMR_{massif}

Paramètres	Valeurs minimales		Valeurs maximales	
	Valeurs	Note RMR	Valeurs	Note RMR
Rc	1 MPa	$A_1 = 1$	250 MPa	$A_1 = 12$
RQD	0%	$A_2 = 3$	100%	$A_2 = 20$
ID	0.1 cm	$A_3 = 5$	100 cm	$A_3 = 15$
Nature des discontinuités (NdD)	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1mm Epontes faiblement altérées	$A_4 = 15$	Surfaces très rugueuses Non continues Epontes en contacts Epontes non altérées	$A_4 = 25$
Conditions hydrogéologiques	Complètement sec	$A_5 = 15$	Complètement sec	$A_5 = 15$
RMR_{massif}	39		87	

Le RMR_{massif} peut donc prendre, en terrain sec, comme valeur minimale 39 (massif rocheux médiocre) et comme valeur maximale 87 (très bon massif rocheux). L'indice RMR_{massif} peut s'exprimer comme la somme d'un terme constant correspondant à des conditions hydrogéologiques idéales et d'un terme Ψ fonction des notes attribuées aux autres paramètres :

$$RMR_{\text{massif}} = 15 + \Psi\{A_1, A_2, A_3, A_4\} \quad (2)$$

Le poids relatif des notes attribuées aux différents paramètres dans la variable Ψ peut donc être estimé (tableau 3).

Tableau 3 : Poids des différents paramètres dans le calcul du RMR_{massif}

Paramètres	$RMR_{\text{min}} = 39$	$RMR_{\text{max}} = 87$
	$\Psi_{\text{min}} = 24$	$\Psi_{\text{max}} = 72$
	Part dans le calcul de Ψ	Part dans le calcul de Ψ
Rc	4.2 %	16.6 %
RQD	12.5 %	27.7 %
ID	20.8 %	21 %
NdD	62.5 %	34.7 %

Dans les deux cas, la résistance à la compression est le paramètre qui a le moins d'influence sur le calcul de la partie variable du RMR_{massif} . Le poids de l'intervalle entre discontinuités reste le même alors que le RQD augmente lorsque le RMR_{massif} augmente. L'influence de la nature des discontinuités est, quant à elle, prépondérante lorsque le RMR_{massif} est minimale. Le RMR_{massif} dépend à 95%, dans le cas minimum, et à 84% environ, dans le cas maximum, des paramètres issus de la fracturation. Il n'accorde que 4,2% et 16,6% d'influence aux propriétés de la matrice. Il est donc d'importance majeure de relever avec précision les valeurs de RQD et de ID sur les passes ainsi que la nature des discontinuités.

Cette méthodologie ayant été faite dans « l'urgence », le choix des valeurs des différents paramètres n'ont pas fait l'objet d'une vérification et d'une justification rigoureuse. Nous nous proposons, dans la suite de ce chapitre, de développer plus précisément les paramètres relatifs aux discontinuités (RQD et ID) et surtout de valider ou non l'utilisation de la valeur moyenne pour le RQD et la valeur maximale pour l'ID dans le calcul du RMR_{massif} .

2.4.2- Caractérisation des discontinuités

La détermination des propriétés mécaniques « massif » des formations passe dans un premier temps par l'analyse des discontinuités. Le terme de discontinuité est utilisé pour désigner toute surface qui interrompt physiquement la continuité de la matrice rocheuse et de ses propriétés mécaniques, hydrauliques et thermiques. Cette surface est en général assimilable, sur une certaine étendue, à un plan et sa résistance à la traction est souvent faible, voire nulle.

La densité volumique d'une population de discontinuités est définie par la surface moyenne de discontinuités par unité de volume de massif rocheux. Cette quantité, qui intègre à la fois l'espacement des discontinuités et leur extension, n'est pas accessible directement. En général, il faut se contenter d'évaluer la densité de discontinuités à partir d'un relevé le long d'une ligne de mesure en sondage ou sur une surface (affleurement), en comptant les longueurs des parties massives de la roche d'une discontinuité à la suivante.

L'exploitation de l'ensemble des données de fracturation se fait au moyen des paramètres :

- RQD (Rock Quality Designation),
- ID (Intervalle entre Discontinuités).

Une description complète de ces deux paramètres est disponible en annexes B3 et B4.

Des valeurs de RQD et de ID ont été mesurées et relevées sur les 9 sondages disponibles. Les paramètres RQD et ID sont mesurés sur des passes de 1 à 2 m, plusieurs valeurs de ces deux paramètres sont alors disponibles pour un même faciès-type lithologique (JM, JCB, PCGC ...). Il faut donc déterminer une valeur caractéristique de la densité de discontinuité visant à quantifier de manière globale un faciès-type donné.

Afin de déterminer le couple de valeurs (RQD, ID) le plus représentatif d'un faciès-type, nous avons construit une base de données à partir de l'ensemble des valeurs de ces deux paramètres relevés sur les sondages. Une analyse statistique descriptive a été effectuée pour examiner la distribution et la répartition des valeurs. Cette étude permet, dans un premier temps, de nous informer sur les valeurs les plus représentatives à conserver, c'est-à-dire soit le minimum, le maximum ou la moyenne du RQD et du ID.

2.4.2.1- Analyse statistique descriptive des données disponibles sur l'ensemble des sondages

Il existe de nombreux outils de statistique descriptive. Les plus couramment utilisés sont le minimum, le maximum, l'étendue (différence entre le maximum et le minimum), les moyennes arithmétique et géométrique, l'écart-type (moyenne des écarts à la moyenne), la variance (écart-type au carré), l'écart moyen, et le coefficient de variation (annexe B5). Cette analyse statistique reste, il est vrai, sommaire et fait appel à des outils simples. Malgré tout, elle permet de donner assez facilement un ordre d'idée sur la distribution des valeurs des paramètres pour l'ensemble des sondages.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4. Dans les calculs n'ont pas été prises en compte les valeurs de RQD inférieures à 50% et les valeurs de ID correspondantes, les mesures effectuées sur des passes de moins de 1 m et les mesures correspondant à un pourcentage de récupération inférieur à 50%.

Tableau 4 : Etude statistiques réalisée sur les valeurs de RQD et de ID mesurées à partir des sondages carottés

	Calcaire de Jaumont				Calcaire à polypiers								Calcaire de Haut-Pont		Calcaire d'Ottange	
	JM		JCB		PCB		PCEAM		PCGC		PCA		HPC		OTC	
	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm	RQD en %	ID en cm
Minimum	52	13.8	52.9	11.8	69.6	17.1	52.5	10.4	53.6	10.7	74.0	7	65	8	64	7
Maximum	97.7	43	100	45	100	36.3	100	60.8	100	96.3	100	51	100	39	100	50
Etendue	45.7	29.2	47.1	33.2	30.4	19.2	47.5	50.4	46.4	85.6	26	44	35	31	36	43
Moyenne arithmétique	82	24.1	82.5	24	87.8	24.6	86.9	29.4	87.4	32.3	91.7	23.3	86.8	21.1	88.1	24.2
Moyenne géométrique	80.8	23	81.1	21.9	87.3	24.0	85.8	27.1	86.1	28.5	91.4	21.2	86.2	20.2	87.5	21.8
Médiane	84.8	21.3	87.9	18.6	92.1	24.1	90.8	29.5	92.8	28.3	94	20	88.6	21.4	92	23
Ecart-type	13.38	7.95	14.09	10.70	9.6	5.5	12.8	11.17	14	17.9	7.6	10.3	9.54	6.08	10.1	10.9
Variance	178.9	63.24	198.61	114.4	91.3	30.1	163.9	124.8	195.6	321.7	57.8	107	91.1	36.9	101.4	118.3
Ecart-moyen	10.83	6.82	11.79	9.27	8.24	4.46	10.55	8.64	11.73	12.17	6.49	8.14	8.1	4.7	8.36	8.68
Coefficient de variation	0.17	0.34	0.18	0.46	0.11	0.23	0.15	0.38	0.16	0.56	0.08	0.45	0.11	0.29	0.11	0.45
Coefficient d'asymétrie	-1.01	0.84	-0.84	0.85	-0.79	0.64	-0.98	0.39	-1.05	1.97	-0.71	1.15	-0.64	0.29	-0.87	0.68

Le RQD varie de 50 à 100%. L'étendue des valeurs est comprise entre 30,4% (PCB) et 47,5% (PCEAM) si on ne considère pas le faciès-type PCA, qui est uniquement présent dans le secteur d'Audun-le-Tiche. L'étalement de la distribution des valeurs de RQD est donc faible pour toutes les formations.

L'étendue des valeurs de ID est la plupart du temps comprise entre 20 cm et 50 cm excepté pour le faciès-type PCGC. Ceci est dû à une valeur maximale extrême (96,3 cm) pour ce faciès.

Contrairement à la moyenne arithmétique, la moyenne géométrique est moins influencée par les valeurs extrêmes. Dans tous les cas, elle donne toujours des valeurs plus ou moins inférieures à la moyenne arithmétique, ce qui signifie que les valeurs extrêmes sont la plupart du temps des valeurs maximales. On note par exemple, pour le RQD, que les valeurs extrêmes correspondent, pour plusieurs faciès-type, aux valeurs maximales du RQD, c'est-à-dire 100%. La moyenne géométrique est contenue entre 80,8% et 91,4% pour le RQD, et entre 20,2 cm et 28,5 cm pour le ID. La moyenne arithmétique est elle comprise entre 82% et 91,7% pour le RQD, et entre 23,3 cm et 32,3 cm pour le ID.

Si l'on observe les différentes valeurs de la médiane pour toutes les formations, on note que celles-ci sont assez proches des valeurs de la moyenne géométrique et arithmétique, à la fois pour le RQD et le ID. Ceci semble montrer qu'il n'existe pas de valeurs aberrantes ou très dispersées pour les deux paramètres.

Le coefficient d'asymétrie lui donne une indication sur la répartition des valeurs autour de la moyenne arithmétique. Il permet de voir directement la position de la médiane par rapport à cette moyenne. Si le coefficient d'asymétrie est négatif, comme c'est le cas du RQD pour tous les faciès-types, cela signifie que la moyenne est inférieure à la médiane, et donc qu'il y a plus de valeurs supérieures à la moyenne que de valeurs inférieures. Au contraire, le coefficient d'asymétrie est positif pour le ID pour tous les faciès-types indiquant que la moyenne est supérieure à la médiane. Il y a plus, cette fois-ci, de valeurs inférieures à la moyenne que de valeurs supérieures.

En résumé, cette analyse statistique montre qu'il n'est pas judicieux d'utiliser la valeur maximale du RQD, cette valeur étant, pour quasi tous les faciès-type, égale à 100%. Elle n'est donc pas discriminante entre les différentes formations et n'est pas représentative des valeurs relevées sur la globalité des sondages. Comme nous l'avons vu, le coefficient d'asymétrie est négatif pour le RQD, il paraît donc justifié de ne pas considérer la valeur RQD_{min} . A partir de ces dernières remarques, la valeur représentative de RQD, pour tous les faciès-type, correspondrait plutôt à la valeur moyenne (RQD_{moy}).

Pour l'intervalle entre discontinuités, le choix d'une valeur de ID est moins aisé que dans le cas du RQD. L'intervalle entre discontinuités n'est pas une valeur bornée par des valeurs maximales et minimales. L'analyse statistique montre que le coefficient d'asymétrie est positif pour toutes les formations. L'utilisation de la valeur maximale du ID ne serait donc pas judicieuse. Mais ce seul critère n'est pas suffisant pour écarter cette donnée car il n'est pas possible, à ce stade, d'affirmer et de justifier de manière significative l'utilisation de la valeur moyenne ou minimale de ID.

Afin de pouvoir confirmer et justifier de manière plus rigoureuse le choix d'un couple de valeurs RQD/ID, il est possible d'observer comment se positionnent les différents couples de valeurs possibles RQD, ID, pour chaque faciès-type, par rapport aux limites théoriques de RQD en fonction de ID calculées par Priest & Hudson (1976).

On rappelle que le RQD, calculé sur une ligne de mesure ou une passe de longueur au moins égale à un mètre, est égal au rapport de la somme des longueurs de roche intacte supérieures à 10 cm sur la longueur totale de passe :

$$\text{RQD} = 100 * \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{L} \quad (3)$$

Les auteurs proposent une façon différente d'exprimer le RQD à partir de la distribution des valeurs de ID. Les valeurs extrêmes pouvant être prises par le RQD sont 0% et 100%.

- si la valeur moyenne de ID est inférieure à 10 cm, le RQD peut être égal à 100% dans le cas où les discontinuités sont très regroupées et à 0 dans le cas de discontinuités également espacées,
- si la valeur moyenne de ID est supérieure à 10 cm, le RQD peut prendre la valeur 100% dans le cas de discontinuités regroupées ou également espacées et une valeur minimale lorsque toutes les valeurs de ID, sauf une, sont juste inférieures à 10 cm et que la dernière est élevée.

Considérons une ligne de mesure AB :

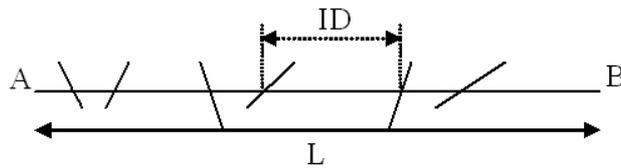


Figure 3 : Ligne de mesure AB de longueur L

Soit λ le nombre moyen de discontinuités par mètre, L la longueur de la ligne de mesure et λL le nombre de discontinuités sur la ligne de mesure. Priest & Hudson considèrent, à partir de cette ligne de mesure, une répartition aléatoire des discontinuités avec un ID obéissant à une loi exponentielle négative.

La valeur minimale du RQD est obtenue lorsque toutes les valeurs de ID sauf une (élevée), soit $(\lambda L - 1)$, sont tout juste inférieures à 0,1 m. La longueur de la ligne de mesure qui n'est pas prise en compte pour le calcul du RQD est donc de $0,1 * (\lambda L - 1)$.

D'après l'équation (3), le RQD devient :

$$\text{RQD} = \frac{100 * [L - 0,1 * (\lambda L - 1)]}{L} = 100 * \left[1 - 0,1 * \lambda + \frac{0,1}{L} \right] \quad (4)$$

Si L est significativement supérieure à 0,1 m, le terme $\frac{0,1}{L}$ est négligeable, l'équation (4), correspondant à la limite inférieure des valeurs prises par le RQD en fonction de ID, devient :

$$\text{RQD}_{\min} \approx 100 * [1 - 0,1 * \lambda] \quad \text{avec} \quad \lambda \leq 10 / \text{m} \quad (5)$$

Pour déterminer la limite supérieure, Priest & Hudson calculent le pourcentage de la ligne de mesure, contenant des ID supérieurs à 0,1 m, en intégrant la loi de distribution exponentielle négative entre 0,1 et L.

La probabilité que la valeur de ID soit comprise entre x et $x+dx$ est égale à $f(x)dx$ avec $x=ID$ et $f(x)=\lambda e^{-\lambda x}$. Le nombre de valeurs de ID comprises entre x et $x+dx$ est donc égal à $\lambda L.f(x)dx$ et leur somme vaut $\lambda L.x.f(x)dx$. D'après l'équation (3), le RQD devient alors :

$$RQD_{0,1}^* = 100 * \lambda^2 \int_{0,1}^L x.e^{-\lambda x} dx \quad (6)$$

En considérant une longueur L suffisamment grande, le terme $e^{-\lambda x}$ devient négligeable. L'équation (6) s'écrit alors :

$$RQD_{max}^* = 100 * e^{-0,1.\lambda} (0,1\lambda + 1) \quad (7)$$

Les valeurs théoriques sont donc traduites par les équations (5) et (7) représentées sur la figure 4 :

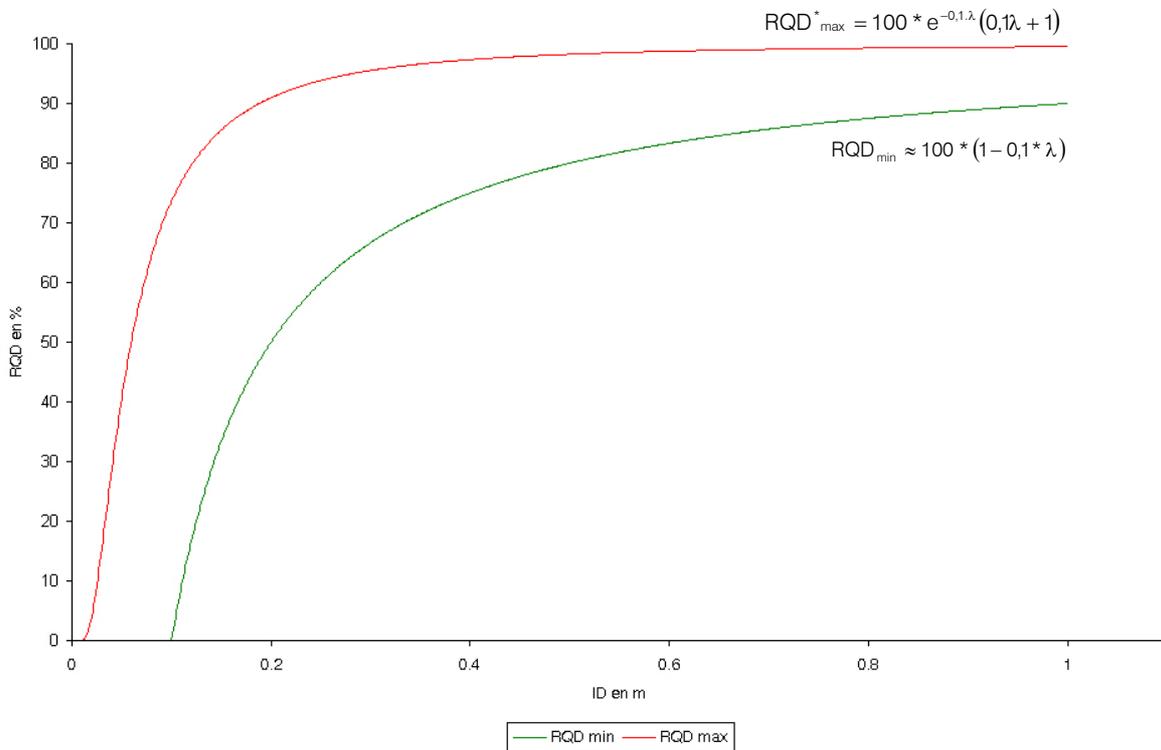


Figure 4 : Valeurs minimales et maximales théoriques prises par le RQD en fonction de ID

Position des différentes valeurs de RQD et ID

A partir des différentes valeurs déterminées au paragraphe 2.4.2.1., à savoir minimale, maximale et moyenne, les différents couples de valeurs de RQD et de ID peuvent être positionnées sur le graphique théorique RQD/ID pour chaque faciès-type lithologique justifiant ou non la validité de ces dernières valeurs.

Selon les recommandations de l'AFTES, pour déterminer une valeur caractéristique de RQD visant à quantifier les discontinuités le long d'un même sondage, la moyenne arithmétique est satisfaisante sous réserve d'une dispersion raisonnable. L'analyse statistique a montré, par

l'étude des paramètres de dispersion, une dispersion relativement faible autour de la valeur moyenne du RQD. On choisira donc comme référence de RQD, la valeur moyenne, pour l'étude des couples de valeurs par rapport aux limites théoriques.

La figure 5 présente les différentes valeurs de ID suivant la valeur de l'indice RQD_{moy} pour les différents faciès-type relevés sur les sondages :

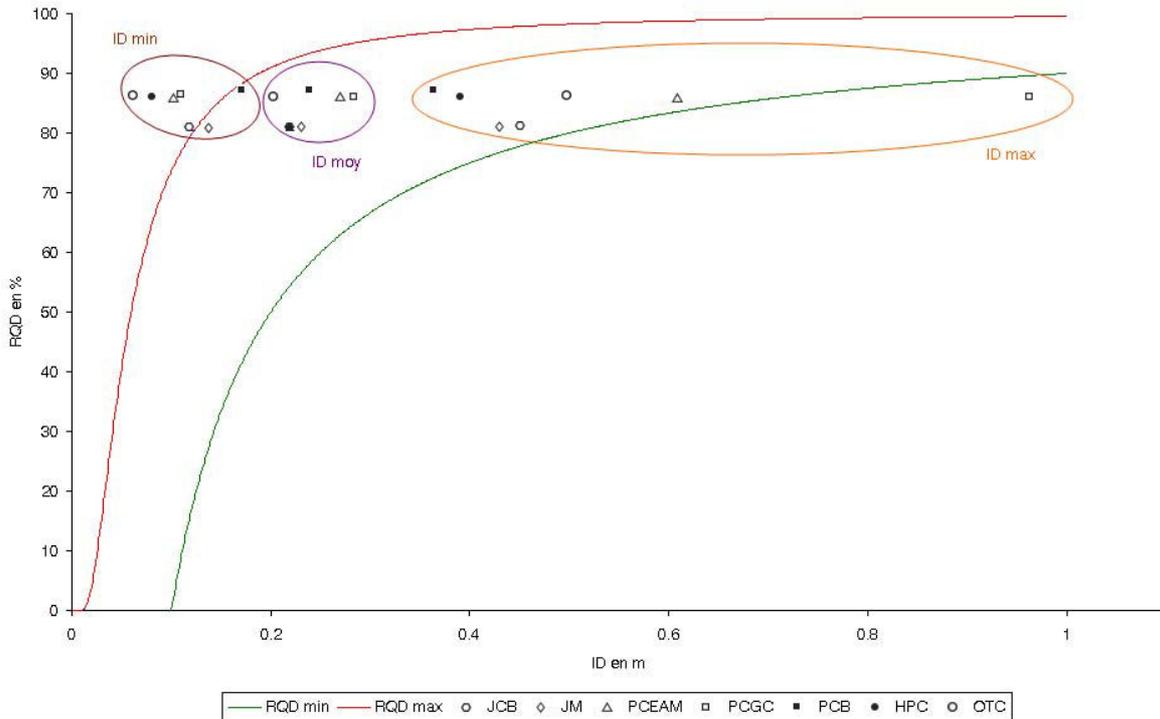


Figure 5 : Positions des points correspondant aux différents couples RQD_{moy}/ID pour chaque faciès-type par rapport aux limites théoriques

Les couples de valeurs RQD_{moy}/ID_{min} se situent hors des limites théoriques voire sur la limite supérieure, et ceci pour toutes les formations. Il semble donc peu judicieux d'utiliser la valeur minimale de l'ID. Par ailleurs une faible valeur de ID est synonyme d'une densité de discontinuités forte (inférieure à 6 cm) voire très forte (entre 6 cm et 20 cm). Cette valeur serait donc trop pénalisante pour caractériser un banc raide.

Les couples de valeurs RQD_{moy}/ID_{moy} se placent, quant à eux, entre les deux limites théoriques pour tous les faciès-types. Il en est de même pour les couples de valeurs RQD_{moy}/ID_{max} hormis pour le faciès-type PCGC qui se situe juste en dessous de la limite théorique inférieure (dû à une forte valeur de ID_{max}).

Deux choix de valeurs de ID, maximal ou moyen, sont alors possibles. L'objectif étant de mettre en évidence la présence d'un banc raide dans la couverture et au vue de la position des couples de valeurs RQD_{moy}/ID_{max} par rapport aux limites théoriques, il semble préférable de conserver les valeurs de ID maximales celles-ci étant synonyme d'une densité de fractures moyennes (entre 20 cm et 60 cm) et caractérisant alors un banc continu (peu fracturé) pouvant être alors résistant.

En résumé, l'analyse statistique et l'étude des limites théoriques de Priest & Hudson montrent qu'il est tout à fait raisonnable de retenir les valeurs **moyennes du RQD**, qui rentrent dans des qualités globales de bonnes à excellentes, et les valeurs **maximales de ID**, qui correspondent à des densités de fracturations moyennes.

A ce stade chaque sondage est donc décrit, formation après formation, par une succession d'unités lithologiques homogènes (faciès-type, § 2.2). Ces unités sont délimitées par la cote de leur mur, ce qui permet d'en calculer l'épaisseur et de relever l'épaisseur maximale du banc lithologiquement continu le plus résistant au sein du faciès-type. Pour la détermination de cette dernière épaisseur ne sont pas prises en compte les présences de fractures, de joints argileux et de lits centimétriques intercalés dans le banc continu. À chacun de ces faciès sont attribués une résistance à la compression moyenne de laboratoire, un module de Young moyen de laboratoire (issus des caractérisations mécaniques), la valeur maximale de l'intervalle entre discontinuités, le RQD moyen et le type de joint (nature du remplissage).

2.4.3- Exemple de calcul de l'indice RMR_{massif} (RMR_{89} modifié)

Dans le cas des formations étudiées, à partir des données de fracturation et des caractéristiques mécaniques sur éprouvettes, l'indice RMR_{massif} peut alors être calculé. Le tableau 5 présente un exemple de calcul du RMR_{massif} pour le sondage de Moutiers SC1a.

La correspondance est ensuite faite entre les valeurs et les « notes » proposées par Bieniawski (1989). Hoek (1995) introduit un nouvel indice, le GSI (Geological Strength Index), permettant de déterminer les propriétés mécaniques des massifs rocheux en utilisant diverses formules empiriques. Suivant les valeurs du RMR_{89} , la détermination du GSI est la suivante :

- pour les valeurs de $RMR_{89} > 23$: $GSI = RMR_{89} - 5$,
- pour les valeurs de $RMR_{89} < 23$: $GSI = 9(\text{Log } Q + 44)$ où Q est l'indice de Barton (1974).

Tableau 5 : Exemple de calcul du RMR_{massif} pour le sondage de Moutiers SC1a (Homand, 2004)

Etage stratigraphique	Cote mur profondeur [m]	Epaisseur totale [m]	Libellé	$R_{C \text{ moy}}$ [MPa]	ID_{max} [cm]	RQD_{moy} [%]	Type de joints ^(*)	Note R_c	Note RQD	Note ID	Note disc	RMR massif	GSI
Jaumont	4.00	4.00	Sol, roche altérée										
	29.40	25.40	JCB	54	14	76	CC	7	17	8	25	72	67
			JM	18	27	88	CM	2	17	10	15	59	54
			JCB	54	25	98	CC	7	20	10	25	77	72
		JM	18	21	97	CM	2	20	10	15	62	57	
Polypiers	66.70	37.30	PCEAM	19	15	29	CM	2	8	8	15	48	43
			PCEAM Complément	4									
			PCGC	54	29	67	CC	7	13	10	25	70	65
			PCGC Complément	4									
			PCEAM	19	14	64	CM	2	13	8	15	53	48
			PCEAM Complément	54			CC						
			PCB	51	26	89	CC	7	17	10	25	74	69
PCB complément													
Haut-Pont	83.85	17.15	HPC	71	20	86	CC	7	17	10	25	74	69
			HPG	17			GG	2	17	10	15	59	54
Ottange	94.50	10.65	OTC	22	39	66	CG	7	13	10	15	60	55
			OTAG	17			CG	2	13	10	15	55	50

(*) CC signifie joints à remplissage calcaire-calcaire
 CM signifie joints à remplissage calcaire-marne
 GG signifie joints à remplissage grès-grès
 CG signifie joints à remplissage calcaire-grès

2.4.4- Module de déformation du massif

Du fait de la présence des discontinuités, la déformabilité du massif rocheux est en général beaucoup plus importante que celle de la matrice rocheuse, déterminée au laboratoire sur des échantillons de petites dimensions. Suivant le volume de massif rocheux considéré et l'amplitude des sollicitations appliquées, la déformabilité peut être appréhendée par deux classes d'investigations in situ :

- les mesures indirectes, de type géophysique, essentiellement basées sur les vitesses de propagations des ondes,
- les mesures directes, réalisées en mesurant des déformations sur des zones de massif rocheux soumises à des variations d'état de contrainte (essai au vérin à plaque rigide, essai dilatométrique, essai pressiométrique).

La plupart du temps, les mesures directes sont coûteuses et longues à mettre en place. Ainsi de nombreuses relations empiriques ont été proposées par divers auteurs pour estimer le module de déformation isotrope du massif. Suivant le cas, elles sont fonction soit du paramètre RQD soit des indices RMR, Q ou GSI voire d'autres paramètres. Nous traiterons ici uniquement les relations faisant appel à l'indice RMR et au paramètre RQD.

2.4.4.1- Estimation empirique du module de déformation massif en fonction du RMR

Les premières personnes ayant travaillées sur la détermination du module de déformation massif en fonction du RMR sont Serafim & Pereira, Bieniawski et Stephens & Banks. Leur travail a consisté à réunir un nombre important de mesures de déformation in situ disponibles dans la bibliographie. A partir de ces données, Bieniawski et Serafim & Pereira ont défini des fonctions mathématiques corrélant le mieux possible les points expérimentaux (fig.6) permettant ainsi de déterminer le module de déformation massif.

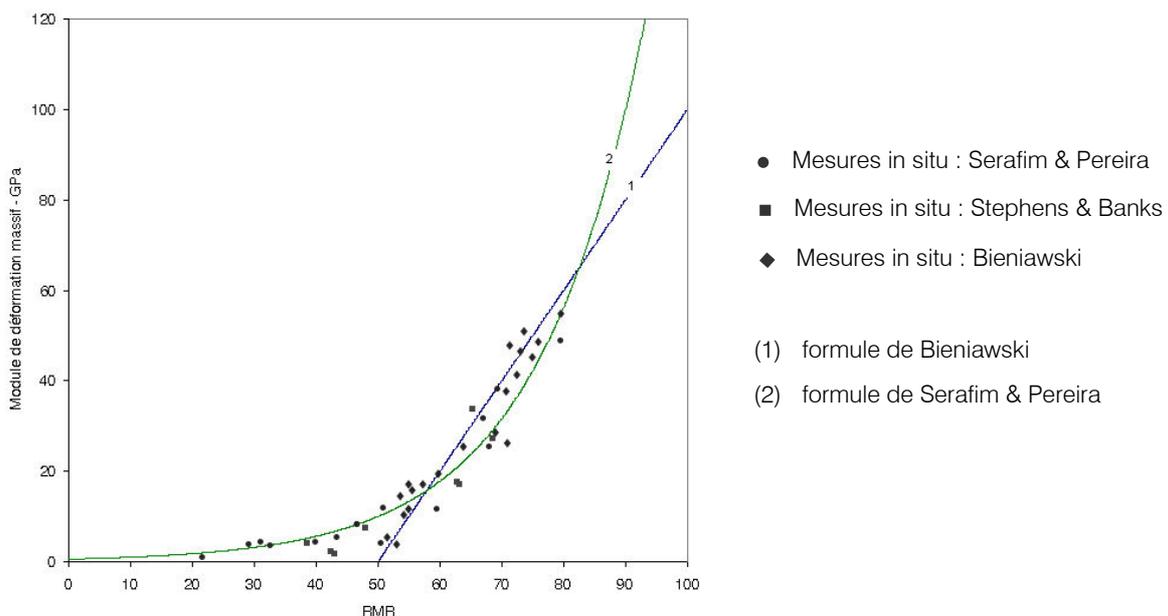


Figure 6 : Relations empiriques de Bieniawski et de Serafim & Pereira à partir d'un ensemble de mesures in situ

La formulation de Bieniawski présente l'avantage d'estimer le module de déformation sur tout le domaine de variation du RMR alors que celle de Serafim & Pereira est limitée pour des valeurs de RMR supérieures à 50. Depuis de nombreuses années, d'autres personnes se sont intéressées à ces problèmes afin d'offrir une gamme plus large de formules, plus ou moins complexes, permettant ainsi d'avoir un certain recul par rapport à l'approche empirique.

Le tableau 6 présente un certain nombre de ces formules empiriques fonction du RMR et la figure 7 l'estimation du module de déformation massif en fonction du RMR.

Tableau 6 : Estimation du module de déformation massif à partir du RMR

1	$E_m = 2RMR - 100$	Bieniawski
2	$E_m = 10^{((RMR-10)/40)}$	Serafim & Pereira
3	$E_m = E_i / 100 (0.0028RMR^2 + 0.9e^{(RMR/22.82)}), E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson & Bieniawski
4	$E_m = E_i (0.5(1 - \cos(\pi RMR/100))), E_i = 50 \text{ GPa}$	Mitri et al.
5	$E_m = 0.1(RMR/10)^3$	Read et al.
6	$E_m = E_i (s^a)^{0.4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = e^{((GSI-100)/9)}, a = 1/2 + 1/6 (e^{(GSI/15)} - e^{(-20/3)}), GSI = RMR$	Sonmez et al.
7	$E_m = E_i s^{1/4}, E_i = 50 \text{ GPa}, s = e^{((GSI-100)/9)}, GSI = RMR$	Carvalho
8	$E_m = 7(10^{((RMR-44)/21)})^{0.5}$	Diederichs & Kaiser
9	$E_m = 0.7(RMR/100)^2 E_i, E_i = 50 \text{ GPa}$	Barton
10	$E_m = RMR/10 + (RMR^3/10^5)$	Hoek & Brown
11	$E_m = 10e^{((RMR-10)/40)}$	Grimstadt & Barton
12	$E_m = 10^{((GSI-10)/40)} (R_c/100)^{0.5}, R_c = 50 \text{ MPa}, GSI = RMR$	Hoek & Brown

avec E_i : module d'élasticité de la roche mesuré en laboratoire sur la roche intacte
 R_c : résistance à la compression uniaxiale de la roche mesurée au laboratoire

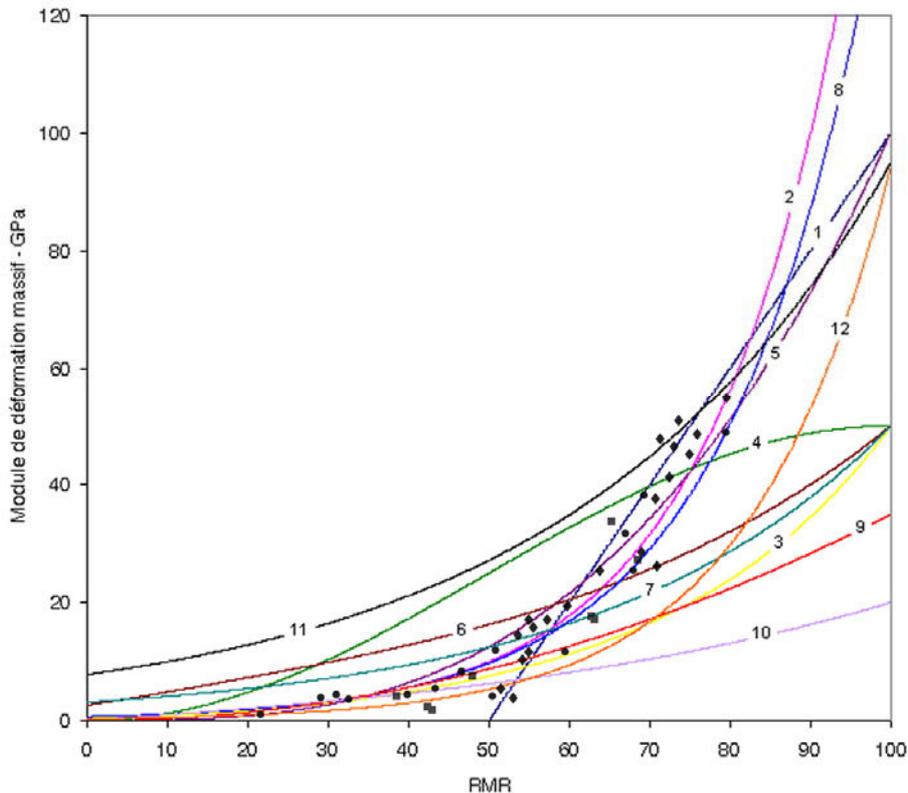


Figure 7 : Equations empiriques d'estimation du module de déformation massif en fonction du RMR

La plupart des relations empiriques ajustent convenablement les données in situ de Serafim & Pereira, Bieniawski et Stephens & Banks. Les équations exponentielles donnent une estimation relativement mauvaise du module de déformation du massif due à une mauvaise définition asymptotique (Grimstadt & Barton, Carvalho, Sonmez et al., Nicholson & Bieniaswki). Pour ajuster au mieux ces limites asymptotiques, certains auteurs utilisent des fonctions puissance d'ordre trois (Read et al.) ou des fonctions en puissance 10 (Serafim & Pereira, Diederichs & Kaiser). Le module intact de déformation de la roche est introduit dans les équations proposées par Mitri, Sonmez et al. et Carvalho.

Nous voyons que suivant l'approche mathématique, ces formules empiriques peuvent donner, pour une même valeur de RMR, des estimations de module de déformations massif assez éloignées. Leur utilisation doit donc être prise avec précaution, vérifiée et justifiée avec d'autres données suivant le problème à traiter.

2.4.4.2- Estimation empirique du module de déformation massif en fonction du RQD

Même si le RQD est une des composantes de l'indice RMR, l'estimation du module de déformation massif à partir du RQD propose l'avantage que le paramètre RQD est plus facilement accessible et mesurable que l'indice RMR. Dworshak Dam, Deere et al. sont les premiers à proposer une estimation du module de déformation massif à partir du paramètre RQD issu de données de sondages. Malgré tout ces données sont trop éparses et pas assez précises pour estimer correctement le module de déformation massif. Coon & Merritt, Bieniawski et Ebisu et al. complètent cette base de données permettant à Zhang & Einstein, Gardner et Bieniawski de développer des relations entre le rapport E_m/E_r et le RQD, où E_r est le module de déformation intact de la roche (fig.8 et tableau 7).

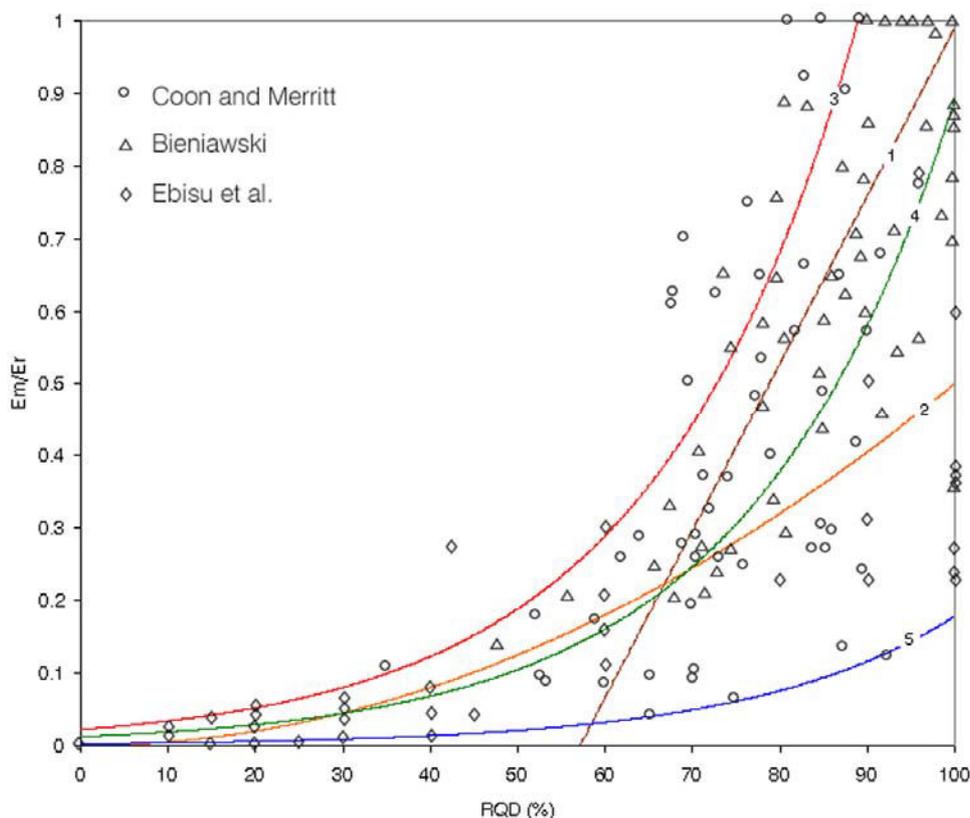


Figure 8 : Equations empiriques pour estimer le module de déformation massif en fonction du RQD

Tableau 7 : Estimation du module de déformation massif à partir du RQD

1	$E_m/E_r = 0.0231RQD - 1.32$	Gardner
2	$E_m/E_r = 0.5(RQD/100)^2$	Bieniawski
3	$E_m/E_r = 1.8 * 10^{0.0186RQD - 1.91}$	Zhang et Einstein
4	$E_m/E_r = 10^{0.0186RQD - 1.91}$	
5	$E_m/E_r = 0.2 * 10^{0.0186RQD - 1.91}$	

La formule de Gardner présente le désavantage d'être limité uniquement pour des valeurs de RQD supérieures à 60%. De plus, pour une valeur de RQD de 100%, le module de déformation massif est supposé être égal au module de déformation de la roche. Malgré tout, une valeur de RQD de 100% ne signifie absolument pas que la roche dans le massif est intacte. Il peut avoir un ensemble de discontinuités et dans ce cas E_m doit être plus faible que E_r .

Pour répondre à ces dernières remarques, Bieniawski et Zhang proposent donc des relations non linéaires permettant ainsi de couvrir complètement la gamme de valeur du RQD (0-100%). La formule de Bieniawski est une loi au carré tandis que celles de Zhang & Einstein, toutes semblables au facteur près, sont des lois en puissance. Elles correspondent à une frontière supérieure (3), une moyenne (4) et une frontière inférieure (5). Ces auteurs conseillent de choisir une valeur de E_m/E_r la plus représentative et la plus judicieuse selon les valeurs prises aux frontières et la valeur moyenne.

2.4.4.3- Synthèse et choix d'un module massif

L'estimation du module de déformation du massif n'est pas chose aisée. Elle réside dans la difficulté de mettre en place des méthodes d'estimation in situ la plupart du temps trop coûteuses. A partir de cette contrainte, différents auteurs ont proposé un ensemble de formules empiriques (fig.7 et fig.8). Par définition, ces formules sont établies sur la base de données expérimentales et doivent ajuster au mieux ces données. Elles présentent l'avantage d'être simple à l'emploi. Malgré tout, comparées les unes par rapport aux autres, elles présentent une gamme de variation assez importante pour un même RMR ou RQD. Il est donc important de toujours vérifier la validité d'un module de déformation massif obtenu par rapport à d'autres approches et suivant l'utilisation que l'on désire en faire.

Par la suite et dans le cas de cette méthodologie, il a été considéré pour définir le module massif de chaque faciès-type, les formules les plus couramment utilisées à savoir les formules de Barton, 1980 (9), Hoek & Brown, 1982 (10) et Hoek & Brown, 1997 (12) pour celles dépendant du RMR et la formule de Bieniawski, 1989 (2) pour celles dépendant du RQD.

Toutes les formules utilisées conduisent au même classement relatif des formations (tableau 8). La formule de Hoek & Brown (1997) donne très souvent les valeurs les plus élevées, ce qui est classiquement observé. L'objectif principal étant de caractériser la raideur d'une formation, le module massif retenu est celui issu de la formule de Hoek & Brown (1997).

Tableau 8 : Exemple de calcul de E_m pour le sondage de Moutiers SC1a (Homand, 2004)

Faciès-type	RQD moy	RMR	σ_m^t (MPa)	Φ_m (°)	C_m (MPa)	σ_{cm}^c (MPa)	E_m (1) (GPa)	E_m (2) (GPa)	E_m (3) (GPa)	E_m (4) (GPa)
JCB	76	72	0,50	60	1,30	9,62	19,55	12,34	10,93	9,82
JM	88	59	0,28	27	0,34	1,10	5,34	4,39	7,95	6,97
PCEAM	29	48	0,04	35	0,30	11,16	2,90	2,74	5,91	0,71
PCGC	67	70	0,32	55	1,34	8,40	17,43	13,38	10,43	8,75
PCB	89	74	0,45	51	1,74	9,91	21,32	19,55	11,45	20,20
HPC	86	74	0,53	54	2,25	13,74	25,10	19,55	11,45	18,86
HPG		59	0,41	29	0,86	2,93	12,30	2,92	7,95	4,44
OTC	66	60	0,15	29	0,75	2,54	6,26	5,04	8,16	4,36
OTAG		55	0,41	29	0,86	2,93	1,71	1,06	7,16	1,09

- (1) Hoek & Brown (97)
- (2) Barton (80)
- (3) Hoek & Brown (82)
- (4) Bieniawski (89)

Enfin pour chaque faciès-type a été calculée une résistance à la traction « massif », une résistance à la compression « massif », un angle de frottement « massif » et une cohésion « massif » (paramètres de rupture de Mohr-Coulomb) à partir de la méthodologie de Hoek & Brown (1997) présentée précisément en annexe B7.

L'évaluation des paramètres de rupture équivalent ou du massif, C_m et Φ_m , pour un matériau étudié par Hoek et Brown, est complexe. En effet, il n'existe pas de corrélation directe entre le critère de Mohr-Coulomb (8) et le critère non linéaire de Hoek-Brown (9).

$$\sigma_1^i = \sigma_{cm}^i + k\sigma_3^i \quad \text{avec} \quad \sin\Phi = \frac{k-1}{k+1} \quad \text{et} \quad C = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{k}} \quad (8)$$

$$\sigma_1^i = \sigma_3^i + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3^i}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (9)$$

Aussi pour déterminer C_m et Φ_m , la courbe du critère de rupture généralisé de Hoek et Brown (1) du massif doit être tracée et doit être interprétée comme des résultats d'essais triaxiaux (fig.9).

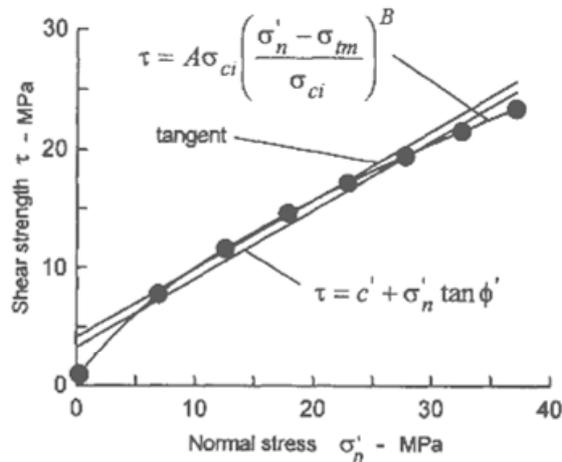


Figure 9 : Résultats issus d'une simulation d'essai triaxial et comparaison avec la droite de rupture de Mohr-Coulomb (Hoek & Brown, 1997)

L'évaluation de C_m et Φ_m se détermine alors à l'aide des relations suivantes :

$$\Phi_m = \arctan \left(AB \left(\frac{\sigma'_{ni} - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^{B-1} \right) \quad (10)$$

$$C_m = \tau - \sigma'_{ni} \tan \Phi_m \quad (11)$$

La figure 10 présente les valeurs du ratio C_m/σ_{ci} et de l'angle de frottement « massif » pour différentes valeurs de GSI et de m_i .

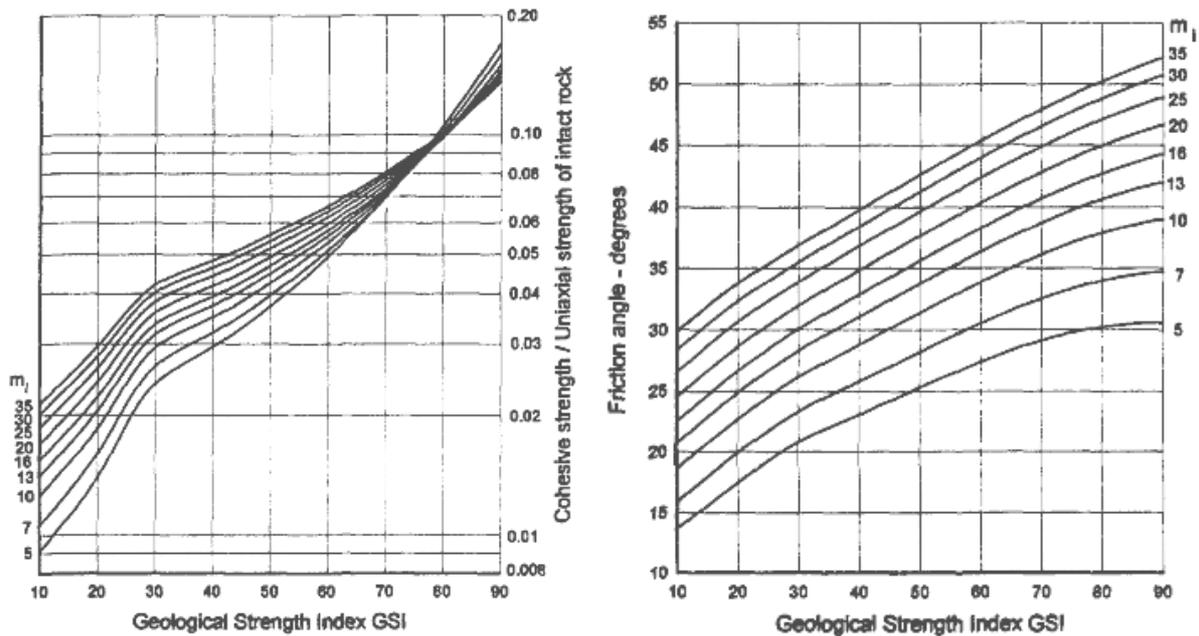


Figure 10 : (a) Relation entre le ratio de la cohésion massif sur la résistance à la compression de la roche intacte, et (b) de l'angle de frottement massif en fonction des valeurs de GSI et m_i (Hoek & Brown, 1997)

Nous voyons donc que la détermination de l'angle de frottement et de la cohésion « massif » dépend en grande partie de la valeur de la contrainte normale fixée par l'utilisateur. Dans le cas de cette étude et pour une formation donnée au sein d'un sondage, les paramètres de rupture « massif » ont été déterminés en prenant comme valeur de contrainte normale moyenne σ_{ni} le poids des terrains sus-jacents. Or Hoek & Brown (1997) apportent une précision dans leur méthodologie. Il y a en effet un cas particulier, où il faut être extrêmement attentif, lorsque la contrainte normale moyenne peut être faible. Sur la figure 9, on peut voir que pour des valeurs de contrainte normale effective inférieure à 5 MPa, C_m et Φ_m sont surestimés car la contrainte tangentielle équivalente du massif est également surestimée par rapport à la droite non linéaire de rupture de Hoek & Brown. Il faut donc être prudent sur l'utilisation et sur la grandeur des valeurs de cohésion et d'angle de frottement obtenues avec l'approche de Hoek & Brown (1997) pour une contrainte normale fixée de faible intensité.

2.5- Discussion par rapport à la méthodologie d'élaboration du critère géologique

Lors de l'analyse géotechnique des sondages (§ 2.2), les différents faciès-types ont été définis de manière à former des unités les plus homogènes possibles. Ainsi la présence d'un mètre de calcaire raide dans une formation plus marneuse, voire argileuse n'a pas été prise en compte. De plus à partir de ces unités, l'épaisseur maximale du banc le plus raide a été relevée en considérant comme épaisseur, la continuité lithologique et non mécanique. Les fractures et joints argileux ne donc pas été pris en compte dans ce calcul (§ 2.4.1.2).

Ces choix ont été faits afin de ne pas trop rentrer dans le détail et permettent de définir et de mettre en évidence rapidement la présence d'un banc raide ou non dans la couverture. Ils méritent malgré tout d'être discutés et justifiés.

2.5.1- Hypothèse 1 : Non prise en compte de la présence d'un banc de moins d'un mètre d'épaisseur

L'effet de la non prise en compte des bancs de faibles épaisseurs (< 1 m) au sein de formations plus épaisses peut être quantifié et estimé à l'aide des méthodes d'homogénéisation des modules de déformation.

Parmi ces méthodes subsiste celle de Salomon (1968). Elle consiste à déterminer les modules de déformation homogène longitudinaux et transversaux équivalents à un milieu stratifié constitué d'un empilement de couches isotropes transverses (fig.11).

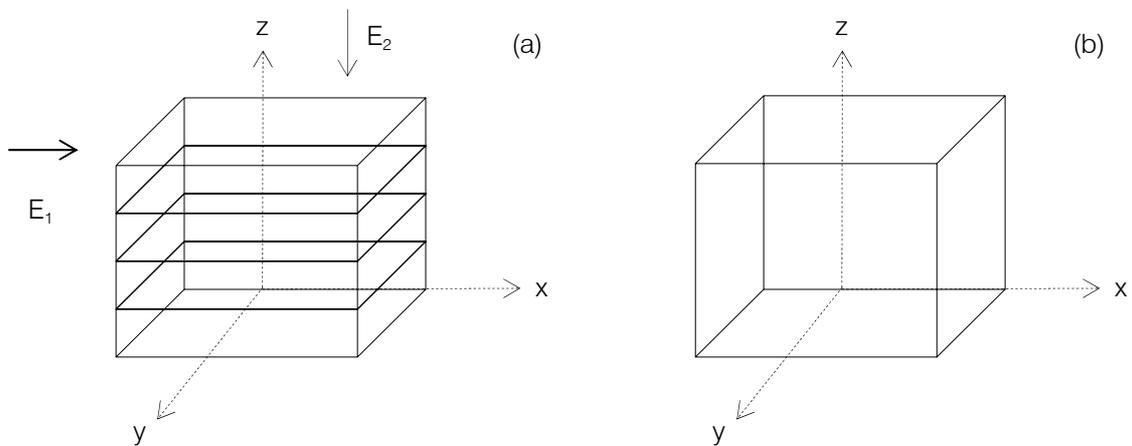


Figure 11 : (a) Volume représentatif du milieu stratifié et (b) volume représentatif du milieu homogène équivalent

Notons E_{1i} , ν_{1i} les modules élastiques dans la direction longitudinale pour i-ème la couche et E_{2i} , ν_{2i} les modules élastiques dans la direction perpendiculaire pour la i-ème couche.

Salomon définit les modules élastiques E_1 , ν_1 et E_2 , ν_2 homogène équivalent par :

$$\nu_1 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i \nu_{1i} E_{1i}}{1 - \nu_{1i}^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i E_{1i}}{1 - \nu_{1i}^2}} \quad (12)$$

$$v_1 = (1 - v_1) \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i v_{2i}}{1 - v_{1i}} \quad (13)$$

$$E_1 = (1 - v_1^2) \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i E_{1i}}{1 - v_{1i}^2} \quad (14)$$

$$E_2 = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i}{E_{1i}} \left(\frac{E_{1i}}{E_{2i}} - \frac{2v_{2i}^2}{1 - v_{1i}} \right) + \frac{2v_1^2}{(1 - v_1)E_1}} \quad (15)$$

où $\lambda_i = \frac{h_i}{L}$ avec $\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1$, h_i est l'épaisseur de la couche i et L l'épaisseur totale de la formation.

Le détail des calculs permettant d'aboutir à ces modules élastiques est présenté en annexe B8.

Dans notre cas de figure et afin de simplifier au plus les calculs, nous considérons que les coefficients de Poisson longitudinaux et transversaux sont égaux pour toutes les formations, à savoir $v_{1i} = v_{2i} = 0,25$.

Les formules de Salamon se simplifient et s'écrivent alors :

$$v_1 = v_{1i} = v_{2i} = 0,25 \quad (16)$$

$$v_2 = v_1 \sum_{i=1}^n \lambda_i = v_1 = 0,25 \quad (17)$$

$$E_1 = \sum_{i=1}^n E_{1i} \lambda_i \quad (18)$$

$$E_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{2v_1^2}{1 - v_1} \right) \sum_{i=1}^n \frac{\lambda_i}{E_{1i}} + \frac{2v_1^2}{(1 - v_1)E_1}} \quad (19)$$

Notons que l'équation 18 est équivalente à la borne de Voigt correspondant à la limite supérieure des méthodes d'encadrement des modules de déformation équivalents établies dans le cas de matériaux composites stratifiés ou constitués de fibres parallèles noyées dans une matrice.

L'idée est de concevoir des modèles de référence dans lesquels des bancs, plus ou moins raides et d'épaisseur variable (10 cm à 1 m), viennent s'intercaler. Le calcul du module de déformation homogène par la méthode de Salamon permet donc d'estimer si on surévalue ou sous-estime la raideur du faciès-type en négligeant ou non la présence du banc intercalé. Pour ce faire, nous nous sommes basés sur quatre sondages disponibles, Roncourt, Auboué, Moutiers et Rochonvillers présentant des épaisseurs totales de recouvrement différentes. L'intercalation des bancs se fera uniquement dans les calcaires de Jaumont sachant que l'ensemble de l'étude peut être appliquée similairement aux calcaires à polypiers.

Les bancs insérés correspondent soit au pôle marneux tendre JM, soit au pôle calcaire raide JCB (fig.12). Les valeurs des modules de déformation massif, affectées pour chaque faciès-type, sont issues des calculs du paragraphe 2.4.3.3.

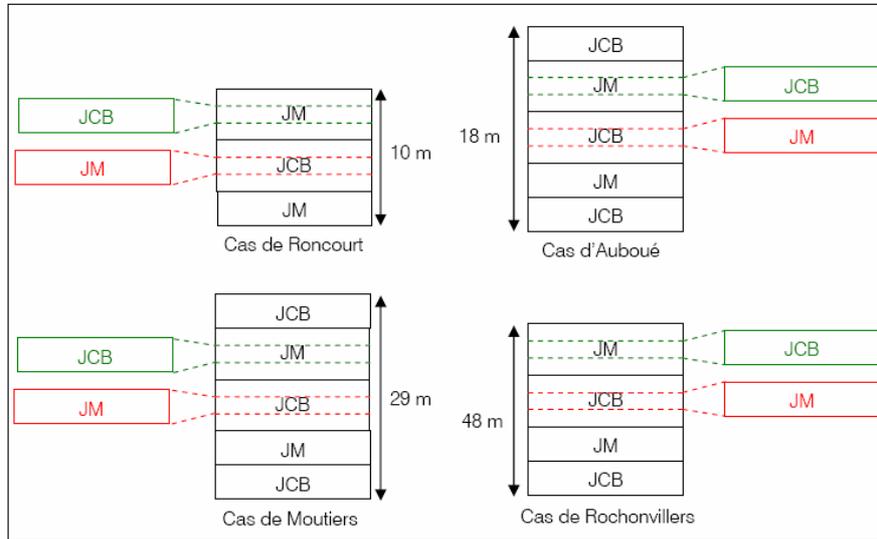


Figure 12 : Modèle des formations pour les calcaires de Jaumont et pour les quatre sondages, les couches en couleur (vert : JCB ; rouge : JM) s'intercalant avec une épaisseur variant de 0,1 m à 1 m

La figure 13 présente l'évolution des modules de déformation massif homogénéisés et l'erreur estimée par rapport à la valeur initiale suivant l'intercalation d'un banc mou (JM) ou raide (JCB) dans le cas du recouvrement d'Auboué.

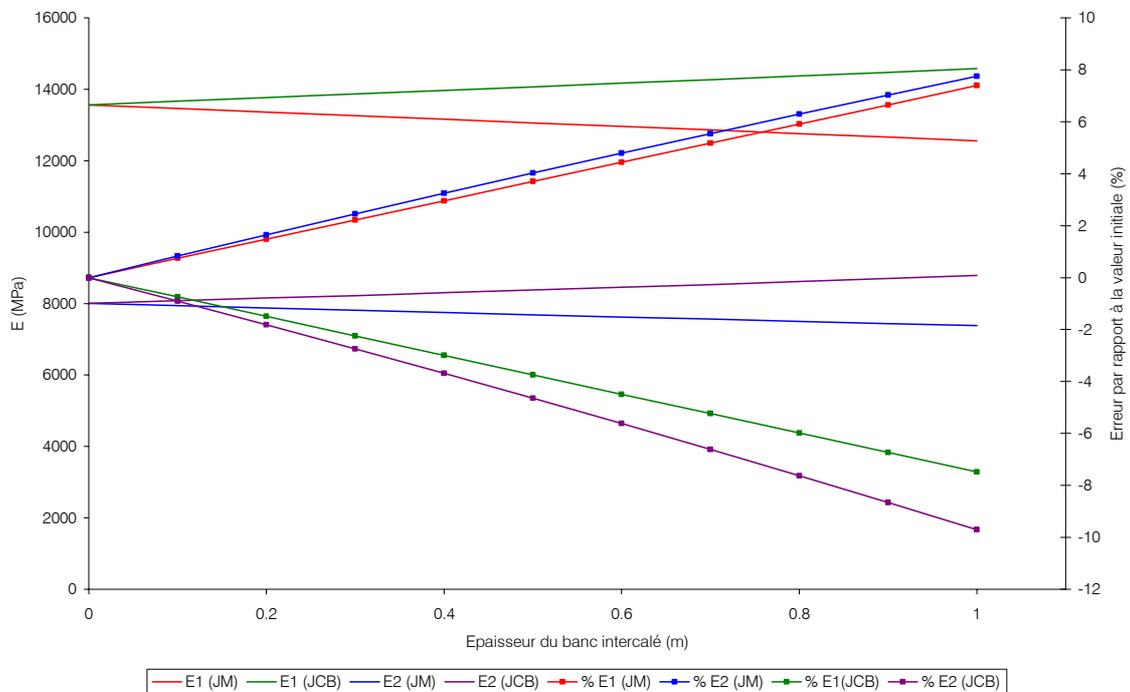


Figure 13 : Evolution du module de déformation massif et erreur relative suivant la présence d'un banc mou (JM) ou raide (JCB) d'épaisseur variable (10 cm à 1 m) dans le cas d'Auboué

Initialement, c'est-à-dire sans la présence d'un banc intercalé, le module de déformation massif homogénéisé longitudinal des calcaires de Jaumont est estimé à 13 560 MPa et le module transversal à 8 000 MPa.

On constate que l'intercalation d'un banc de calcaire raide (JCB), de plus en plus épais, dans une formation plus tendre (JM) entraîne une augmentation de la valeur du module longitudinal E_1 . Lorsque le banc inséré atteint une épaisseur de 1 m, il est de 14 775 MPa. Le module de déformation transversal E_2 augmente de la même manière pour atteindre une valeur de 8 782 MPa. L'augmentation de ces modules de déformation est naturellement liée au caractère massif du calcaire intercalé (JCB) qui accroît la raideur globale de la formation.

Au final, nous voyons clairement que si l'on néglige la présence d'un banc raide (JCB) d'un mètre d'épaisseur dans une formation plus marneuse (JM), on sous-estime le module de déformation massif de 7,5% pour E_1 et de 9,7% pour E_2 .

A l'inverse, la présence d'un banc mécaniquement plus tendre (JM) dans une formation plus raide (JCB) entraîne une diminution des modules de déformation homogènes. Le module longitudinal E_1 atteint une valeur de 12 560 MPa et le module transversal E_2 une valeur de 7 384 MPa.

Ainsi, le fait de négliger la présence d'un banc tendre (JM), d'un mètre d'épaisseur, contenu au sein d'un banc raide (JCB), entraîne une surestimation des modules de déformation d'environ 7,4% pour E_1 et de 7,8% pour E_2 .

Examinons à présent l'influence de la présence d'un banc marneux (JM) au sein d'un banc raide (JCB) (fig.14) et d'un banc raide (JCB) contenu dans un banc tendre (JM) (fig.12) pour les quatre sondages qui présentent une épaisseur totale de calcaire de Jaumont de plus en plus importante.

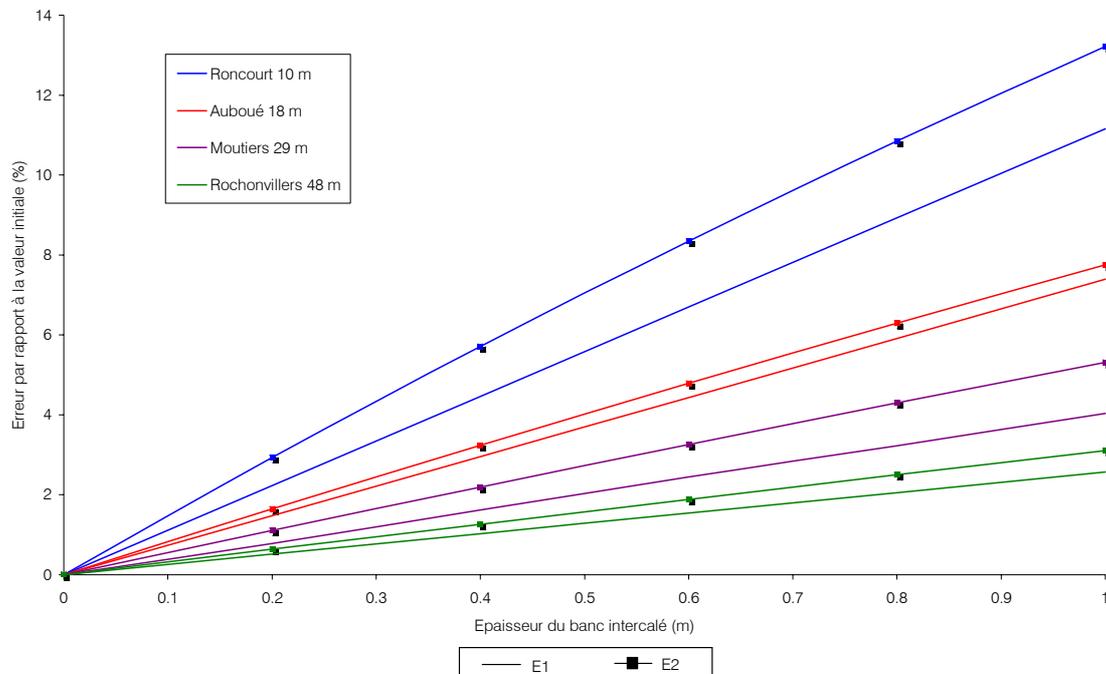


Figure 14 : Erreur relative sur les modules de déformations en fonction de l'épaisseur du recouvrement et dans le cas d'une intercalation d'une couche marneuse JM (tendre) dans un formation plus raide (JCB)

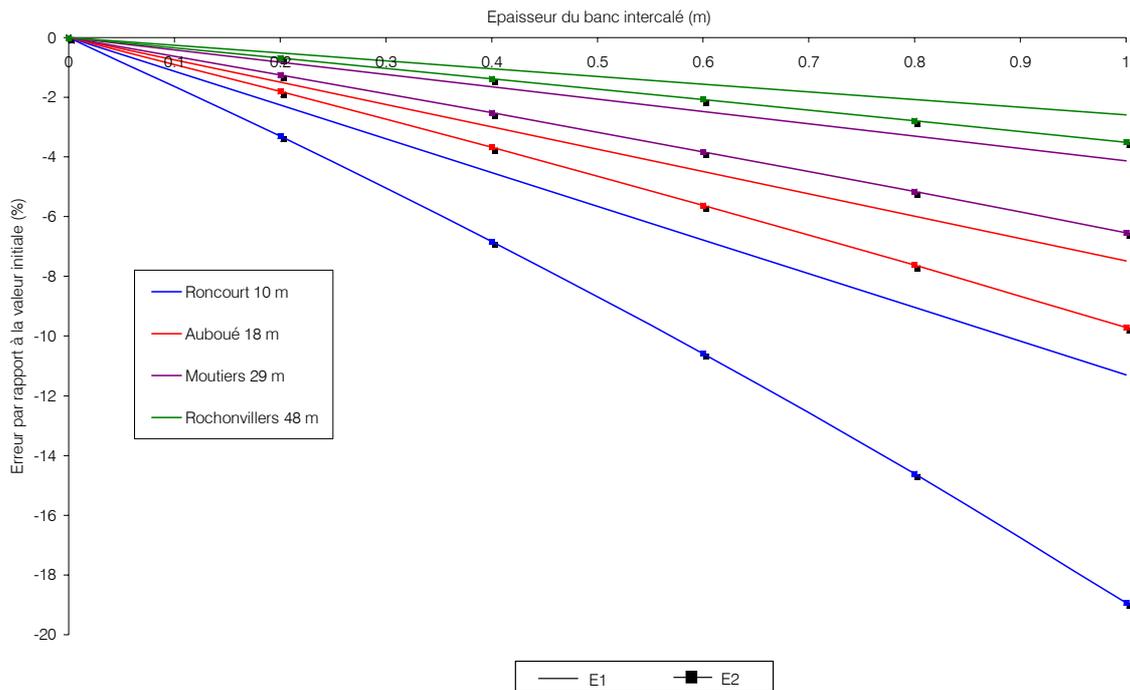


Figure 15 : Erreur relative sur les modules de déformations en fonction de l'épaisseur du recouvrement et dans le cas d'une intercalation d'une couche calcaire JCB (raide) dans un formation plus tendre (JM)

La figure 14 montre nettement que lorsque la puissance totale des calcaires de Jaumont devient plus grande, l'erreur sur la surestimation des modules de déformation E_1 et E_2 devient plus petite. En effet dans le cas du sondage de Rochonvillers (épaisseur de 48 m), les modules sont majorés de l'ordre de 2% (E_1) et de 3,1% (E_2) alors que dans le cas de Roncourt (épaisseur de 10 m), ils le sont de 11,2% (E_1) et 13,2% (E_2), soit environ cinq fois plus.

Le constat est le même sur la figure 15, où l'on voit que lorsque l'épaisseur totale des calcaires de Jaumont augmente, la sous-estimation des modules de déformations est d'autant plus grande. Elle atteint 11% (E_1) et 19% (E_2) dans le cas d'une épaisseur totale de 10 m alors qu'elle n'est que de 2,6% (E_1) et de 3,5% (E_2) pour une épaisseur totale de 48 m.

Cet écart est naturellement dû aux différentes épaisseurs du banc de calcaire de Jaumont. En effet la présence d'un banc de faible puissance, intercalé dans une formation plus épaisse, influera peu voire pas du tout, dans le cas d'une petite épaisseur, sur le comportement de la couverture. A l'inverse si le banc intercalé se trouve dans une formation peu épaisse, il aura une influence d'autant plus importante sur le comportement de la formation donc sur la valeur du module de déformation.

En résumé, le fait de négliger la présence d'un banc tendre (JM), de faible épaisseur, dans un banc plus raide entraîne une surestimation des modules de déformation. Cette surestimation sera d'autant plus importante que la puissance de la formation contenant ce banc sera faible. Cette situation est donc favorable à la mise en évidence d'un banc raide dans la couverture. A l'inverse, les modules de déformations sont sous-estimés lorsque le banc omis est massif (JCB) et d'autant plus lorsque la formation contenant ce banc est peu épaisse. Cette dernière situation est donc moins favorable à la mise en évidence d'un banc raide dans le recouvrement. Ainsi lorsqu'on décide de négliger la présence d'un banc de faible épaisseur, il faut être attentif à la fois sur la nature du banc à négliger et sur l'épaisseur totale de la formation dans laquelle il est inséré.

2.5.2- Hypothèse 2 : Non prise en compte de la présence de joints argileux centimétriques

Dans chaque faciès-type, l'épaisseur maximale du banc le plus résistant a été relevée en négligeant la présence de fractures, de lits intercalés et de joints argileux d'épaisseur centimétrique. La continuité lithologique a donc été privilégiée à la continuité mécanique.

Afin de s'assurer de cette supposition, examinons un milieu constitué de n couches d'épaisseur t_i et de module élastique E_i . Chaque couche contient une série de fractures parallèles au milieu pouvant être assimilée aux joints argileux. Les fractures sont caractérisées par une fréquence λ_i et par une raideur normale E_{di} (fig. 16).

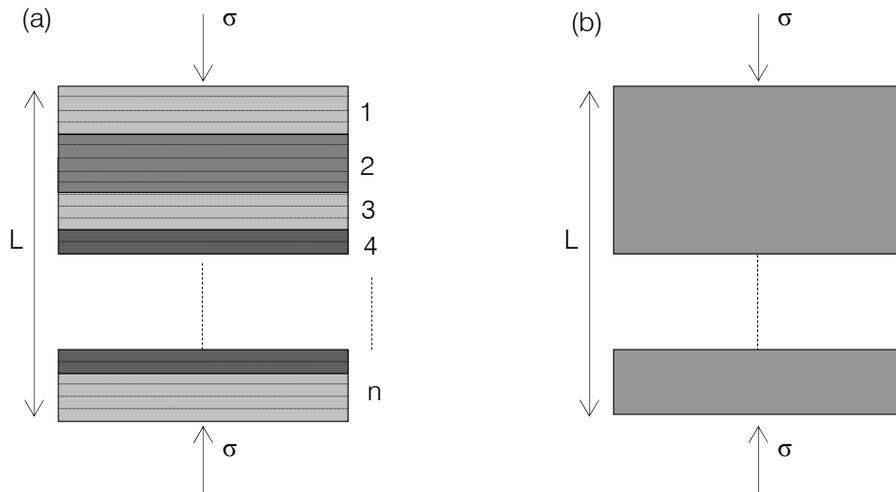


Figure 16 : (a) Modèle fracturé hétérogène (b) Modèle équivalent homogène

Harrison et Hudson (2000) définissent une relation permettant de passer des propriétés mécaniques d'un milieu fracturé à un milieu homogène équivalent :

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sum_i t_i}{\sum_i t_i \left(\frac{1}{E_i} + \frac{\lambda_i}{E_{di}} \right)} \quad (20)$$

Le détail des calculs amenant à cette formule est présenté en annexe B9.

A l'aide de l'équation 20 et donc du calcul du module de déformation équivalent, nous allons pouvoir quantifier l'influence de la présence de joints argileux centimétriques au sein d'un banc de calcaire.

Les calculs qui suivent sont basés sur la géologie du sondage de Moutiers SC1b, au sein duquel les calcaires de Jaumont affleurant présentent quelques joints argileux (fig.12). Nous considérons également que l'épaisseur des joints est négligeable comparée à l'épaisseur de l'ensemble de la formation. Les raideurs des fractures horizontales sont déterminées à l'aide de la méthode de Bandis et al. Nous n'entrerons pas dans le détail de la détermination de ces raideurs car ces calculs seront présentés précisément dans le chapitre 3. Les propriétés mécaniques des couches sont celles présentées dans le paragraphe 2.4.3.3.

Les calculs sont effectués en considérant dans le calcaire de Jaumont affleurant (JCB) la présence d'une densité de fracture variant de $0,25 \text{ m}^{-1}$ à 100 m^{-1} . La figure 17 présente l'évolution du module de déformation homogénéisé en fonction de la fréquence de fracture et en fonction des valeurs des raideurs de joints. En effet, afin de quantifier également l'influence des valeurs des raideurs de joints, les calculs ont été réalisés en prenant comme raideurs de joints, les raideurs initiales multipliées ou divisées d'un facteur 10 et 100.

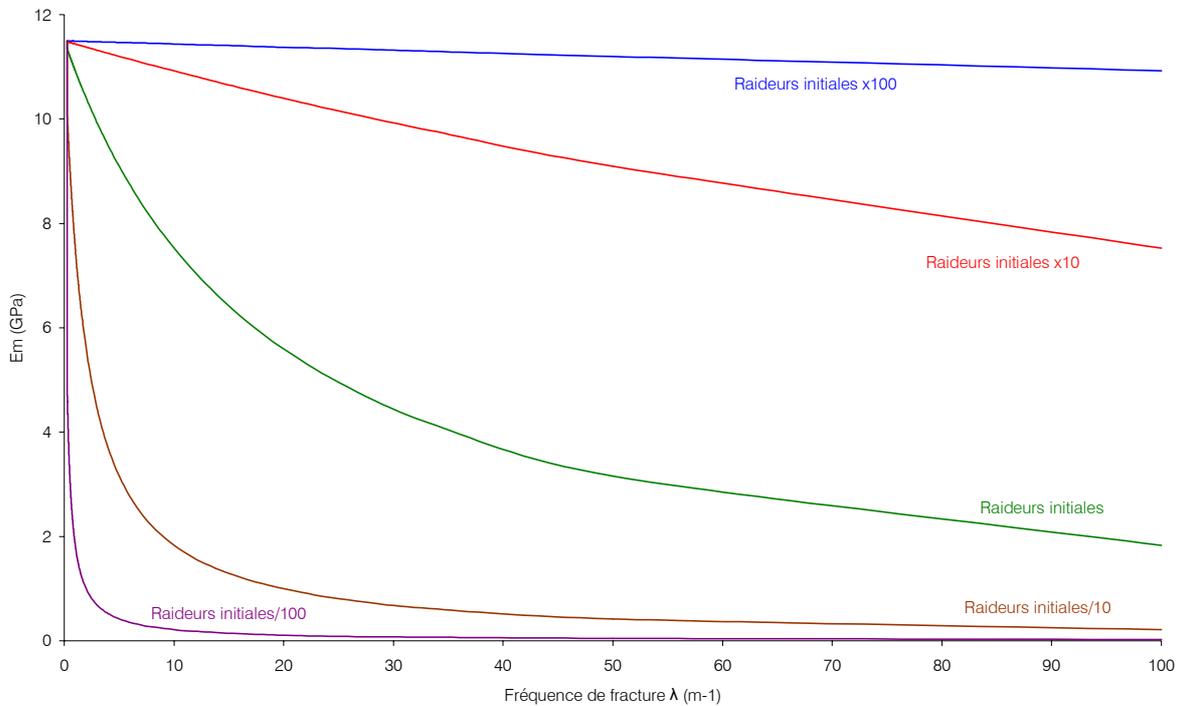


Figure 17 : Evolution du module de déformation homogénéisé en fonction de la fréquence de fracture et des valeurs des raideurs de joints

Initialement, c'est-à-dire sans densité de fractures, le module de déformation est de l'ordre de 11,5 GPa. Les allures des courbes montrent que le module de déformation homogénéisé est plus influencé par la valeur des raideurs de fractures que par la fréquence des fractures. En effet, le module de déformation évolue peu avec la densité de fractures lorsque les raideurs de joints sont très élevées (pour $\lambda=100 \text{ m}^{-1}$, $E_m=10,92 \text{ GPa}$). Dans ce cas de figure, la déformabilité des joints étant très faible, ceux-ci assurent la continuité mécanique. A l'inverse une faible fréquence de fracture a un effet significatif sur E_m lorsque les raideurs de joints sont très faibles (pour $\lambda=0,5 \text{ m}^{-1}$, $E_m=3,15 \text{ GPa}$).

Au final, le fait de négliger ou non la présence de joints centimétriques dépend essentiellement de la connaissance des valeurs des raideurs de ces joints. Malgré tout sur l'ensemble des douze sondages, la fréquence des joints argileux dans les faciès-types est souvent très faible. On note au maximum des fréquences de fracture de l'ordre de $0,1$ à $0,5 \text{ m}^{-1}$. Pour ces ordres de grandeur, nous voyons sur la figure 17, que peu importe les valeurs des raideurs de joints horizontaux, le module de déformation équivalent est très proche du module de déformation homogène (sans fractures). Dans ces conditions, la présence de joints argileux centimétriques au sein d'un faciès-type modifiera peu la raideur de la formation et donc peut être négligée.

3- Définition du critère géologique

A ce stade et pour tous les sondages, chaque faciès est donc caractérisé par :

- des caractéristiques mécaniques massif ($E_m, C_m \dots$),
- des caractéristiques géotechniques (le RQD moyen, la valeur de ID maximale et le type de joints),
- une épaisseur cumulée (h_{ci}) des bancs caractéristiques correspondant à la lithologie dominante typique représentative du faciès (avec non prise en compte de la présence des bancs de moins de un mètre d'épaisseur),
- une épaisseur maximale (h_{max}) correspondant à l'épaisseur continue des bancs à caractère les plus raides (avec non prise compte de joints argileux centimétriques).

L'ensemble de ces paramètres permet de poser les éléments nécessaires à la définition du critère géologique. Ce critère est basé sur la définition de deux indices de raideur mettant en évidence ou non le caractère massif de la couverture et sur un dernier indice permettant d'évaluer la massivité du recouvrement dans son contexte géomorphologique.

3.1- Calcul d'indices de raideur au droit d'un sondage

Il a été retenu, dans la méthodologie GEODERIS (Homand, 2004), deux indices qui caractérisent :

- le comportement global de la couverture (indice A) en ne considérant que les formations raides :

$$A = \frac{\sum_i (h_{ci} * E_{mi})}{P_{trav} * E_m^{max}} \quad (21)$$

- le banc de raideur maximale (indice B) :

$$B = \frac{\text{Max}(h_{maxi} * E_{mi})}{h_{max}^{max} * E_m^{max}} \quad (22)$$

avec : h_{ci} épaisseur cumulée des bancs caractéristiques du faciès i
 E_{mi} module massif calculé (Hoek & Brown 1997) pour le faciès i
 P_{trav} profondeur des travaux, h_{maxi} épaisseur maximum continue du banc dur dans le faciès i
 E_m^{max} module de déformabilité maximum du massif
 h_{max}^{max} maximum des épaisseurs
 h_{maxi} de banc dur, tous sondages confondus

L'indice A permet de distinguer les sondages présentant beaucoup de calcaire de ceux présentant plus de faciès marneux. Le deuxième indice B met en évidence de manière plus significative le banc de raideur maximale dans le recouvrement au droit d'un sondage.

Afin d'obtenir des indices sans dimensions, ces deux indices sont pondérés, à la fois, par le module de déformation massif maximal sur l'ensemble de la couverture et par deux épaisseurs : la profondeur des travaux et l'épaisseur maximale du banc dur.

3.2- Critère à grande échelle

La massivité d'une formation repose sur la notion de raideur des bancs, qui n'est pas une caractéristique intrinsèque, mais qui doit être évaluée dans un contexte morphologique et géologique. Les paramètres qui peuvent intervenir dans la raideur globale d'une formation, nommés de manière simplistes « paramètres de massivité », sont des paramètres intrinsèques (mécanique) et des conditions morphologiques (ou conditions aux limites) du massif calcaire. Ils correspondent par exemple à différentes situations géomorphologiques (fig.18) ou à la présence ou non de fractures verticales au sein du massif.

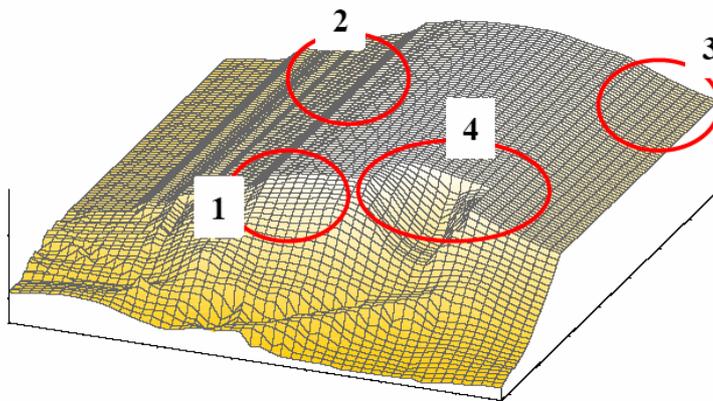


Figure 18 : Différentes situations d'une zone d'aléa du point de vue topographique
1 : Promontoire ; 2 : pente ; 3 : plateau ; 4 : reculée de vallée

Il faut donc introduire un dernier indice C qui prend donc en compte ces critères à grande échelle. L'influence de ces différents paramètres est décrite dans le tableau 9.

Tableau 9 : Paramètres de « massivité » (Homand, 2004)

	Massivité	Commentaires
Propriétés mécaniques de la formation		
Raideur au voisinage du sondage	+	Les indices géotechniques ne tiennent pas compte des fractures verticales
Fracturation subverticale importante	-	Elle influe sur la dimension de la zone effondrable et sur la diminution de la raideur de la couche. Cependant, information souvent disparate
Influence des travaux miniers		
Voisinage immédiat de dépilages	-	Diminution de la raideur par fracturation verticale bien exprimée
Morphologie		
Topographie sub-horizontale	+	La fracturation n'est pas bien exprimée, il y a donc augmentation de la raideur, les déplacements horizontaux sont gênés
Pente libre	-	Réduction de la raideur (appel au vide)
Extrémité (reculée) de vallée	+	Fretage par effet 3D
Promontoire	--	Fracturation dans plusieurs directions. Réduction de la raideur par effet 3D

La fracturation verticale (suivant des directions géologiques préexistantes) peut provenir soit de voisinage de défilage (influence des travaux), soit de facteurs morphologiques favorisant la fracturation ou les concentrations de contrainte.

La situation de promontoire doit s'interpréter comme une zone au carrefour de 2 vallées, dans laquelle il a été estimé que la fracturation est mieux exprimée (donc une raideur moindre). La situation de reculée de vallée est une zone dans laquelle les concentrations de contrainte peuvent être élevées, empêchant la fracturation de s'exprimer (donc raideur plus élevée).

En prenant comme référence la situation de pente libre, les situations morphologiques peuvent se classer comme dans le tableau 10 permettant ainsi l'affectation d'une valeur à l'indice C. La prise en compte du voisinage de défilages n'a pas été retenue en raison de son caractère non discriminant pour les effondrements historiques.

Tableau 10 : Valeur de l'indice C

Position topographique	Indice C
Promontoire (carrefour de vallées)	-1
Pente libre (flanc de vallée)	0
Reculée (extrémité) de vallée	1
Plateau	

L'analyse des données disponibles sur les différents cas historiques survenus en Lorraine est présentée dans le tableau 11 et met en évidence que l'ensemble des effondrements brutaux ont eu lieu en situation topographique plane de plateau ou en reculée.

Tableau 11 : Géomorphologie au droit des effondrements

Type	Nom accident historique	Topographie (pente ou plateau)	Topographie (promontoire ou reculée)	Voisinage défilage
Effondrement brutal	Audun-le-Tiche, 1902		reculée	non
	Escherange, 1919	plateau		oui
	Ste Marie, 1932	plateau		oui
	Moutiers, 1940		reculée	non
	Roncourt, 1954	plateau		non
	Roncourt, 1959	plateau	(goulotte)	oui
	Rochonvillers, 1973	plateau		oui
	Rochonvillers, 1974	plateau		non
Affaissement progressif	Roncourt, 1999	plateau		oui
	Moutiers, 1997		reculée	oui
	Auboué 1996, Coinville	pente libre		oui
	Auboué 1996, rue de Metz	plateau		oui
	Ville-au-Montois, 1982	plateau		non
	Crusnes, 1977	plateau		oui
	Auboué, 1972	pente libre		non
	Jarny, 1949	pente libre		non

3.3- Massivité de la couverture

Les experts ont donc défini un indice global qui exprime la « massivité » de la couverture pour une zone s'écrivant alors :

$$IM = \left(2A + B + \frac{C}{2} \right) * \frac{f_{disc} + 5}{10} \quad (23)$$

L'indice final proposé tient compte du critère fond (valeur de la fonction discriminante) permettant ainsi de hiérarchiser les zones les unes par rapport aux autres vis-à-vis de la susceptibilité à l'effondrement brutal.

Le tableau 12 et la figure 19 présente les valeurs des différents indices ainsi que la répartition des cas historiques selon l'indice de massivité IM.

Tableau 12 : Valeurs des indices au droit des sondages (Homand, 2004)

Type	Nom accident historique	A	B	C	f _{disc}	Indice de massivité
Effondrement brutal	Audun-le-Tiche, 1902	0,07	0,11	1	3,04	0,60
	Escherange, 1919	0,25	0,41	1	4,19	1,30
	Ste Marie, 1932	Pas de forage à proximité		1	2,44	-
	Moutiers, 1940	0,30	0,14	1	1,89	0,86
	Roncourt, 1954	0,21	0,24	1	3,67	1,01
	Roncourt, 1959	0,26	0,24	1	3,71	1,10
	Rochonvillers, 1973	0,23	0,41	1	1,33	0,86
	Rochonvillers, 1974	0,23	0,41	1	0,90	0,81
Affaissement progressif	Roncourt, 1999	0,24	0,24	1	-4,03	0,12
	Moutiers, 1997	0,26	0,16	1	-3,61	0,16
	Auboué, 1996 (Coinville)	0,24	0,19	0	-2,06	0,20
	Auboué, 1996 (Rue de Metz)	0,25	0,17	1	-3,72	0,15
	Ville-au-Montois, 1982	0,28	0,32	1	-3,00	0,27
	Crusnes, 1977	Pas de forage à proximité		1	-3,71	-
	Auboué, 1972	0,23	0,17	0	-3,88	0,07
	Jarny, 1949	Pas de forage à proximité		0	-2,82	-

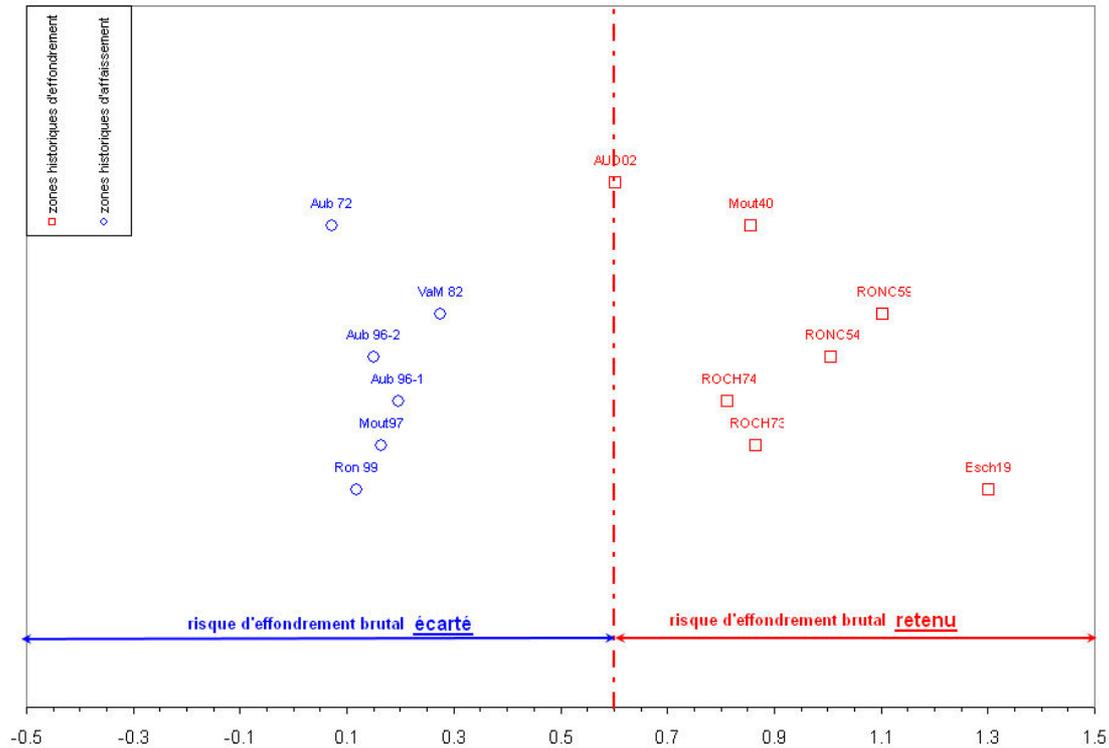


Figure 19 : Répartition des zones historiques d'accidents miniers sur l'axe de l'indice de massivité (Homand, 2004)

La valeur de l'indice de massivité de 0,60 est retenue comme seuil au-dessus duquel le risque d'effondrement brutal existe à cause de la massivité du recouvrement. Il s'agit de la valeur d'indice de massivité la plus basse obtenue pour une zone dont l'effondrement brutal s'est avéré à Audun-le-Tiche en 1902.

Ainsi, une zone d'aléa, où le phénomène d'effondrement brutal n'est pas écarté, et dont l'indice de massivité est supérieur à 0,6 est classée définitivement comme zone à risque d'effondrement brutal.

4- Conclusions

Les accidents survenus dans le bassin ferrifère lorrain ont imposé la mise en place dans l'urgence d'une méthodologie permettant de pouvoir prévenir le risque d'affaissement progressif de celui d'effondrement brutal. Un premier critère géométrique, prenant en compte les caractéristiques de fond des exploitations, permet de classer définitivement un certain nombre de zones à risque en affaissement progressif ($f_{disc} < -0,66$). Ce sont des zones où les travaux de fond ne sont pas fragiles (faible taux de défruitement et piliers massifs). Pour les autres zones, l'étude d'un second critère est nécessaire. Ce critère est de nature géologique et doit mettre en évidence la présence dans le recouvrement d'un banc, ou d'un ensemble de banc, épais et résistant.

L'élaboration du critère géologique est fondée sur une analyse lithologique de sondage permettant, dans un premier temps, de caractériser les différentes formations de la couverture. Par la suite, une analyse géotechnique définit les différentes unités géotechniques homogènes, nommées « faciès-type », et une caractérisation mécanique de ces faciès permet de cibler les faciès carbonatés du recouvrement pouvant présenter un caractère mécaniquement raide ou tendre.

Une fois cette caractérisation à l'échelle de la roche faite, les formations ont été qualifiées à l'échelle du massif. Pour ce faire, une méthodologie, basée sur celle de Bieniawski (RMR_{89}), a été menée. Nous avons pu vérifier, à l'aide d'une analyse statistique sommaire et des travaux de Priest & Hudson (1976), la validité des paramètres des discontinuités (ID_{max} et RQD_{moy}) utilisés dans cette étude. A partir de toutes ces données, un module de déformation « massif », ainsi que des paramètres de rupture équivalent, ont pu être estimés, pour chaque faciès-type, à l'aide de la méthodologie de Hoek & Brown (1997). Enfin, afin d'être rigoureux et complet par rapport aux hypothèses de départ, nous avons pu vérifier que le fait de négliger la présence d'un banc raide ou tendre dans une formation entraîne des sur ou sous-estimations du module de déformation « massif ». Ces évaluations de E_m sont d'ailleurs elles-mêmes dépendantes de l'épaisseur totale de la formation dans laquelle le banc est inséré. En revanche, la question de ne pas prendre en compte la présence des joints argileux centimétriques, au sein d'une formation, afin de privilégier la continuité lithologique, se montre judicieuse. En effet, les fréquences des joints argileux étant très faibles, sur l'ensemble des sondages, la continuité mécanique n'est pas affectée et ce quelques soient les propriétés mécaniques des joints.

Par la suite, à partir des modules de déformations « massif » et de différentes épaisseurs spécifiques, deux indices A et B ont pu être définis, caractérisant le comportement global de la couverture en ne considérant que les formations raides et le banc de raideur maximale. Un troisième indice, C, a permis d'évaluer la raideur des formations dans leur contexte géomorphologique. La combinaison de ces trois indices définit ainsi le critère géologique. La distribution des seize cas historiques d'effondrement brutal et d'affaissement progressif, par rapport aux valeurs de ce critère géologique, permet de fixer un seuil (0,6) au-dessus duquel le risque d'effondrement brutal est ainsi retenu.

Chapitre 3

Influence d'une vallée sur le comportement mécanique de la couverture

L'objectif de ce chapitre consiste à évaluer l'impact d'une vallée et d'un plateau sur le comportement de la couverture. Plus précisément, nous tenterons d'établir une relation entre la raideur du recouvrement et sa situation géomorphologique en présence ou non d'exploitations et de fracturation verticale.

Dans un premier temps, à partir d'un travail bibliographique, nous exposerons un rapide état des lieux sur l'origine des contraintes dans un massif et verrons comment la topographie influe sur la répartition et l'orientation de ces contraintes.

Une deuxième partie sera consacrée à la modélisation d'une vallée à l'aide du code de calcul UDEC[®]. Nous détaillerons la conception du modèle numérique d'un point de vue géologique, géométrique et mécanique (propriétés des formations et des joints). Plusieurs modélisations paramétriques seront menées. Le cas d'un modèle fracturé sera également étudié.

Enfin nous chercherons à établir un lien entre les mécanismes observés et l'évolution de la massivité dans couverture à partir d'une étude des déplacements et d'une approche énergétique. Nous verrons précisément qu'une situation de vallée a tendance à réduire la raideur du recouvrement et au contraire qu'un plateau a tendance à l'augmenter.

1- Introduction

La massivité de la couverture sédimentaire n'est pas une caractéristique intrinsèque. Elle dépend à la fois du contexte géomorphologique et géologique. En effet, si l'on se place dans une situation géomorphologique de type vallée, il semble que la raideur de la couverture est moins élevée, de par l'appel au vide crée par celle-ci, alors que dans le cas d'une situation de plateau, la fracturation est mal exprimée et les déplacements gênés, impliquant alors un recouvrement plus massif.

Nous nous proposons dans ce chapitre de valider ou non ces schémas initiaux à l'aide d'un ensemble de modélisations 2D afin d'évaluer dans quelle mesure une vallée ou un plateau joue sur la massivité de la couverture qui peut être, elle-même, responsable d'un phénomène d'effondrement brutal. Les questions auxquelles nous allons tenter de répondre sont donc les suivantes :

- l'excavation de la vallée entraîne une perturbation du champ de contrainte dans le massif mais jusqu'à quelle distance ? A partir de quelle distance se situe-t-on en situation de plateau ?
- quelles sont les effets sur un massif hétérogène et discontinu, en termes de contraintes et de déplacements au sein même d'une formation et au niveau des discontinuités horizontales ?
- quelles seront les conséquences, dans le recouvrement, de la présence d'une exploitation en profondeur ?
- quelle est l'influence de la présence d'une fracturation verticale dans le recouvrement ?
- et enfin comment traduire les déplacements et les contraintes observés dans la couverture en termes de massivité ?

Néanmoins avant d'entreprendre toutes modélisations, il semble intéressant de mener une étude bibliographique sur l'état de l'art de la connaissance de la répartition des contraintes dans des milieux à topographie irrégulière (vallée ou colline) et d'en faire une synthèse.

2- Les contraintes in situ en milieu à topographie complexe

2.1- Généralités sur les régimes de contraintes in situ

Contrairement aux matériaux artificiels comme le béton ou l'acier, les matériaux naturels comme les sols ou les roches sont soumis à un état de contrainte naturel appelé aussi contraintes in situ. La connaissance de cet état de contrainte est d'une importance capitale dans tous les problèmes de distributions de contraintes que ce soit dans le domaine du génie civil ou minier. En effet, la contrainte in situ détermine l'orientation et l'amplitude des contraintes autour des excavations souterraines comme les tunnels ou les mines. Ainsi la connaissance de cet état de contrainte est nécessaire à la modélisation et à l'exécution correcte des travaux.

En somme la connaissance de la répartition des contraintes dans un massif rocheux est un problème complexe, comportant une variabilité spatiale forte, influencé par de nombreux paramètres. Il est le résultat final d'une série d'événements géologiques et anthropiques comme décrit par Amadei & Stephanson (fig.1).

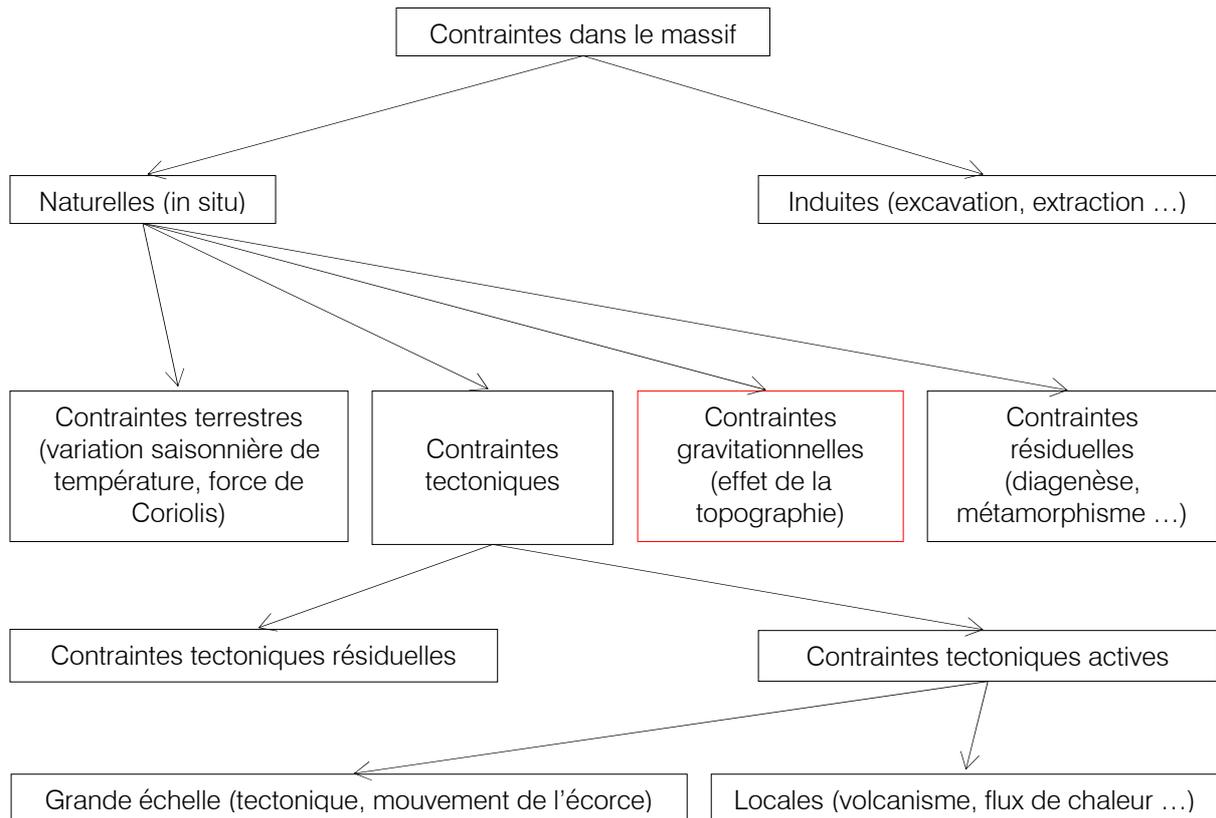


Figure 1 : Origine des contraintes in situ dans un massif rocheux

Comme il est mentionné sur la figure 1, un des facteurs majeurs jouant sur la distribution des contraintes dans un massif est la topographie. Les interrogations sont alors multiples :

- comment se comportent les contraintes à l'approche d'une montagne ou d'une vallée ?
- l'anisotropie des couches joue-t-elle un rôle dans ce type de situation ?
- que se passe-t-il lorsque le relief est symétrique ou asymétrique ?
- quelles sont les conséquences sur les contraintes lorsque ce relief est soumis à la fois à une charge tectonique horizontale et à une charge gravitationnelle ?

De nombreux auteurs (Amadei, Savage, Swolfs, McTigue ...) ont travaillé sur ces problèmes de répartition de contraintes dans des milieux à topographie irrégulière et essentiellement à partir d'élaboration de solutions analytiques.

2.2- Effet de la topographie sur les contraintes : solutions analytiques

L'hypothèse simpliste consistant à dire que les contraintes principales sont horizontales et verticales suivant la profondeur n'est plus valable lorsque nous sommes en présence d'une topographie non plane.

Considérons par exemple le cas d'un massif infini, isotrope et homogène présentant une topographie complexe constituée de collines et de vallées (Amadei, 1997). La distribution et l'orientation des contraintes, dans ce type de cas, sont présentées sur la figure 2.

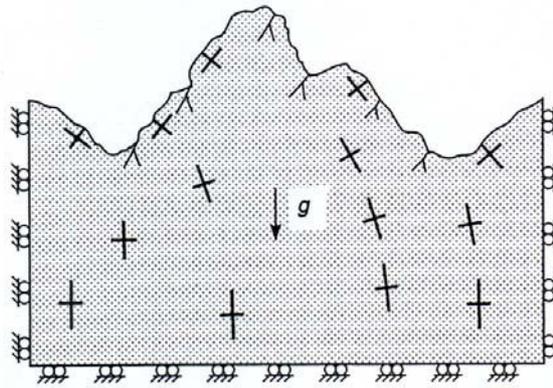


Figure 2 : Massif à topographie complexe présentant une succession de collines et vallées

La masse rocheuse est seulement soumise à l'effet de la gravité avec des déplacements latéraux bloqués. Les conditions aux limites étant fixées comme une frontière libre, nous voyons bien que les contraintes principales sont parallèles et normales à la surface. Avec la profondeur, les contraintes principales prennent petit à petit la même direction que dans le cas d'une surface extérieure horizontale.

Il est difficile de déterminer analytiquement les champs de contraintes in situ dans un massif avec une topographie irrégulière en utilisant la théorie de l'élasticité. Ainsi de nombreuses méthodes ont été développées afin de palier à ces difficultés.

Premièrement, Ling (1947) utilise la méthode des transformations conformes afin de déterminer les contraintes dans un milieu continu, isotrope et élastique. Une deuxième méthode, dite de la cartographie conforme, est proposée par Akhpatelov & Ter-Martirosyan (1971), Ter-Martirosyan, Akhpatelov & Manvelyan (1974), Ter-Martirosyan, Akhpatelov (1972), Savage, Swolfs & Powers (1985), Savage (1994) pour une charge gravitationnelle seulement, et par Savage & Swolfs (1986) pour un chargement dû à la pesanteur et à la tectonique. Cette méthode est restreinte au milieu isotrope bidimensionnel, et pour de faibles reliefs topographiques pour lesquels la fonction de cartographie conforme peut être trouvée avec exactitude. Une troisième approche, pour les milieux tri ou bidimensionnels isotropes, est la méthode des perturbations, étudiée par McTigue & Mei (1981, 1987), McTigue & Stein (1984), Srolovitz (1989), Gao (1991), et Liu & Zoback (1992). Liao, Savage & Amadei (1992) ont développé la méthode des perturbations pour un problème à deux dimensions dans un cas anisotrope. L'avantage de cette méthode est qu'elle peut s'adapter à n'importe quel type de relief topographique. Cependant, la solution obtenue est restreinte aux reliefs topographiques ayant une pente n'excédant pas 10%.

Ces trois méthodes montrent clairement que la topographie peut avoir un effet majeur sur la magnitude et la distribution des contraintes in situ. Savage, Swolfs & Powers (1985) montrent que l'expression des contraintes gravitationnelles, dans le cas de collines et vallées symétriques et isotropes, dépend de la géométrie de la topographie et du coefficient de Poisson de la roche. Il a été trouvé qu'une contrainte de compression horizontale non nulle apparaît au niveau des collines et qu'une contrainte en traction se développe sous les vallées. La contrainte en compression horizontale décroît au fur et à mesure que l'on se rapproche du sommet de la colline. Les contraintes en traction sous les vallées deviennent compressives avec l'augmentation du coefficient de Poisson. Par ailleurs, la région en traction sous la vallée s'accroît latéralement quand la pente de la vallée est importante (fig.3). Savage, Swolfs &

Powers (1985) montrent également que lorsque la colline est assez étendue en surface, le champ de contrainte est affecté beaucoup plus en profondeur.

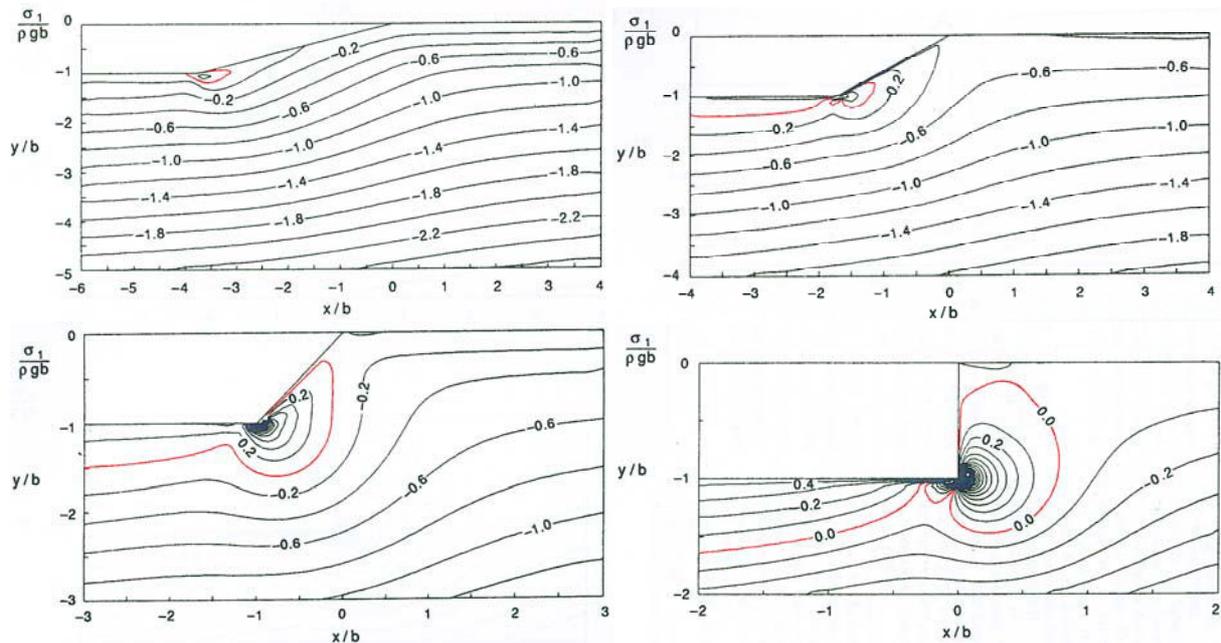


Figure 3 : Contours de $\sigma_1 / \rho g b$ pour une pente de (a) 15° , (b) 30° , (c) 45° et (d) 90° . En rouge sont figurées les limites de la zone en traction pour chaque cas (Savage, 1994).

De plus, comme il a été montré par Savage & Swolfs (1986), si l'on superpose l'effet d'une contrainte en compression, équivalente à une contrainte tectonique horizontale, et d'une contrainte gravitationnelle, on remarque une faible augmentation de la composante horizontale de la contrainte en compression au niveau de la crête de la colline. Sous les vallées, cette superposition engendre une diminution spatiale de la région en traction.

Enfin, McTigue & Mei (1981, 1987) et Liao, Savage & Amadei (1992) montrent que la topographie affecte la distribution des contraintes gravitationnelles même dans des régions ayant de faibles pentes. Liao, Savage & Amadei (1992) ont aussi déduit que la valeur de la contrainte horizontale, dans les collines et les vallées orthotropes et isotropes transverses, dépend fortement des propriétés élastiques de la roche et de l'orientation de ces éléments constitutifs suivant la surface extérieure.

Le lecteur pourra se reporter à l'annexe C1 afin d'avoir le détail précis des calculs analytiques menant à ces différents résultats.

L'ensemble des résultats obtenus à partir des raisonnements analytiques sont établis pour des milieux à géométrie plus ou moins complexes. Les milieux sont considérés, dans tous les cas, comme continus, élastiques et homogènes. Selon les auteurs, les propriétés mécaniques des milieux peuvent être soit isotropes soit anisotropes. Ces calculs analytiques ne sont pas appliqués à des milieux hétérogènes. Ils ne sont donc pas en mesure de nous renseigner sur la répartition des contraintes dans un massif rocheux hétérogène constitué de n couches, aux propriétés mécaniques différentes, et adoptant une loi de comportement élasto-plastique. Par ailleurs, les milieux considérés sont continus. Ils ne prennent donc pas en compte et ne reflètent pas le rôle des discontinuités interlits suite à la formation d'une vallée (plastification, ouverture et/ou fermeture). Néanmoins, ils présentent l'avantage de ne pas être dépendants des conditions aux limites et peuvent donc servir de référence pour nos futures modélisations

numériques, qui vont nous permettre de réaliser des calculs dans des conditions plus complexes.

3- Modélisation à grande échelle d'une situation de vallée

3.1- Stratégie de modélisation et choix d'un code de calcul

L'objectif principal de ces simulations numériques est d'observer et de comprendre comment la couverture est sollicitée sous l'effet d'une vallée ou d'un plateau en présence ou non d'une fracturation verticale. Pour y parvenir, le choix du code de calcul 2D s'est orienté sur le code de calcul UDEC® (Itasca) basé sur la méthode des éléments distincts. Ce type de code offre l'avantage de prendre en compte facilement des discontinuités. Le milieu discontinu est représenté par un assemblage de blocs discrets. Les discontinuités sont traitées comme des conditions de frontière entre les blocs. Elles peuvent subir de larges déplacements et les blocs peuvent tourner et se comporter comme des matériaux déformables ou rigides. Dans le cas où les blocs sont déformables, ceux-ci sont subdivisés en éléments différence finie, et chaque élément répond à une loi contrainte-déformation linéaire ou non. Le mouvement relatif des discontinuités est lui gouverné par une loi force-déplacement, linéaire ou non également, permettant un déplacement à la fois normal et tangentiel. Enfin, le code UDEC® est basé sur un schéma de calcul lagrangien permettant ainsi des déformations et des mouvements larges pour l'ensemble du système de blocs.

Le schéma de résolution est fondé sur un schéma de résolution implicite. La figure 4 précise la séquence de calcul utilisé.

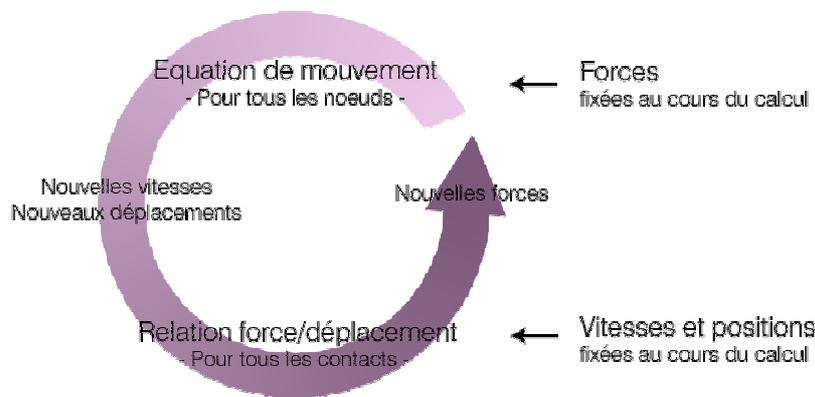


Figure 4 : Séquence de calcul générale de la méthode des éléments distincts (schéma implicite)

Le lecteur pourra se reporter à l'annexe C2 afin d'obtenir de plus amples informations sur le principe et la méthode de résolution de ce code de calcul.

3.2- Choix d'un modèle géologique le plus réaliste possible

3.2.1- Couches du recouvrement

Comme nous avons pu le voir dans le chapitre 2, un programme important de reconnaissance géologique et géotechnique par forages carottés a été lancé en avril 2003 par GEODERIS. Il comporte douze sondages carottés dans les formations de couverture et en particulier deux (SC1a et SC1b) se situant dans la région de la ville de Moutiers (fig.5).

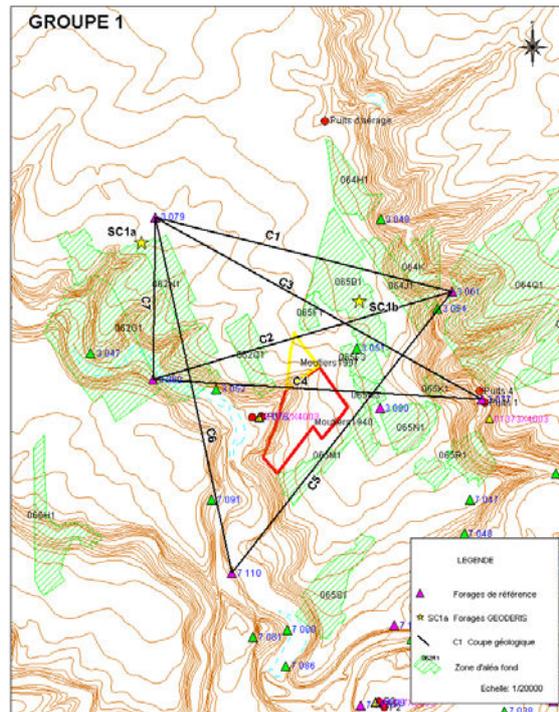


Figure 5 : Plan de localisation des forages et des coupes géologiques du secteur de Moutiers (Lacomme, 2003)

A partir de plusieurs forages de référence réalisés par le BRGM (S3079 et S3077), diverses coupes géologiques ont pu être effectuées (fig.6). Pour concevoir un modèle géométrique, caractéristique d'une situation de vallée, nous nous sommes appuyés sur la coupe C3 qui présente l'avantage d'être la plus simple et représentative de cette géomorphologie.

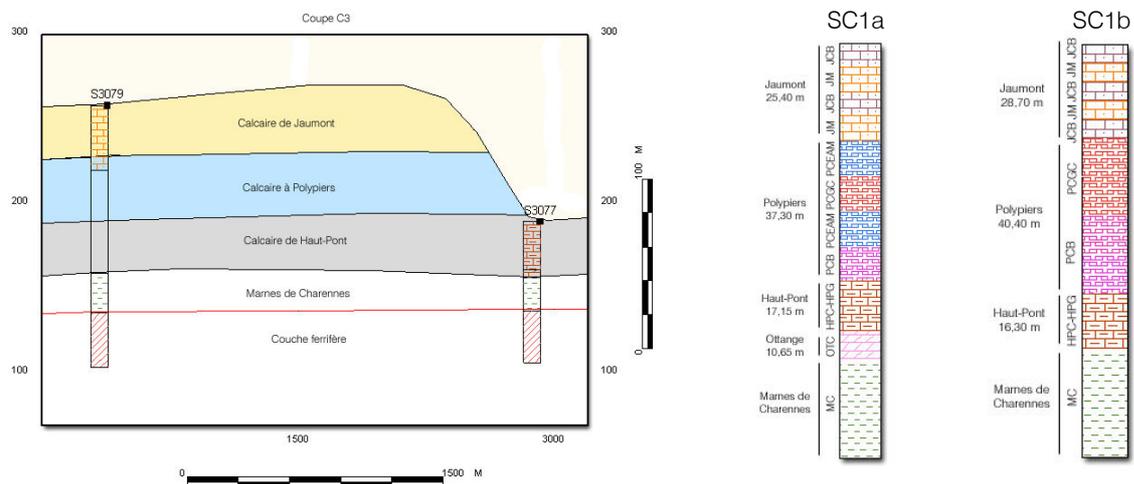


Figure 6 : Coupe géologique C3 et faciès-types des sondages SC1a et SC1b

Suivant les différentes coupes disponibles présentant une géomorphologie de type vallée, nous avons entrepris plusieurs calculs de pentes. Ces valeurs de pente s'échelonnent entre 6° et 10°. Dans l'ensemble des modélisations qui suivent, nous avons donc opté pour une valeur de pente de 10°. On constate également que la plupart des couches sont sub-horizontales, par conséquent le pendage des couches sera considéré comme nul.

Une fois le choix de la géométrie du modèle déterminé, il faut à présent définir un recouvrement calcaire de référence. Pour ce faire, nous nous sommes basés sur les sondages SC1a et SC1b (fig.6). Dans le but de tenter de mettre en évidence le rôle que pourrait jouer un banc raide dans le recouvrement, il nous a semblé judicieux d'utiliser les faciès-types présentant la plus grande raideur. Ainsi, la couverture sera composée d'une couche affleurante raide (JCB) pour les calcaires de Jaumont, d'une alternance raide (PCGC), souple (PCEAM) et raide (PCB) pour les calcaires à polypiers et finalement d'une couche raide (HPC) et un peu moins raide (OTC) pour les calcaires de Haut-Pont et les calcaires d'Ottange. Entre ce recouvrement calcaire et le toit de la formation ferrifère, on trouve la formation des marnes de Charennnes.

Un modèle dit de « référence », supposé être le plus représentatif, est donc défini et est présenté sur la figure 7.

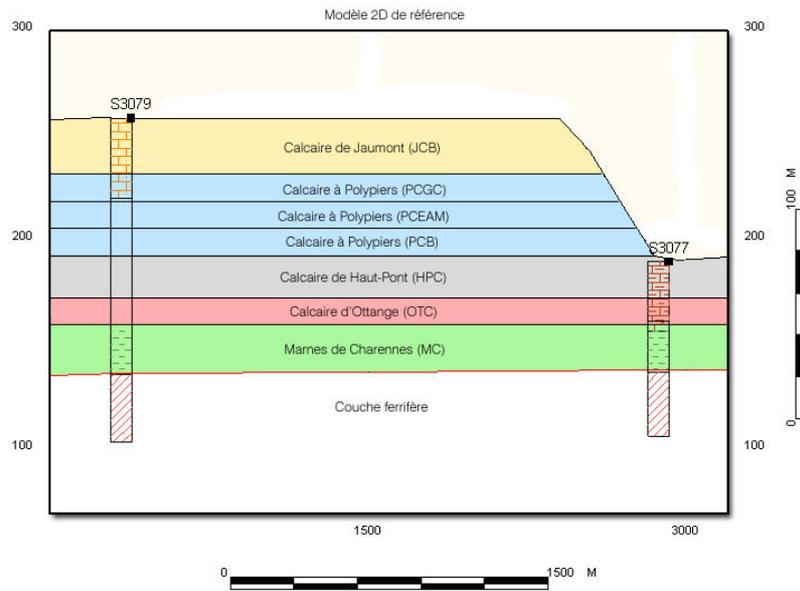


Figure 7 : Définition du recouvrement calcaire pour l'ensemble des modélisations numériques

3.2.2- Couches exploitées de la formation ferrifère et mur des couches exploitées

La couche ferrifère est constituée d'un toit immédiat, de trois couches de fer séparées d'intercalaires, composées d'alternance calcaire-marne. A l'échelle de cette étude (kilométrique), on admet que les couches de minerai et les intercalaires sont constituées d'un même matériau avec un comportement identique et les mêmes caractéristiques. Le toit immédiat, supposé épais de 10 m, est constitué d'un matériau légèrement plus déformable et moins résistant que le minerai pour traduire l'alternance couche jaune sauvage - couche rouge - marnes micacées, généralement rencontrée au toit de la couche jaune principale supérieure.

Typiquement dans le bassin ferrifère lorrain, la puissance moyenne des couches de minerai est de 3,5 m, l'épaisseur moyenne des intercalaires entre les couches de minerai de 6,5 m. Enfin 3 niveaux de couches de minerai sont considérés : jaune (supérieure), grise et brune.

Géologiquement en dessous de la formation ferrifère, on distingue la présence de marnes dites inférieures. Entre la dernière couche de minerai généralement exploitée (couche brune) et les marnes inférieures, nous avons introduit une couche supplémentaire d'une puissance de 10 m qui a le même comportement mécanique que le toit immédiat de la formation. Cette couche

traduit l'alternance des marnes (de très mauvaise qualité) et de la couche de minerai noirâtre généralement rencontrée au mur de la couche brune.

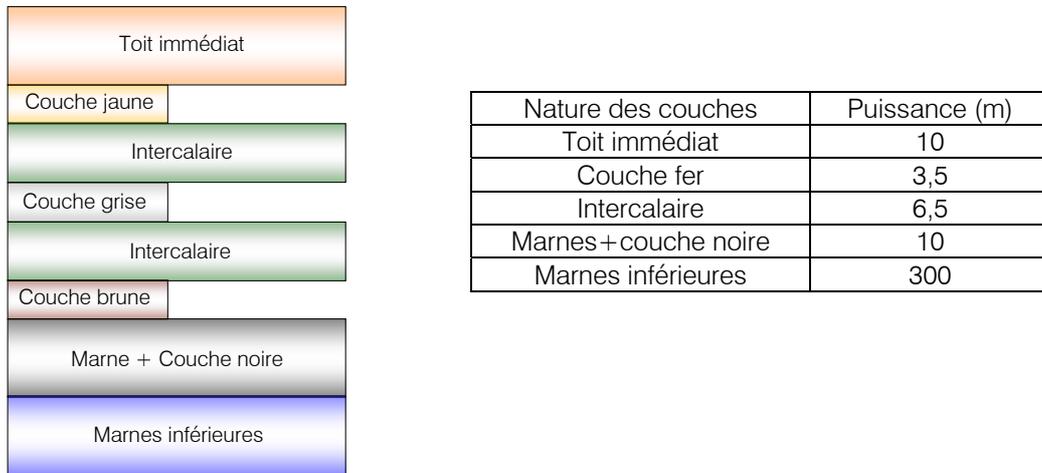


Figure 8 : Géologie et dimension de la formation ferrifère

3.3- Propriétés mécaniques

Nous avons admis que tous les matériaux ont une masse volumique moyenne, ρ , de 2500 kg/m³. Pour le coefficient de Poisson, on prendra les valeurs moyennes suivantes : 0,3 pour les marnes et 0,25 pour les calcaires.

3.3.1- Matériaux du recouvrement

Le tableau 1 résume les différentes propriétés mécaniques affectées pour chaque faciès-type calcaire. On distingue d'une part les caractéristiques issues du laboratoire de celles « massif » c'est-à-dire pondérées de la fracturation. Toutes ces propriétés mécaniques sont issues de la méthodologie décrite dans le chapitre 2.

Tableau 1 : Caractéristiques de laboratoire (l) et massif (m) des faciès-types (Homand, 2004)

	E_l (GPa)	R_{c_l} (MPa)	C_l (MPa)	Φ_l (°)	E_m (GPa)	R_{c_m} (MPa)	C_m (MPa)	Φ_m (°)
JCB	34	54	13	43	22	9,62	1,3	60
PCGC PCB	44	54	-	-	26	8,4	1,7	55
PCEAM	24	27	5	33	4	11,16	0,5	33
HPC	51	71	9	32	25	13,74	2,3	54
OTC	20	22	2	34	5	2,54	0,8	29

Rappelons que le module de déformabilité massif et les critères de rupture « massif » sont issus de la méthodologie de Hoek & Brown 1997 décrite en annexe B7.

Les propriétés affectées aux marnes de Chareennes ne suivent évidemment pas la même méthodologie. En effet dans le calcul de l'indice RMR, il est préférable de limiter l'application de la classification de Bieniawski (1989) aux massifs rocheux fracturés et constitués de roches résistantes, car elle dépend à 70% de la fracturation et à 15% de la résistance de la roche (voir chapitre 2). On peut donc difficilement appliquer cette classification aux formations argileuses ou marneuses pour lesquelles l'espacement entre fractures et le RQD n'ont pas de sens, le nombre de fractures augmentant avec la désaturation (retrait). A défaut de valeurs de RMR pour les marnes de Chareennes, la méthodologie de Hoek & Brown (1997) n'est donc pas applicable. Nous avons donc convenu de prendre sur l'ensemble des essais laboratoires pratiqué sur les marnes de Chareennes (Homand, 2004), comme propriétés mécaniques, les valeurs les plus faibles (tableau 2).

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques des marnes de Chareennes (Homand, 2004)

Module de Young E (MPa)	6000
Résistance à la traction R_c (MPa)	0,5
Résistance à la compression R_t (MPa)	3,2
Cohésion C (MPa)	1
Angle de frottement Φ (°)	30

3.3.2- Matériaux de la formation ferrifère et autres

Les propriétés « massif » de la formation ferrifère sont obtenues à partir des essais en laboratoires issus de Homand & Dagalier (2003) et sont déterminées également par la méthodologie de Hoek & Brown (1997). Nous avons admis que les caractéristiques du toit de la couche jaune sont égales à 75% de celle de la formation traduisant l'alternance des marnes et de la couche de minerai non exploitée.

Nous avons affecté comme propriétés mécaniques aux marnes du mur de la couche brune, des caractéristiques assez faibles traduisant la succession de minerai et d'intercalaires marneuses de très mauvaises qualités. Elles auront donc le tiers des propriétés des marnes de Chareennes. Enfin les marnes inférieures auront des caractéristiques de comportement identiques à celles de la formation ferrifère (tableau 3).

Tableau 3 : Caractéristiques mécaniques de la formation ferrifère et autres matériaux

	E_m (MPa)	R_{c_m} (MPa)	C_m (MPa)	Φ_m (°)
Toit du minerai	5860	3,4	0,9	26
Fer	7810	4,5	1,2	35
Marnes au mur de la couche brune	2000	1	0,3	10
Marnes inférieures	7810	4,5	1,2	35

3.4- Loi de comportement adoptée pour les modélisations

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{ij} . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la loi de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2)$$

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles (plastiques). Nous avons donc opté plutôt pour une loi de type élasto-plastique permettant de prendre en compte à la fois les déformations plastiques ε^p et élastiques ε^{el} . Il existe de multiples critères modélisant la rupture au sein des roches : Hoek & Brown, Drucker-Prager ... Nous avons choisi, pour l'ensemble des simulations numériques, un comportement élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge $f(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $g(\sigma_{ij})$.

3.4.1- Surface de charge

La surface de charge permet de diviser l'espace des contraintes en deux parties. Une première (intérieur de la surface de charge) qui correspond à un état de déformations réversibles et une seconde qui correspond à la surface de charge en elle-même et sur laquelle des déformations irréversibles apparaissent. La frontière entre ces deux domaines se caractérise par une fonction scalaire f appelée fonction de charge.

Dans le cas de Mohr-Coulomb, le modèle associe deux paramètres de rupture (C la cohésion et Φ l'angle de frottement), la forme de l'enveloppe de rupture est une droite.

$$f_s(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - N_\Phi \sigma_3 + 2C\sqrt{N_\Phi} \quad \text{avec} \quad N_\Phi = \frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi} \quad (3)$$

où σ_1 est la contrainte principale majeur et σ_3 la contrainte principale mineure.

3.4.2- Loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique g_s . En général, f est égale à la somme de g et d'une constante. La loi est dite associée lorsque f et g sont confondues. La loi d'écoulement permet de diriger, selon les cas, l'incrément de contrainte vers l'intérieur ou vers l'extérieur du domaine élastique.

Dans le cas de Mohr-Coulomb, le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation 4 :

$$g_s(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Psi}{1-\sin\Psi} \sigma_3 \quad (4)$$

Lorsque les angles Φ (angle de frottement) et Ψ (angle de dilatance) sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

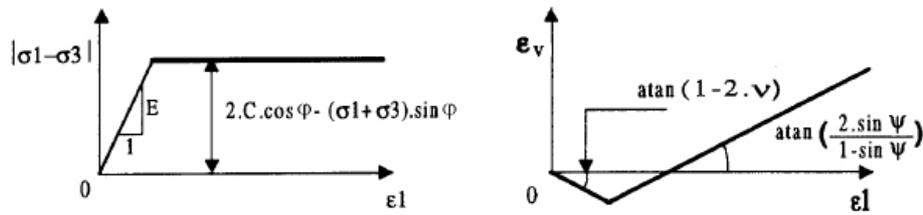


Figure 9 : Modèle de Mohr-Coulomb

Un autre modèle peut éventuellement faire entrer en ligne de compte, σ_t la contrainte de rupture en traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb :

$$f_t(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_t - \sigma_3 \quad \text{et} \quad g_t(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = -\sigma_3 \quad (5)$$

C'est ce type de modèle qui est utilisé dans le code UDEC[®] (fig.10).

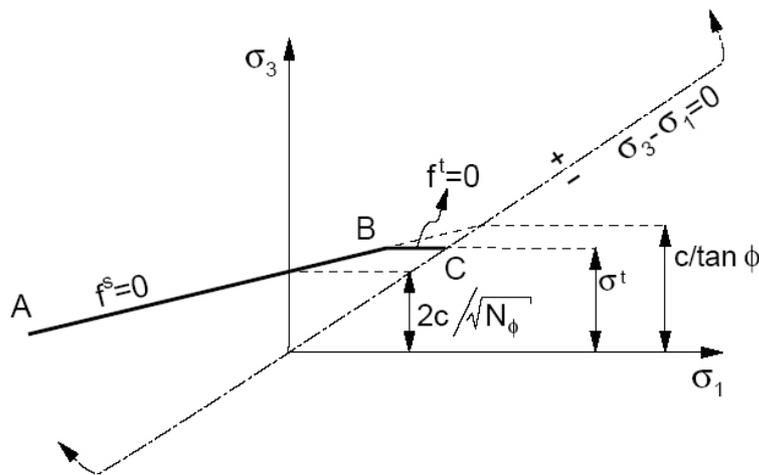


Figure 10 : Critère de rupture de type Mohr-Coulomb implémenté dans UDEC[®]

3.5- Définition de la géométrie et maillage

La formation d'une vallée engendre l'excavation de très grands volumes de roches. Il faut donc s'interroger et prendre quelques précautions sur le choix de la géométrie du modèle.

Merrien-Soukatchoff & Omraci (2001) montrent qu'il existe une grande hétérogénéité dans les résultats obtenus suivant les différentes dimensions des modèles adoptés. Ces auteurs étudient en particulier la stabilité d'un talus et aboutissent, pour avoir des résultats cohérents en contraintes et déplacements, à une définition de modèle relativement profond et assez étroit.

De plus si l'on définit l'élanement comme étant le rapport $e=H/h$ et D la distance comme indiquée ci-dessous (fig.11), Arif (1998) a considéré qu'il fallait adopter des élanements au moins supérieurs à 20 pour modéliser un talus isolé et Mestat (1993) ajoute qu'il faut respecter une distance de 3 à 5D pour définir la longueur du modèle.

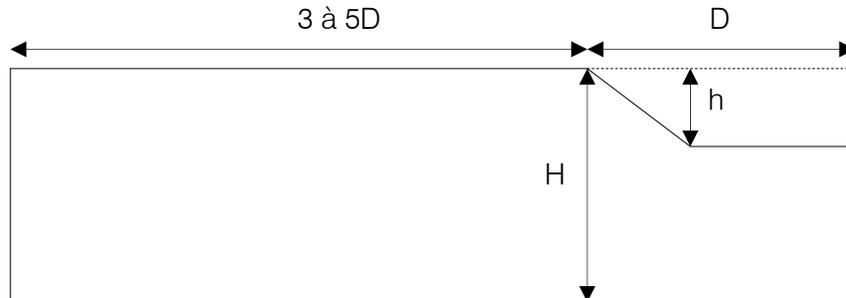


Figure 11 : Conditions de dimensionnement de modèle pour être hors influence de la géométrie (Arif 1998, Mestat 1993)

Après plusieurs tentatives et vérifications, nous avons retenu (pour une future vallée de 1100 m de large et 70 m de haut) un modèle de 5650 m de long sur 2750 m de profondeur.

Chaque couche est définie sur toute la longueur. Les calcaires de Jaumont ont une puissance de 32 m, les calcaires à polypiers 36 m répartis en trois couches de 12 m pour chaque faciès-type, les calcaires de Haut-Pont 22 m, les calcaires d'Ottange 10 m, les marnes de Charennes 22 m et enfin l'intercalaire marneuse correspondant au toit de la formation ferrifère 10 m. La formation ferrifère est fixée de 132 m à 154 m de profondeur. Les marnes au mur et inférieures sont respectivement épaisses de 10 m et 134 m (fig.12a et 12c).

Le modèle étant grandement prolongé en profondeur, la partie inférieure (ou base du modèle) est définie comme étant une unité résistante élastique disposant de caractéristiques mécaniques 4 fois plus fortes que celles de la formation ferrifère. Par ces choix (caractéristiques et hauteur du modèle), nous entendons être loin des zones de perturbations des contraintes dues à l'excavation de la vallée.

Enfin, il reste à délimiter la présence d'exploitations souterraines dans le modèle. Nous considérons donc 3 exploitations : une située loin de la vallée donc dite « sous plateau », une située en « bordure de vallée » et enfin une placée « sous la vallée » (fig.12b). Ce choix de positionnement des mines, nous permettra par la suite d'examiner les effets d'une vallée sur une exploitation en fonction de sa position par rapport à la vallée.

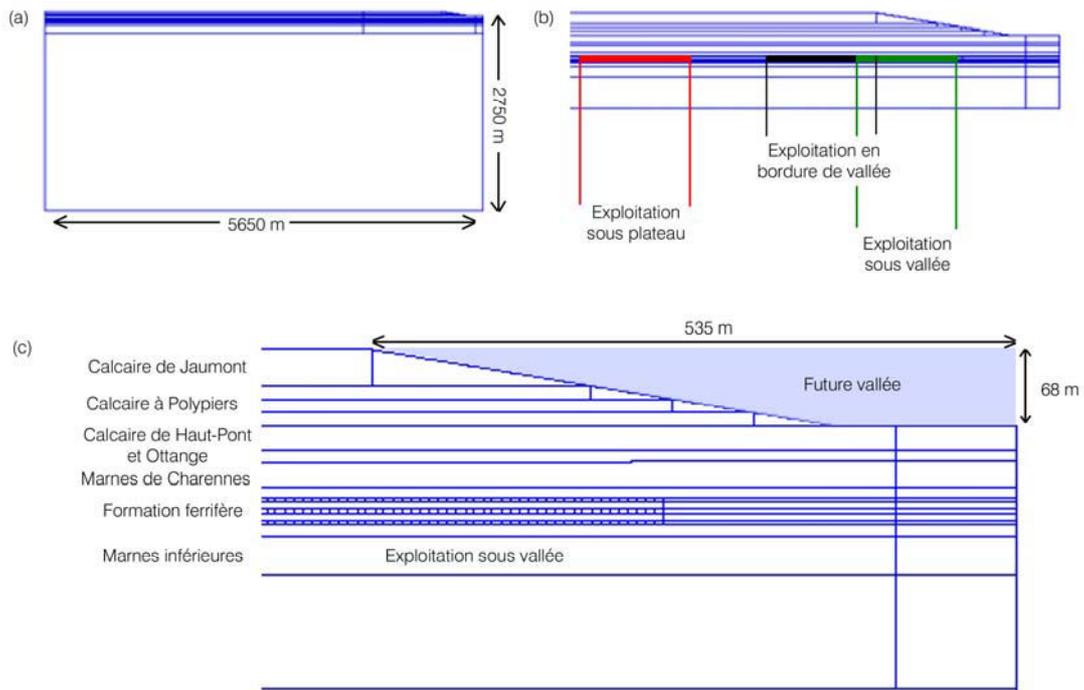


Figure 12 : (a) Géométrie, (b) exploitation et (c) géologie du modèle sous UDEC®

Les joints horizontaux sur la figure 12 représentent les discontinuités interlits alors que les joints verticaux (dits également fictifs) ont été introduits pour affiner le maillage, leurs caractéristiques étant définies afin d'assurer la continuité des grandeurs mécaniques. Nous verrons plus tard et en détails le rôle de ces joints et leur comportement.

Hors zones d'influence (c'est-à-dire la partie inférieure et gauche du modèle), le maillage est choisi comme grossier. A l'inverse, dans les zones d'intérêt (proximité de la vallée, piliers et intercalaires, toit immédiat et recouvrement), le maillage a été considérablement affiné de sorte de pouvoir modéliser le plus précisément possible les différents résultats des modélisations. Dans la zone d'intérêt, les éléments de maillage sont carrés et triangulaires d'aire respective $0,25 \text{ m}^2$ et $0,02 \text{ m}^2$ (superficie moyenne pour les triangles).

Au total, le modèle est constitué de 512 blocs divisés en 2 320 296 zones et de 1 197 944 nœuds. Par conséquent sa mise en place et son exécution nécessitent un temps de calcul assez important.

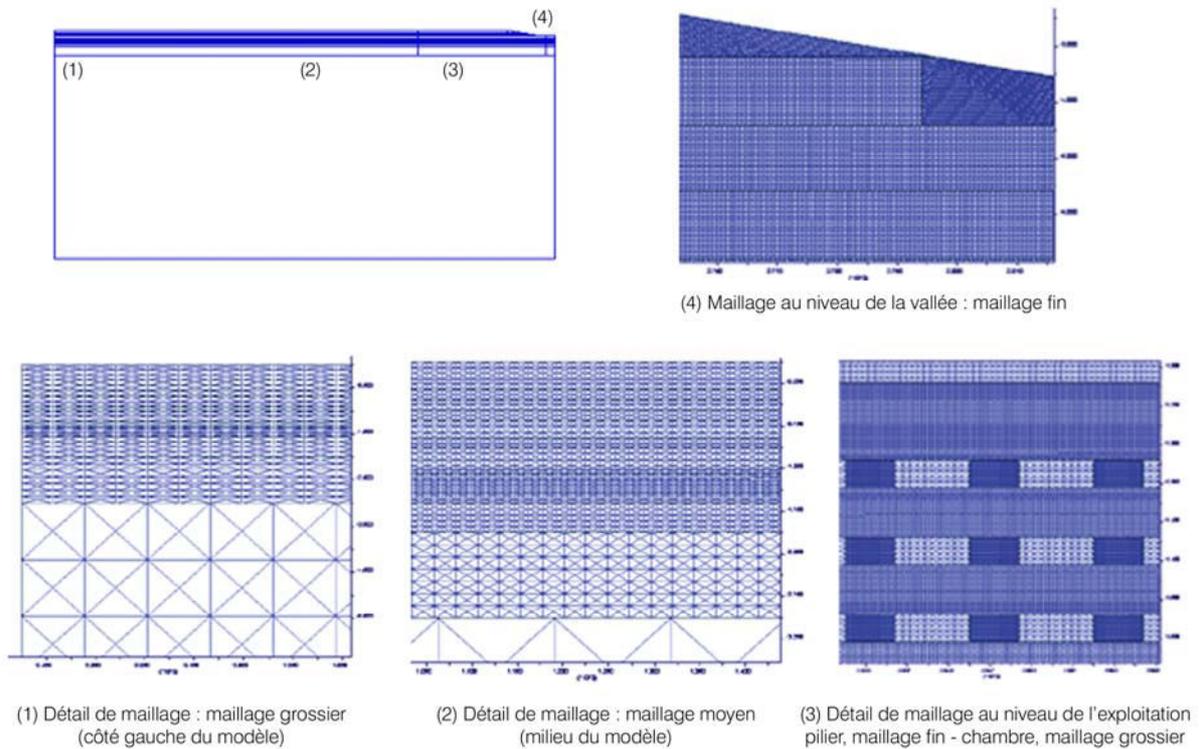


Figure 13 : Détails de maillage

3.6- Propriétés mécaniques des limites de couches

Deux types de joints sont introduits : les joints dits réels représentant les discontinuités horizontales, soit les limites de couches, et les joints dits fictifs qui eux sont verticaux et qui permettent d'affiner le maillage (transition d'un maillage grossier à fin) tout en assurant la continuité des grandeurs mécaniques des formations. Ne disposant pas de résultats de caractérisation mécanique de ces limites de couches, nous nous sommes appuyés sur la littérature. En clair, la bibliographie donne des méthodes qui permettent d'évaluer les valeurs des raideurs des joints fictifs et des joints réels. Par suite nous admettrons que dans la réalité les discontinuités seront beaucoup plus déformables.

Le tableau 4 donne les caractéristiques des joints à déterminer pour la modélisation mais nous nous intéresserons principalement à la détermination de la raideur normale (k_n) et de la raideur tangentielle (k_s) qui sont essentielles comme données d'entrée pour les simulations.

Tableau 4 : Caractéristiques des joints

Notation	Caractéristique	Unité
Jk_n	Raideur normale	MPa/m
Jk_s	Raideur tangentielle	MPa/m
JCoh	Cohésion du joint	MPa
Jdil	Coefficient de dilatance	Tangente de l'angle de dilatance
Jfric	Coefficient de frottement	Tangente de l'angle de frottement
Jtensile	Résistance à la traction	MPa

Signalons que le détail et la signification des paramètres concernant les joints figurent en annexe C3.

3.6.1- Joints fictifs

A travers la bibliographie, on rencontre plusieurs propositions de caractéristiques de joints fictifs. Nous avons fait le choix de retenir l'approche de Kulatilake et al. (1992) combinée aux travaux de Bandis et al. (1983). L'avantage d'utiliser cette méthode est qu'elle a été élaborée à partir d'une modélisation à grande échelle d'un massif, que le code utilisé fut un code aux éléments distincts, comme dans notre cas, et enfin qu'elle ne ralentit pas les temps de calcul. Kulatilake et al. (1992) proposent que la raideur tangentielle Jk_s peut subir une variation fonction du rapport :

$$\frac{G}{K_s} = 0,008 \text{ à } 0,012 \quad (6)$$

Ils définissent également :

$$\frac{K_n}{K_s} = \frac{E}{G} \quad (7)$$

où E et G correspondent au module de Young et de cisaillement des matériaux.

D'après (6) et (7) :

$$\frac{K_n}{K_s} = \frac{E}{G} = 1 + 2\nu = 2,5 \quad (8)$$

Les valeurs des caractéristiques des joints fictifs sont résumées dans le tableau 5. Elles ont été calculées à partir des modules donnés dans les tableaux 1, 2 et 3 et de la relation (7) et en admettant un rapport G/K_s de 0,008 (hypothèse de joints raides).

Tableau 5 : Caractéristiques des joints fictifs

	Jks (MPa/m)	Jkn (MPa/m)
Joint dans Jaumont (JCB)	$7,31.10^5$	$1,83.10^6$
Joint dans polypiers (PCGC)	$8,69.10^5$	$2,17.10^6$
Joint dans polypiers (PCEAM)	$1,30.10^5$	$3,25.10^5$
Joint dans polypiers (PCB)	$8,69.10^5$	$2,17.10^6$
Joint dans Haut-Pont (HPC)	$8,39.10^5$	$2,10.10^6$
Joint dans Ottange (OTC)	$1,56.10^5$	$3,91.10^5$
Joint dans marnes de Chareennes (MC)	$2,18.10^5$	$5,67.10^5$
Joint dans toit formation	$1,95.10^5$	$4,88.10^5$
Joint dans minerai	$2,60.10^6$	$6,51.10^6$
Joint dans marne mur	$1,09.10^5$	$2,83.10^5$
Joint dans marne base	$2,60.10^6$	$6,51.10^6$

Les valeurs de raideurs dans le minerai sont 10 fois supérieures à celles obtenues par la méthode d'identification qui a été présenté. Ceci tient du fait que plusieurs joints horizontaux et verticaux ont été créés dans la formation autour de l'exploitation et a pour but de minimiser les

mouvements à travers ces discontinuités fictives. A noter que pour les joints fictifs, le comportement normal et tangentiel est considéré comme élastique.

3.6.2- Joints réels

Les nombreuses études expérimentales réalisées sur les joints rocheux par plusieurs auteurs et équipes à travers le monde ont permis d'approcher leur comportement mécanique. En particulier, il est clairement établi que le comportement mécanique des joints dépend de la résistance à la compression simple de la roche intacte (σ_c), de la résistance des épontes (JCS), de la morphologie (JRC développé par Barton), du degré d'altération des épontes, de la nature du joint (naturel ou artificiel). Selon les matériaux qu'il traverse, le joint sera soit tendre, moyennement tendre ou raide.

La résistance à la compression simple des épontes du joint (JCS) correspond, comme il a été mentionné ci-dessus, à la résistance σ_c à la compression simple de la roche. On considère ensuite 3 cas :

- si le joint est non altéré $JCS = \sigma_c$,
- si le joint est altéré mais la roche est intacte à la périphérie du joint $JCS < \sigma_c$,
- pour une roche uniformément altérée $JCS = \sigma_c$.

Les travaux de Bandis et al. (1983), correspondant à une large caractérisation mécanique de plusieurs types de joints, ont proposé des modèles de comportement en particulier sur le comportement normal des joints. Ils ont pu ainsi établir des relations empiriques qui permettent de calculer des caractéristiques de joints réels.

On admettra que nos limites de couches sont quasi-lisses, soit un JRC de 5 et non altérées soit un JCS voisin de σ_c . Selon Bandis, l'ouverture initiale a_j du joint est donnée par :

$$a_j = \frac{JRC}{5} \left(\left(0,2 * \frac{\sigma_c}{JCS} \right) - 1 \right) \quad (9)$$

Soit une ouverture initiale, en prenant les définitions ci-dessus, $a_j \approx 0,1$ mm.

3.6.2.1- Raideur normale Jk_n

Bandis et al. (1983) propose la relation empirique suivante donnant la raideur normale initiale k_{ni} et la fermeture maximale V_m (sur la base du 1^{er} cycle) :

$$k_{ni} = 7,15 + 1,75 JRC + 0,02 \frac{JCS}{a_j} \quad (10)$$

$$V_m = -0,296 - 0,0056 * JRC - 2,241 \left(\frac{JCS}{a_j} \right)^{-0,245} \quad (11)$$

On rappelle que la contrainte normale (compression positive) est liée à la fermeture normale (positive) par l'hyperbole de Bandis et al. (1983) :

$$\sigma_n = \frac{u_n k_{ni}}{1 - \frac{u_n}{V_m}} \quad (12)$$

Par suite la raideur normale en fonction de la contrainte normale est donnée par :

$$K_n = k_{ni} \left[1 - \frac{\sigma_n}{V_m k_{ni} + \sigma_n} \right]^{-2} \quad (13)$$

Pour deux matériaux en contact, nous admettrons que la raideur normale du joint sera celle du matériau le plus tendre et la contrainte normale qui agit sur ce joint égale au poids des terrains sus-jacents. Pour une ouverture $a_j \approx 0,1$ mm, les relations (10), (11) et (13) permettent de calculer la raideur normale sur chaque limite de couche.

3.6.2.2- Raideur tangentielle Jk_s

On admettra le même rapport K_n/K_s que celui établi pour les joints fictifs, c'est-à-dire :

$$K_s = K_n \times \frac{G}{E} \quad (14)$$

Sur la base de cette méthodologie, nous avons calculé les raideurs Jk_n et Jk_s des limites de couches. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 6 :

Tableau 6 : Caractéristiques des joints réels issus de la méthodologie de Bandis et al. (1983)

	Jk_n (MPa/m)	Jk_s (MPa/m)
JCB/PCGC	$4,41.10^3$	$1,76.10^3$
PCGC/PCEAM	$3,63.10^3$	$1,45.10^3$
PCEAM/PCB	$4,19.10^3$	$1,68.10^3$
PCB/HPC	$6,15.10^3$	$2,46.10^3$
HPC/OTC	$6,08.10^3$	$2,43.10^3$
OTC/Chareennes	$6,65.10^3$	$2,66.10^3$
Chareennes/Toit formations	$8,56.10^3$	$3,42.10^3$
Toit formations/Jaune	$1,02.10^4$	$4,08.10^3$
Jaune/Intercalaire	$1,13.10^4$	$4,52.10^3$
Intercalaire/Grise	$1,16.10^4$	$4,64.10^3$
Grise/Intercalaire	$1,17.10^4$	$4,70.10^3$
Intercalaire/Brune	$1,20.10^4$	$4,82.10^3$
Brune/Marne Inf	$1,02.10^4$	$4,07.10^3$
Marne Inf. Formation raide	$1,33.10^4$	$5,33.10^3$

Le comportement normal aux limites de couche sera considéré comme élastique et sans résistance en traction. Dans la direction tangentielle, le comportement sera élastoplastique parfait limité par le critère de Mohr-Coulomb.

3.7- Conditions initiales, aux limites et phasage

La contrainte verticale est donnée par le poids des terrains sous-jacents et on considère que les contraintes initiales sont isotropes soit :

$$\sigma_h = \sigma_H = \sigma_v = \gamma h \quad (15)$$

Les phases de calculs seront les suivantes :

- un équilibre initial consistant à soumettre le modèle aux conditions initiales des contraintes de chargement, des conditions aux limites (symétrie, conditions à la base) et de réaliser les calculs jusqu'à l'équilibre. Tous les joints, fictifs et réels, seront bloqués en ayant comme caractéristiques les valeurs les plus élevées obtenues pour les joints fictifs. Cette phase est dite « phase de consolidation »,
- imposer un déplacement horizontal nul à la limite latérale gauche (traduisant ainsi la non-influence de la vallée et des travaux futurs à cette limite), et excaver la vallée. L'excavation se fait en une seule fois,
- conserver le déplacement nul à la limite latérale gauche et excaver les quartiers.

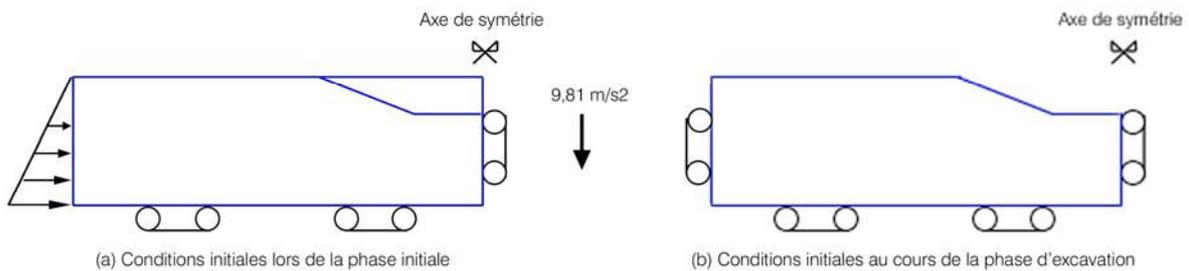


Figure 14 : Conditions initiales et aux limites au cours des phases de calculs

4- Etude paramétrique et résultats

Afin de quantifier au mieux l'influence d'une vallée sur le comportement de la couverture et d'avoir un réel ordre d'idée sur le rôle des discontinuités dans les mécanismes engendrés par la formation de la vallée, une étude paramétrique est menée selon les propriétés mécaniques des discontinuités horizontales en faisant varier les raideurs des joints. Pour faciliter les écritures et la compréhension des modélisations, nous nommerons le modèle dit de référence par « K_{ns} » correspondant à la modalité où les joints ont les propriétés définies dans le tableau 6. Les modalités étudiées sont donc les suivantes et notées par :

- « K_{ns++} » : « K_{ns} base » x 100,
- « K_{ns+} » : « K_{ns} base » x 10,
- « K_{ns} » : « K_{ns} base »,
- « K_{ns-} » : « K_{ns} base » x 0,1,
- « K_{ns--} » : « K_{ns} base » x 0,01.

Géologiquement, ces différentes raideurs peuvent correspondre à des joints centimétriques remplis de matière plus ou moins argileuse ou marneuse. Suivant ce remplissage, le joint possèdera, selon les cas, un comportement plutôt raide ou plutôt souple.

4.1- Zone de perturbation induite par la vallée en fonction des raideurs

La situation de vallée ne peut exister qu'à une certaine distance de la pente. Afin d'établir une distinction entre la condition de plateau et de vallée, nous devons dans un premier temps

définir une limite à partir de laquelle le champ de contrainte ne se situe plus dans une zone perturbée par la vallée. A partir de cette frontière, la situation géomorphologique correspondra à celle d'un plateau.

La figure 15 représente le maximum du rapport $\sigma_{ij}/\sigma_{ij}^0$ où σ_{ij} représente la contrainte finale (après excavation) et σ_{ij}^0 la contrainte initiale (avant excavation). Ce rapport correspond au maximum du taux de perturbation des trois contraintes (exprimé en % par rapport aux contraintes initiales) quantifiant ainsi la zone d'influence de la vallée sur les contraintes et ceci pour chaque jeu de raideur des joints.

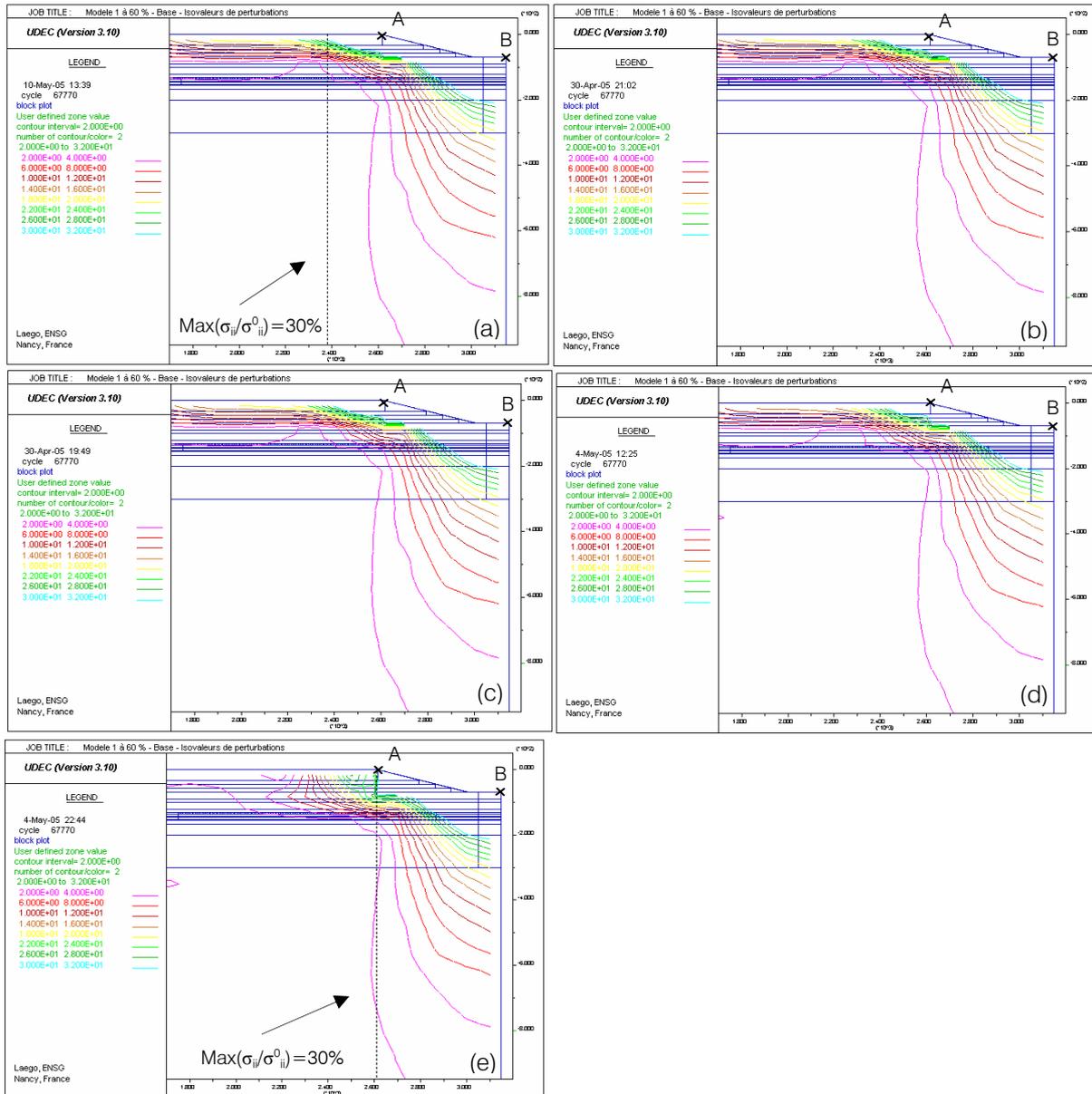


Figure 15 : Maximum du taux de perturbation des contraintes par rapport aux contraintes initiales pour les cas (a) K_{ns++} , (b) K_{ns+} , (c) K_{ns} , (d) K_{ns-} et (e) K_{ns--} .

La zone de perturbation devient plus restreinte au fur et à mesure que les raideurs de joints sont faibles. En effet, pour le jeu de raideurs « K_{ns++} », la zone d'influence débute à environ 770 m de la vallée (par rapport au point B), pour un taux de perturbation de 30% par rapport à l'état de contrainte initiale, alors qu'elle commence à 535 m, pour le même taux de perturbation, pour le jeu de raideur « K_{ns--} ».

La réduction de la zone de perturbation peut s'expliquer par le fait que les raideurs faibles facilitent les déplacements entre les différentes formations. Elles peuvent engendrer alors, au sein de la matrice, des contraintes relativement plus relâchées qu'avec un jeu de raideur forte. Dans le cas où les raideurs sont élevées, les contraintes seront plus en compression et les blocs moins contraints à se déplacer vers le vide créé par la vallée. En conséquence, pour une même distance, le taux de perturbation des contraintes, pour les raideurs « K_{ns--} », est plus faible que pour les raideurs « K_{ns++} », d'où une zone d'influence de la vallée plus réduite.

L'étude de ces isovaleurs nous permet de fixer une distance à partir de laquelle le massif n'est plus soumis à l'influence de la vallée. Nous avons choisi de fixer cette limite pour un taux de perturbation de 2% par rapport aux contraintes initiales. Comme nous venons de le voir, cette limite varie en fonction des valeurs de raideur de joints. Les différentes distances relevées en surface sont précisées dans le tableau 7 et prises par rapport à la ligne de rupture de pente (point A).

Tableau 7 : Distances d'influence fixées à 2% en fonction des différentes raideurs

Raideurs de joint	Distance d'influence en m par rapport à la vallée
K_{ns--}	425
K_{ns-}	835
K_{ns}	975
K_{ns+}	1020
K_{ns++}	1360

Ces distances peuvent paraître relativement importantes par rapport au cas étudié. Ceci est probablement dû au taux de perturbation, fixé arbitrairement à 2%, et qui peut sembler faible. Néanmoins, il permet, dans un premier temps, de définir « largement » les limites de la frontière vallée/plateau en limitant les incertitudes de pointage des distances. Il est clair que si nous avons choisi un taux de perturbation plus élevé, la frontière vallée/plateau serait beaucoup moins conséquente. Par la suite, nous verrons que l'on peut réduire, pour tous les jeux de raideurs, ces distances d'influences par l'étude des déplacements, suite au traçage d'une exploitation.

Signalons enfin qu'en profondeur, peu importe le jeu de raideurs, l'isovaleur à 2% de perturbation atteint une limite de 1100 m environ.

4.2- Mécanismes propres à chaque jeu de raideur de joints

4.2.1- Points plastiques

L'examen de la répartition des points plastiques développés aux limites de couches et dans les couches permet, dans un premier temps, de se rendre compte des mécanismes engendrés par l'excavation de la vallée et ceci pour chaque jeu de raideur (fig.16).

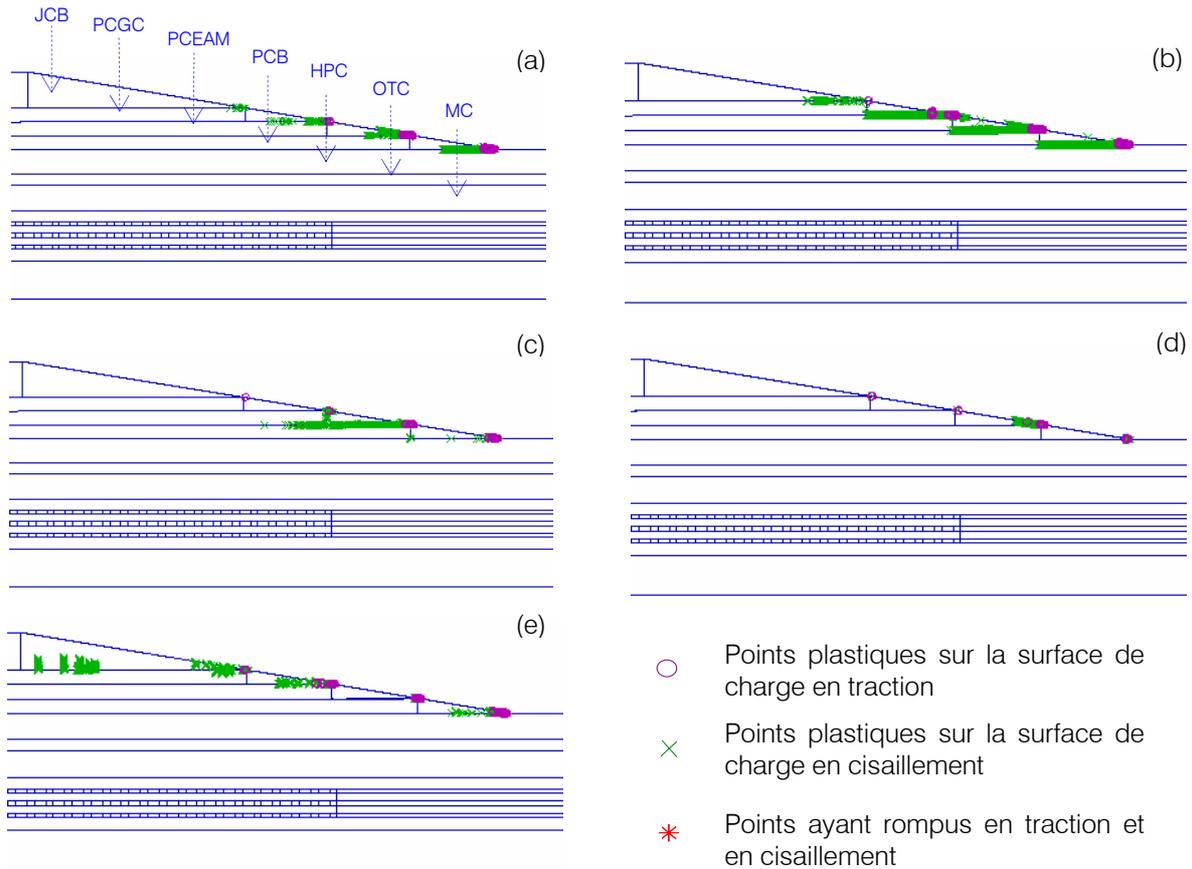


Figure 16 : Répartition de la plastification en bord de vallée en fonction des raideurs pour les cas (a) K_{ns+++} , (b) K_{ns+} , (c) K_{ns} , (d) K_{ns-} et (e) K_{ns--}

Dans le cas de référence (« K_{ns} », fig.16c), on distingue une plastification importante à la limite PCEAM/PCB. Si l'on regarde plus distinctement la répartition de ces points plastiques le long du joint, on remarque qu'ils se développent à partir de 325 m (par rapport à la vallée) dans le PCB puis à partir de 266 m dans le PCEAM (fig.17).

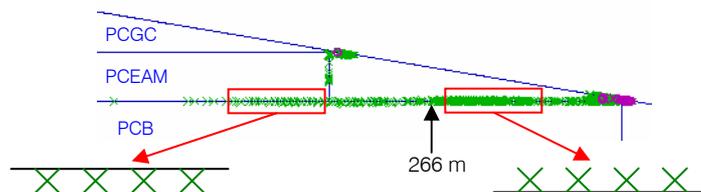


Figure 17 : Points plastiques développés dans le cas « K_{ns} » à la limite PCEAM/PCB

Si l'on augmente les raideurs des joints d'un facteur 10 (« K_{ns+} », fig.16b), on constate la présence de points plastiques sur toutes les limites de couches ce qui semble indiquer un mécanisme différent par rapport au cas de référence. En effet, les raideurs étant plus importantes, les déplacements sont plus limités et l'état de contrainte plus fort aux limites de couche, ce qui a pour conséquence, la présence d'un nombre plus grand de points plastiques aux limites de couches.

Cette répartition de points plastiques, le long des limites de couches, peut s'expliquer en examinant la distribution des zones rompues en cisaillement le long des joints (fig.18).

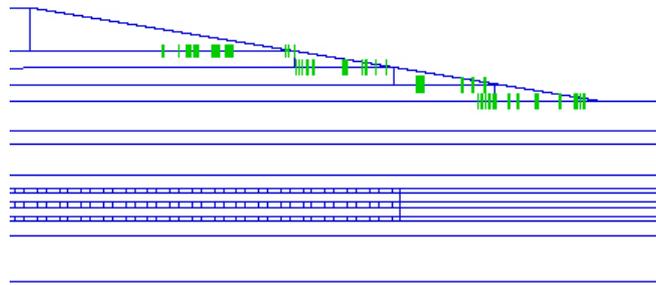


Figure 18 : Zones rompues en cisaillement le long des joints dans le cas « K_{ns+} »

Le long des discontinuités et proche de la vallée, on distingue plusieurs ruptures en cisaillement (matérialisées par les traits verts). Cette rupture s'initie lorsque le critère de rupture $\tau_p = \sigma_n \tan \phi_j + C_j$ est atteint, où ϕ_j et C_j correspondent à l'angle de frottement et à la cohésion du joint.

A partir de cet instant, la contrainte tangentielle, au niveau du joint, est bloquée et un déplacement tangentiel de plus en plus important apparaît le long de la discontinuité. Au voisinage du joint et dans la matrice, la contrainte horizontale est également bloquée (elle a atteint aussi le critère de rupture en cisaillement) entraînant alors des déplacements et des déformations importantes d'où l'apparition des points plastiques dans la matrice. Par ailleurs, nous avons pu constater que si les joints sont élastiques, en augmentant l'angle de frottement par exemple, on n'observe pas ces zones rompues de part et d'autre de la discontinuité.

Pour le cas « K_{ns++} » (fig.16a), les points plastiques sont moins nombreux surtout à la limite PCEAM/PCB. Les raideurs de joints sont tellement élevées (100 fois plus grande) que tous les mouvements sont bloqués aux limites de couche et ce malgré l'appel au vide créé par la formation de la vallée.

D'un point de vue physique et comparés aux valeurs de référence, c'est comme si les joints ont été d'avantage comprimés. Ce cas de figure ne peut pas concorder avec les faits de la réalité. En effet à proximité de la vallée, les discontinuités horizontales subissent une détente et une altération donc une augmentation de leur déformabilité. Par conséquent les points plastiques devraient être en nombre plus importants aux limites de couches.

Si l'on diminue les raideurs des joints d'un facteur 10 (« K_{ns-} », fig.16d), les points plastiques ne se développent plus aux limites de couche. Les mouvements sont, cette fois-ci, facilités (raideurs 10 fois plus petites que les raideurs de référence) et les contraintes plus faibles. Les limites de couches ne rompent donc pas en cisaillement et n'entraînent pas ainsi de ruptures dans les zones, de part et d'autre de ces limites.

Enfin dans le cas « K_{ns--} » (fig.16e), des fractures verticales apparaissent dans le calcaire de Jaumont au sein de la matrice rocheuse et en flanc de vallée dans le PCGC révélant, de manière encore plus concrète, que chaque jeu de raideur de joints conduit à son propre mécanisme (fig.19).

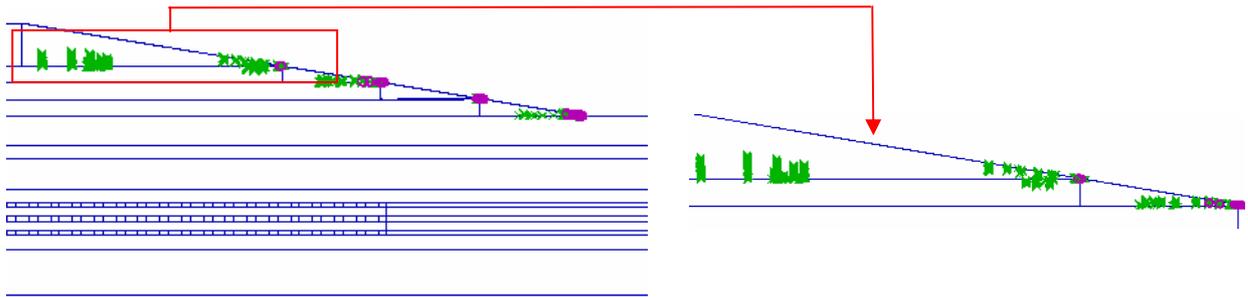


Figure 19 : Points plastiques développés dans le cas « K_{ns} »

La présence de ces points plastiques (que l'on assimilera à des fractures verticales dans la matrice rocheuse) semble provenir d'un mouvement dextre important, induit par l'appel au vide créé par la vallée, et senestre (lui aussi important) de part et d'autre de ces points (facilité par les raideurs faibles) créant une zone en traction à ce niveau (fig.20). Ces déplacements entraînent alors la propagation de fractures verticales dans la matrice.

Nous nous assurerons de cette hypothèse en étudiant, dans la suite de ce travail, les profils de déplacements tangentiels et normaux aux limites de couches de manière plus précise.

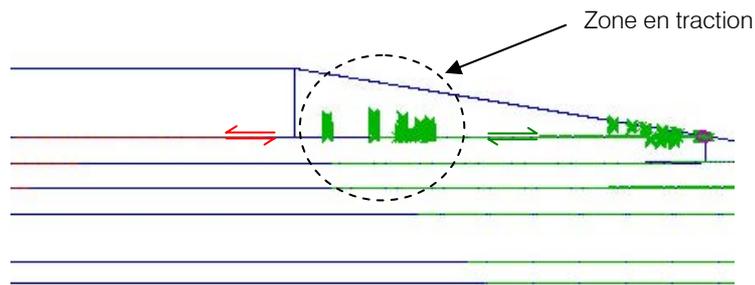


Figure 20 : Points plastiques développés et déplacement tangentiel dans le cas « K_{ns} »
(rouge : déplacement senestre ; vert : déplacement dextre)

4.2.2- Evolution des contraintes en fonction des raideurs de joints

La figure 21 présente les profils de contrainte horizontale et verticale à 16 m (JCB) et 62 m (PCB) de profondeur, c'est-à-dire au niveau de la fibre neutre de la couche.

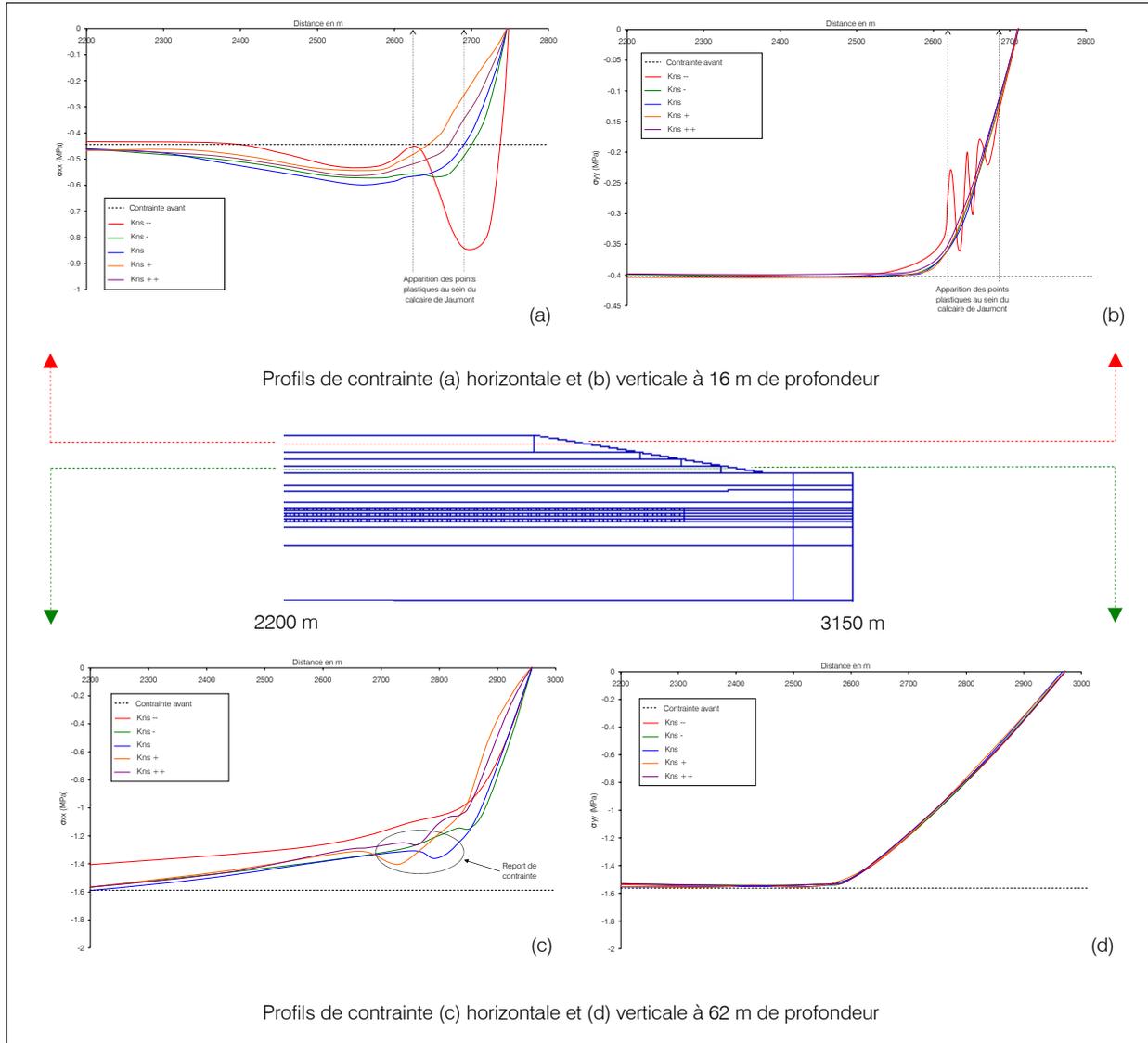


Figure 21 : Profils de contraintes horizontales et verticales dans la fibre neutre du JCB (profil rouge) et du PCB (profil vert)

L'analyse des profils des contraintes horizontales (fig.21a et 21c) en fonction des raideurs montre que lorsqu'on excave la vallée, la contrainte σ_{xx} se détend à l'approche de la vallée.

Sur le profil à 16 m de profondeur (fig.21a), les contraintes sont plus en compression que les contraintes initiales. En outre, jusqu'à 2535 m, plus les raideurs sont faibles, moins la contrainte est en compression. Cette observation s'accorde avec les remarques faites sur l'extension de la zone de perturbation des contraintes selon les valeurs de raideur de joints, vue au paragraphe 4.1. Au-delà de cette limite de 2535 m, la contrainte σ_{xx} subit une compression soudaine pour le cas « K_{ns-} ». Cette compression est à mettre en relation avec l'apparition des points plastiques au sein de la matrice rocheuse du JCB. Ce report de contrainte est de l'ordre de 0,45 MPa.

A 62 m, la contrainte horizontale, à l'issue de la phase d'excavation, est détendue comparée aux contraintes initiales. La comparaison des profils de σ_{xx} en fonction des raideurs montre à l'aplomb des zones plastiques, aux limites PCEAM/PCB et PCB/HPC, une augmentation de contrainte pour les cas « K_{ns+} » et « K_{ns} », ceci résultant d'un report de contrainte corrigé dans les zones plastifiées.

La contrainte verticale σ_{yy} (fig.21b et 21d), et pour les deux profondeurs, subit un relâchement lorsqu'on se rapproche du flanc de vallée. Cette observation est d'ailleurs valable pour toutes les raideurs de joints. Pour le profil à 16 m de profondeur, seule la contrainte issue du cas « $K_{ns -}$ » présente une oscillation entre compression et détente en raison de la présence des points plastiques dans la couche.

4.2.3- Evolution des déplacements aux limites de couche en fonction des raideurs de joints

La figure 22 représente les profils de déplacements horizontaux et verticaux au niveau des limites de couches, c'est à 32 m de profondeur, limite entre le JCB et le PCGC et à 56 m de profondeur, limite entre le PCEAM et le PCB.

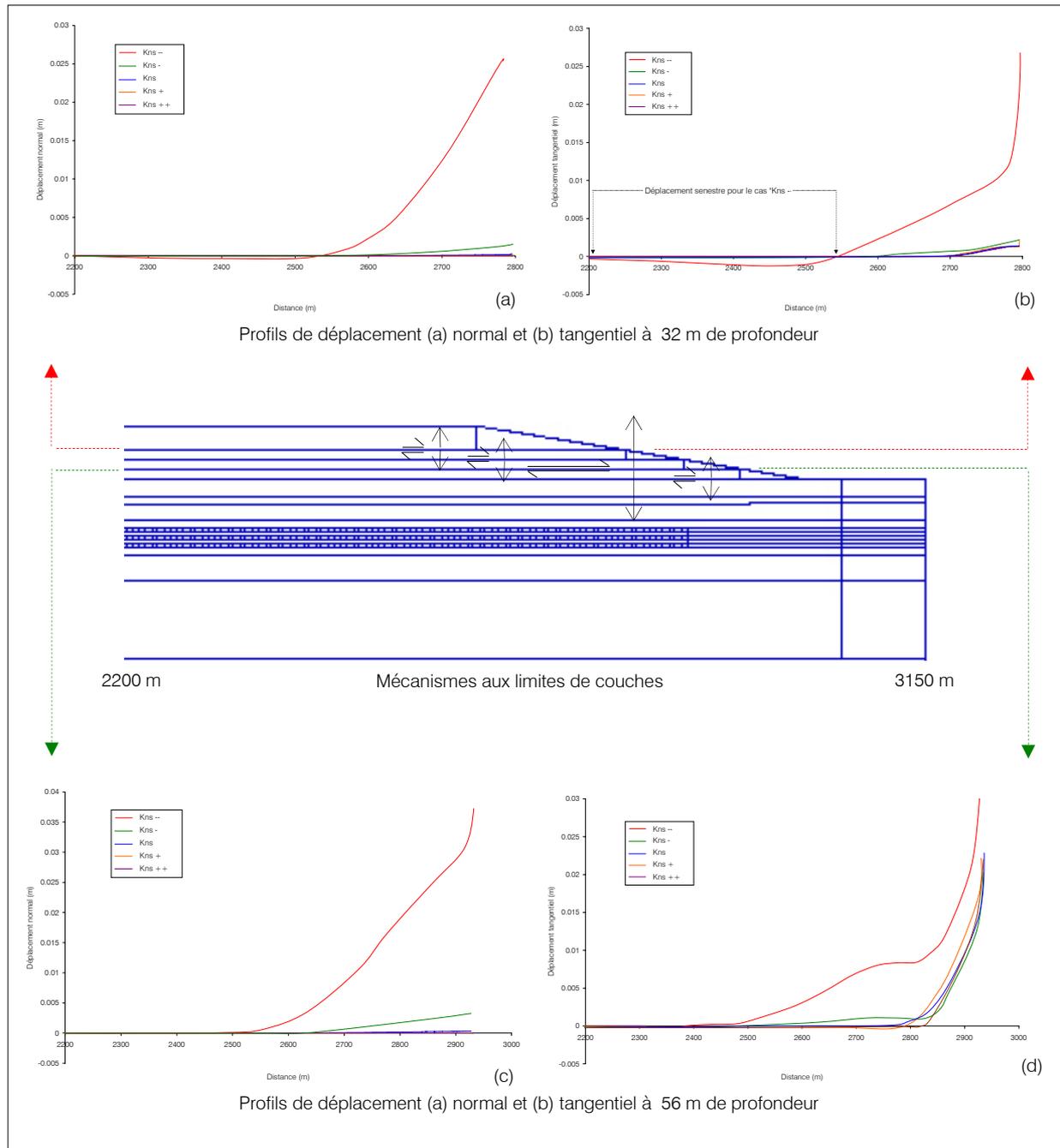


Figure 22 : Profils de déplacement normal et tangentiel au limite de couche JCB/PCGC (rouge) et PCEAM/PCB (vert)

Le profil à la limite JCB/PCGC (fig.22a) montre qu'initialement le déplacement normal est négatif indiquant une fermeture du joint. Ce déplacement devient positif et de plus en plus grand au fur et à mesure que l'on se rapproche du flanc de vallée. Il correspond à une ouverture du joint et il augmente lorsque les raideurs de joints deviennent de plus en plus faibles (fig.22a). Dans le cas de jeu de raideurs très faibles (« $K_{ns...}$ »), le joint horizontal atteint une ouverture maximale de 2,8 cm. Malgré tout cette ouverture devient petite voire négligeable pour les autres raideurs.

Le profil à limite PCEAM/PCB (fig.22c) montre exactement le même mécanisme d'ouverture du joint. L'ouverture est globalement plus importante que dans le cas précédent. Elle est de l'ordre de 3,8 cm pour le jeu « $K_{ns...}$ » mais reste toujours plus faible pour les autres cas.

Concernant le déplacement tangentiel (fig.22b et 22d), on constate, suivant toutes les valeurs de raideurs de joints, l'apparition d'un déplacement tangentiel dextre (positif) à l'approche du flanc de vallée. Plus les raideurs sont faibles plus ce déplacement tangentiel est important. Il atteint une valeur maximale de 2,8 cm à la limite JCB/PCGC et de 3,1 cm à la limite PCEAM/PCB. A la limite JCB/PCGC (fig.22b), le cas « $K_{ns...}$ » présente une singularité. On constate en effet l'apparition d'un déplacement senestre (négatif) au niveau du joint à 2200 m dans le massif. Ce déplacement senestre coïncide et, est à mettre en relation avec l'apparition des points plastiques perpendiculaires au joint observée dans la couche JCB au paragraphe 4.2.1. La présence, d'une part de ce déplacement senestre dans le massif et d'autre part du déplacement dextre en bordure de vallée, induit une zone en traction responsable de la propagation de fractures sub-verticales au sein de la matrice rocheuse.

Les ordres de grandeurs des ouvertures de joints ne sont pas très significatifs par rapport à l'excavation de gros volumes de blocs pour former une vallée. Comme nous l'avons mentionné dans le paragraphe 3.6, dans la réalité les discontinuités doivent être beaucoup plus déformables. En fait, il faut retenir de cette analyse des déplacements que le mécanisme dominant, pour toutes les modalités, correspond à un déplacement tangentiel dextre et à une ouverture du joint d'autant plus importante que les raideurs sont faibles et que l'on se rapproche du bord de la vallée.

5- Présence d'une exploitation minière

Nous considérons maintenant la présence d'une exploitation minière dans le modèle. Elle se situe à 132 m de profondeur et est constituée d'un ensemble de chambres et piliers, respectivement de 8 m et 6 m de large (taux de défruitement de 60%). L'exploitation est multicouche. Ainsi les couches exploitées correspondent à la couche jaune et à la couche grise, leur puissance étant de 3,5 m chacune. Entre chaque couche se situe une intercalaire marneuse d'une épaisseur de 6,5 m. Enfin l'exploitation se fait sur une longueur de 360 m environ. Nous avons envisagé plusieurs cas de figures suivant la position de l'exploitation dans le modèle (fig.23) :

- une exploitation située sous plateau,
- une exploitation située en bordure de vallée,
- une exploitation située sous la vallée.

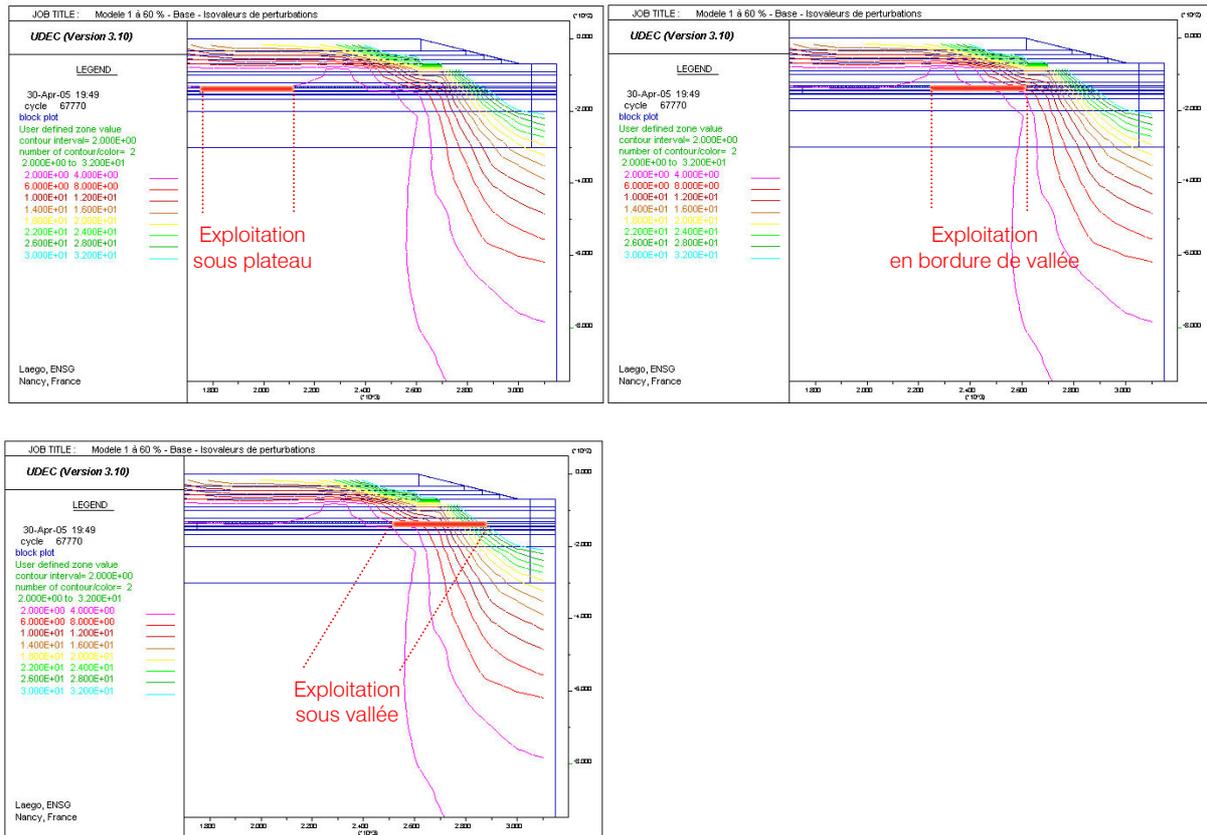


Figure 23 : Position des mines par rapport à la zone de perturbation induite par la vallée dans le cas des raideurs de référence « K_{ns} »

Pour le cas de l'exploitation sous plateau, nous voyons clairement qu'elle se place dans une zone assez peu perturbée (état de contrainte troublé de 2% par rapport aux contraintes initiales).

La situation est légèrement différente pour l'exploitation en bordure de vallée où l'on note que la fin de la mine se situe dans une région perturbée à 8% maximum même si la majorité de l'exploitation se place dans la zone perturbée à 2%.

Enfin pour la dernière exploitation sous vallée, celle-ci se situe dans une zone complètement perturbée, due à la présence de la vallée, avec un taux variant entre 2% et 32%.

En conséquence, seule l'exploitation sous vallée se positionne entièrement dans la zone de perturbation contrairement aux deux autres.

5.1- Déplacements

Les déplacements normaux et tangentiels induits à la limite PCEAM/PCB (56 m) par l'exploitation sous plateau sont présentés sur la figure 24.

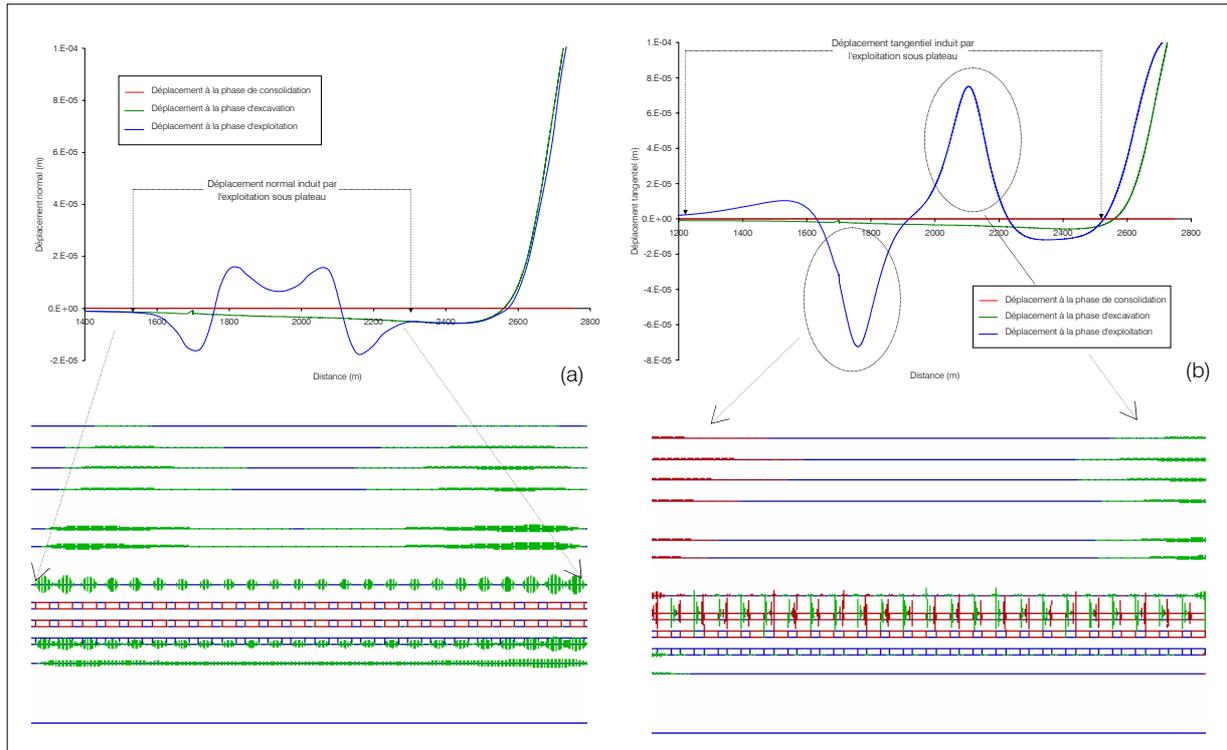


Figure 24 : Déplacement normal (a) et tangential (b) à la limite PCEAM/PCB pour le cas de l'exploitation sous plateau

On constate sur la figure 24a que le joint subit, au niveau du recouvrement, une fermeture à l'endroit correspondant au début et à la fin de la mine. Au centre, il supporte une ouverture accompagnée d'une légère fermeture au milieu. Cette allure de profil correspond à la flèche d'une longue poutre, de longueur de 350 m environ, sur deux appuis aux extrémités de l'exploitation en flexion double.

L'exploitation entraîne un mouvement cisailant senestre pour le début de la mine et qui devient dextre en fin de mine (fig.24b). Pour l'exploitation sous plateau, nous avons représenté graphiquement le déplacement tangentiel. En vert sont considérés les déplacements dextres et en rouge les mouvements senestres. Nous voyons que de part et d'autre de la mine, le déplacement induit dans le recouvrement, est à la fois dextre et senestre comme vu sur les profils ci-dessus.

Signalons que nous n'avons pas représenté les profils de déplacements pour les autres exploitations (bordure de vallée et sous vallée) mais ceux-ci présentent exactement les mêmes allures. Une seule différence persiste pour le cas sous vallée où les déplacements sont plus importants car facilités par la proximité de la vallée.

La figure 25 présente le déplacement tangentiel et le déplacement normal induit par l'exploitation par rapport à la phase d'excavation de la vallée ($D_{\text{exploitation}} - D_{\text{excavation}}$) en fonction des différentes situations d'exploitation pour le profil à 56 m de profondeur.

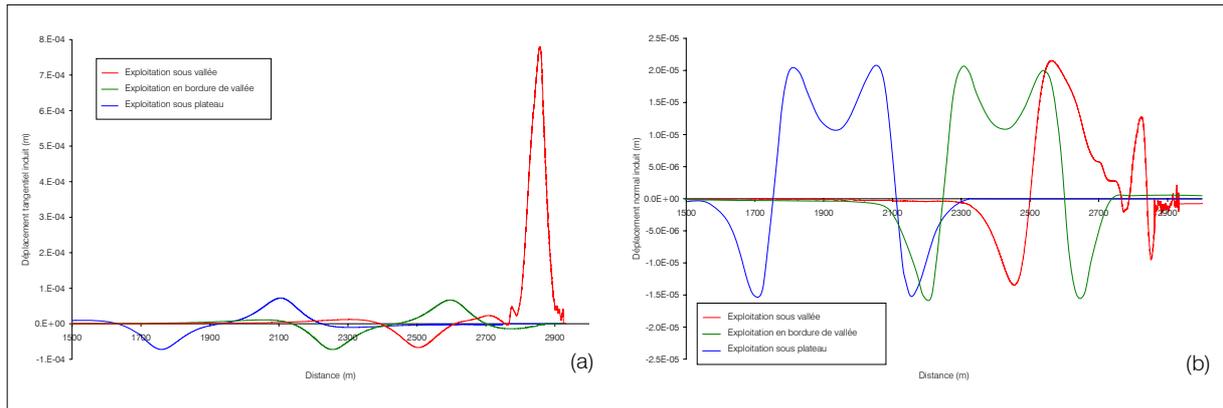


Figure 25 : (a) Déplacement tangentiel et (b) déplacement normal relevé à 56 m entre la phase d'exploitation et la phase d'excavation pour les trois types d'exploitation

La figure 25a montre que le déplacement tangentiel induit par l'exploitation sous plateau, par rapport à celui de la phase d'excavation de la vallée, est plus important que pour les deux autres cas. En effet, pour les exploitations sous plateau et en bordure de vallée, le déplacement est équivalent (environ $7,18 \cdot 10^{-5}$ m). Au contraire, pour l'exploitation sous vallée, on relève un déplacement tangentiel de $7,78 \cdot 10^{-4}$ m (fin de l'exploitation).

Le déplacement normal induit par les exploitations (fig.25b) est équivalent pour les exploitations situées sous plateau et en bordure de vallée présentant toujours cette allure en double flexion. On note une fermeture maximale en bord d'exploitation de l'ordre de $1,5 \cdot 10^{-5}$ m et une ouverture maximale de $1,8 \cdot 10^{-5}$ m. L'exploitation sous vallée entraîne une ouverture de $2,15 \cdot 10^{-5}$ m à 580 m de la vallée. Sur la suite du profil, on remarque que le joint présente toujours l'allure d'une flexion double mais cette fois-ci biaisée par l'effet de la vallée.

Même si l'exploitation en bordure de vallée se place dans une région perturbée à 8%, l'étude des déplacements montre qu'elle se situe finalement dans une zone peu perturbée par la vallée. Elle se comporte comme si elle était placée sous plateau, de par les mêmes allures de profils de déplacement. Initialement nous avons fixé, sans exploitation et comme limite d'influence, un taux de perturbation de contrainte à 2% (c'est-à-dire une zone perturbée jusqu'à 975 m). Si l'on introduit une mine en profondeur et suivant la position de la mine, les déplacements montrent que l'on peut réduire considérablement cette zone.

Cette dernière remarque est donc majeure par rapport à la limite plateau/vallée définie auparavant. En effet le critère de départ fixé à 2% dans le paragraphe 4.1 était, comme prévu, trop large pour pouvoir estimer de manière significative et raisonnable l'influence de la vallée. La limite géomorphologique plateau/vallée peut donc être restreinte pour une isovaleur de perturbation de contrainte à 8%, correspondant à une limite de **250 m** environ dans le massif.

6- Influence de la fracturation verticale

L'introduction d'une fracturation verticale aspire plus à la réalité même si notre but ici, n'est pas de la représenter entièrement. En effet, la présence d'une vallée induit un certain nombre de fractures subverticales, qui doit être plus important à l'approche du flanc de vallée dû à la détente créée (appel au vide).

Nous avons donc introduit dans le modèle, un jeu de fractures verticales assimilées à des joints aux propriétés mécaniques suivantes :

Tableau 8 : Caractéristiques des joints verticaux (fractures verticales)

	Profondeur en m	σ_n (MPa)	Jk_n (MPa/m)	Jk_s (MPa/m)
Jaumont - PCB	16	0.39	1380	552
Polypiers - PCGC	38	0.93	2902	1161
Polypiers - PCEAM	50	1.23	3499	1400
Polypiers - PCB	62	1.52	4152	1661
Haut-Pont - HPC	79	1.94	5172	2069
Ottange - COT	95	2.33	6235	2494
Chareennes - MC	111	2.72	7396	2959
Toit formation ferrifère	127	3.11	8657	3463
Formation ferrifère	144	3.53	10106	4042
Marnes inférieures	149	3.65	10553	4221
Marnes raides	233	5.71	19516	7806

Pour obtenir ses propriétés, nous sommes partis des plus grandes raideurs normales et tangentielles des joints horizontaux (marnes inférieures) à 160 m de profondeur et nous avons rapporté cette raideur à 16 m de profondeur en considérant que cette dernière valeur correspondrait à la raideur initiale du joint vertical dans les calcaires de Jaumont. A partir des différentes profondeurs des unités stratigraphiques, nous avons calculé σ_n puis les différentes raideurs à partir de V_m la fermeture maximale du joint.

Ajoutons enfin que l'ensemble des modélisations entreprises avec la présence de fractures verticales s'est fait en prenant comme raideurs de joints horizontaux les valeurs de référence « K_{ns} ».

6.1- Zone de perturbation induite par la vallée entre un milieu fracturé et non fracturé

La figure 26 présente la zone d'influence de la vallée en milieu fracturé et non fracturé.

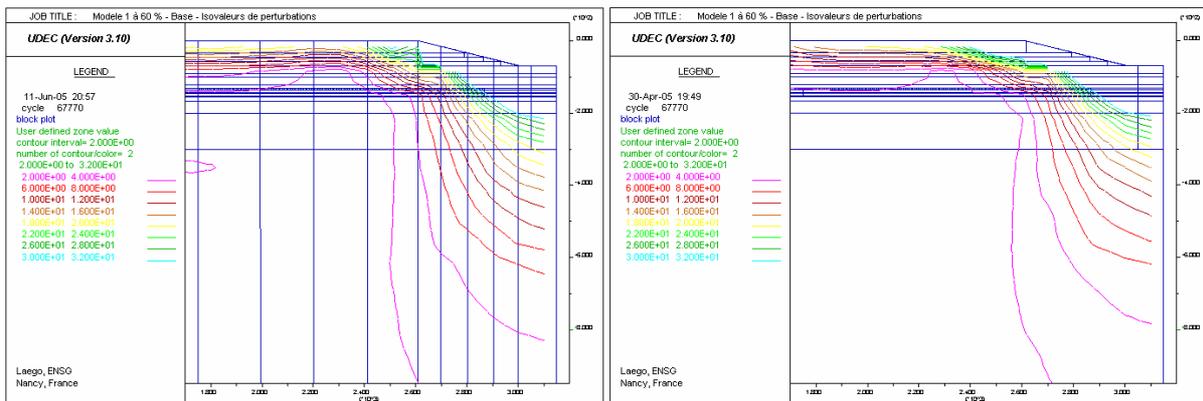


Figure 26 : Maximum du taux de perturbation des contraintes par rapport aux contraintes initiales en milieu fracturé et non fracturé

La présence de fracture verticale entraîne une zone perturbée plus réduite que dans le milieu non fracturé. En effet pour une isovaleur de perturbation des contraintes à 32%, la distance d'influence de la vallée est de 750 m dans le milieu non fracturé alors qu'elle n'est que de 550 m dans le milieu fracturé. La fracturation verticale semble induire des déplacements importants le long des joints verticaux et horizontaux synonymes de contraintes plus relâchées permettant aux blocs de se déplacer plus facilement vers le vide créé par la vallée.

6.2- Points plastiques développés en bord de vallée en milieu fracturé et non fracturé

La figure 27 présente la plastification développée le long des limites de couches. Celle-ci est plus conséquente dans le milieu fracturé que dans le milieu non fracturé. En effet, à titre indicatif, on recense 1824 points plastiques pour la modalité avec la fracturation verticale alors que dans le cas non fracturé, ils sont au nombre de 612, soit trois fois moins.

Dans le milieu fracturé, les points plastiques apparaissent en nombre à la limite PCEAM/PCB et au sein de la matrice rocheuse PCB très proche de la vallée. On note également quelques points le long d'un joint vertical fictif au niveau du PCGC.

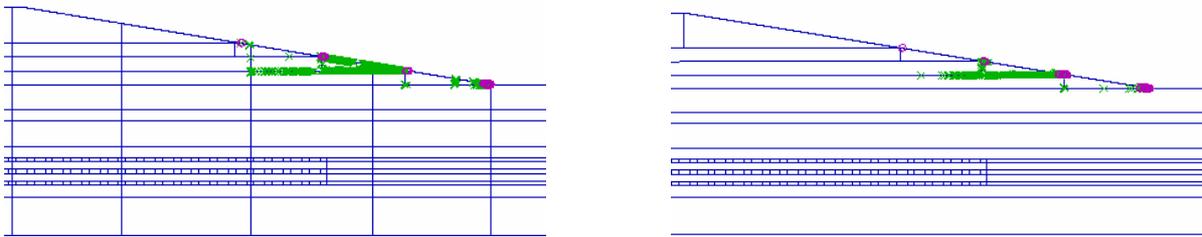


Figure 27 : Points plastiques développés en bord de vallée dans un milieu fracturé et non fracturé

La présence plus nombreuse de points plastiques dans le milieu fracturé semble provenir, comme on a déjà pu l'observer pour la zone perturbée, de contraintes en compression plus détendues dans le massif. Ces contraintes étant plus faibles, le critère de rupture aux limites de couche est atteint beaucoup plus rapidement et donc engendre des ruptures plus nombreuses.

6.3- Contraintes au sein des couches et déplacements

Les observations faites auparavant (zone de perturbation, points plastiques) doivent être confirmées par l'étude des contraintes au sein des couches et des déplacements le long des joints horizontaux mais également au niveau des fractures verticales.

Dans un premier temps, nous avons suivi l'évolution des contraintes (horizontales et verticales) le long de la fibre neutre dans le calcaire de Jaumont (JCB). Par ailleurs les déplacements ont été également examinés le long de la discontinuité horizontale à 56 m de profondeur, c'est-à-dire à la limite PCEAM/PCB (fig.28).

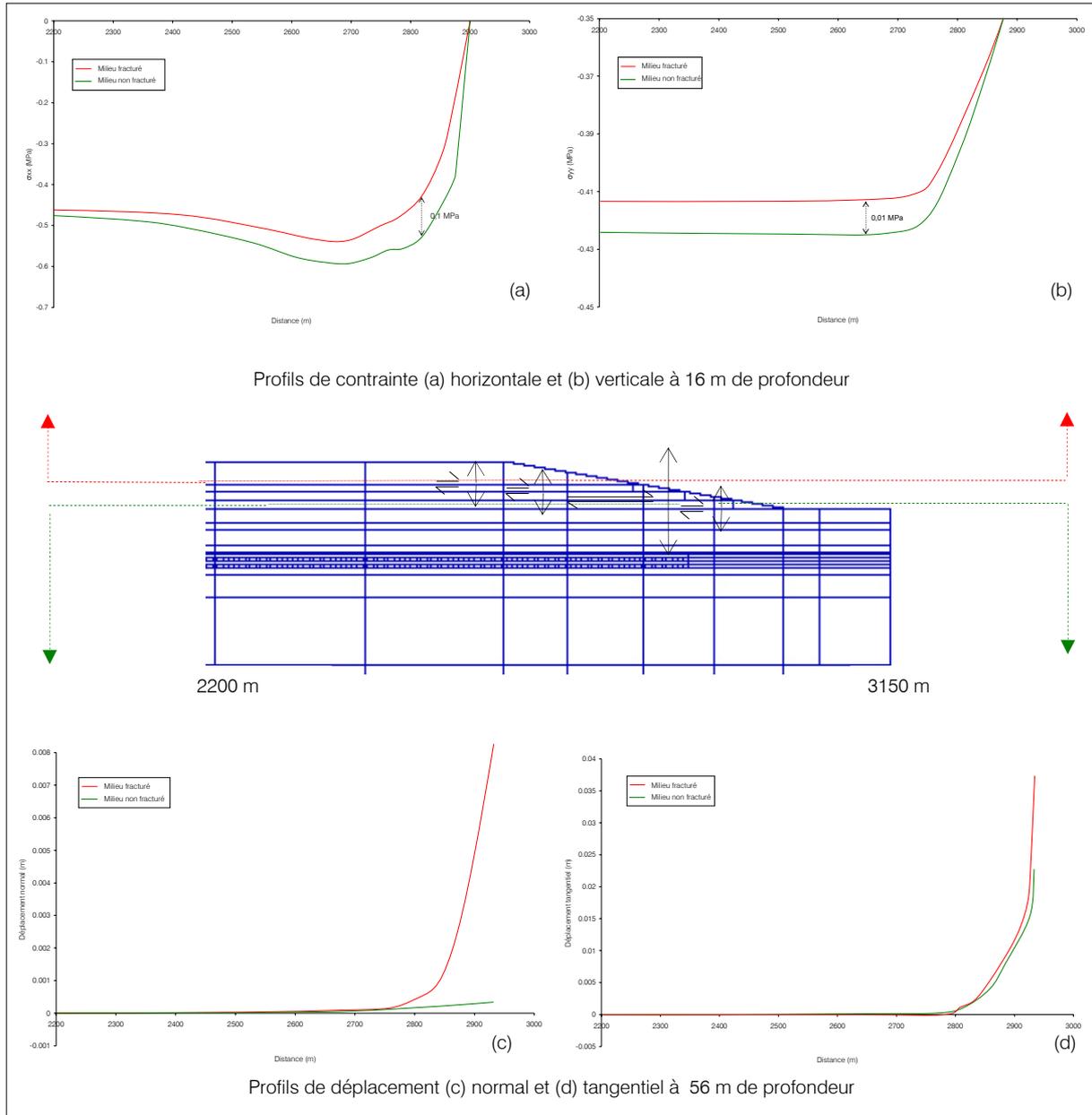


Figure 28 : Profil de contrainte (a) horizontale et (b) verticale à 16 m de profondeur ; Profil de déplacement (c) normal et (d) tangentiel à la limite de couche PCEAM/PCB

Le profil de contrainte horizontale à 16 m (fig.28a) montre que la contrainte induite par l'excavation de la vallée est plus détendue dans le recouvrement en milieu fracturé. On relève une différence maximale de 0,1 MPa entre les deux milieux. Si on examine le même profil, mais à des profondeurs plus importantes, cet écart de contrainte entre les deux milieux est moins marquée. La fracturation verticale joue donc de manière plus significative sur les contraintes horizontales en proche surface qu'en profondeur.

La contrainte verticale (fig.28b) se comporte de la même manière que la contrainte horizontale. En effet elle subit, dans le milieu fracturé, une détente mais celle-ci est légèrement moins en compression ($\Delta=0,01$ MPa) que dans le cas non fracturé.

L'examen du déplacement normal à la limite PCEAM/PCB (fig.28c) montre que le joint connaît une ouverture plus importante avec l'introduction de fractures. On note une ouverture maximale à la base de la vallée de quasi 1 cm en milieu fracturé alors qu'elle n'est que de 0,48 mm dans le milieu non fracturé. Le déplacement tangentiel (fig.28d) est toujours dextre et est également plus important en milieu fracturé (4 cm) que dans le milieu non fracturé (2,5 cm).

La figure 29 présente les profils verticaux de déplacements normaux et tangentiels le long de quatre fractures verticales proches du flanc de vallée.

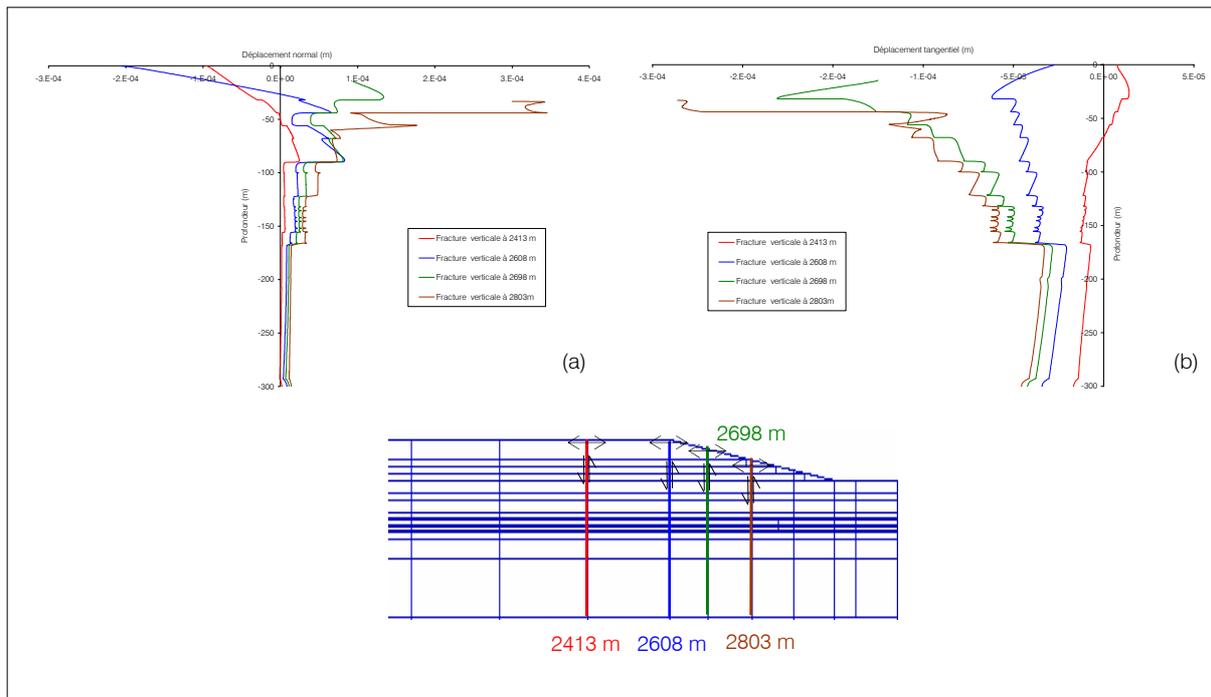


Figure 29 : Déplacement (a) normal et (b) tangentiel le long des fractures verticales

Les fractures verticales à 2413 m et à 2608 m, initialement fermées (déplacement normal négatif), enregistrent une ouverture qui s'atténue avec la profondeur (fig.29a). A 2698 m et à 2803 m, les ouvertures sont plus importantes, les fractures étant plus proches de la vallée. Le déplacement tangentiel le long des fractures (fig.29b) est essentiellement senestre et devient également de plus en plus faible en profondeur. Il est d'autant plus important que les fractures sont proches de la vallée.

En résumé, l'introduction d'une fracturation verticale induit des déplacements plus importants aux limites de couche en plus du déplacement concédé sur les joints verticaux. Les contraintes horizontales et verticales sont, quant à elles, moins en compression que dans le milieu non fracturé.

7- Influence de la vallée et du milieu fracturé en termes de raideur sur le recouvrement

L'ensemble des modélisations présentées précédemment permet d'appréhender la réaction du comportement du recouvrement à la sollicitation d'une vallée avec ou sans fracturation verticale. Les mécanismes observés aux limites de couche et dans les formations doivent être maintenant interprétés en termes de raideur ou de massivité de la couverture. Rappelons qu'initialement, il a été estimé, de manière intuitive, qu'une vallée a tendance à réduire la massivité de la couverture (appel au vide). Dans le cas d'une situation de plateau, la

fracturation n'est pas bien exprimée et les déplacements horizontaux au sein du massif ont du mal à être libéré. Cette situation a donc tendance à augmenter la raideur de la couverture. Enfin la présence de fractures verticales peut permettre de faciliter les déplacements dans le massif et donc, comme la situation de vallée, peut diminuer la raideur de la couverture.

Afin d'établir une relation entre les mécanismes observés et le comportement de la couverture, nous avons envisagé dans un premier temps d'étudier de manière qualitative et globale les déplacements induits dans le modèle. Par la suite nous avons considéré une approche basée sur les bilans énergétiques des mécanismes permettant d'approcher de manière plus quantitative la raideur du recouvrement.

7.1- Déplacements dans le recouvrement

La situation de plateau ne peut exister qu'à une certaine distance de la pente. Cette limite a été fixé initialement pour un taux de perturbation de 2%, c'est-à-dire estimé à 975 m par rapport à la ligne de rupture de pente et pour le cas des raideurs de référence « K_{ns} » (§ 4.1). Cette distance est d'ailleurs variable selon les propriétés mécaniques des discontinuités horizontales. L'introduction d'exploitations minières dans le modèle et l'étude des déplacements a permis de réduire cette limite vallée/plateau à 250 m environ.

La figure 30 précise les déplacements horizontaux et verticaux dans le modèle suite à l'excavation de la vallée.

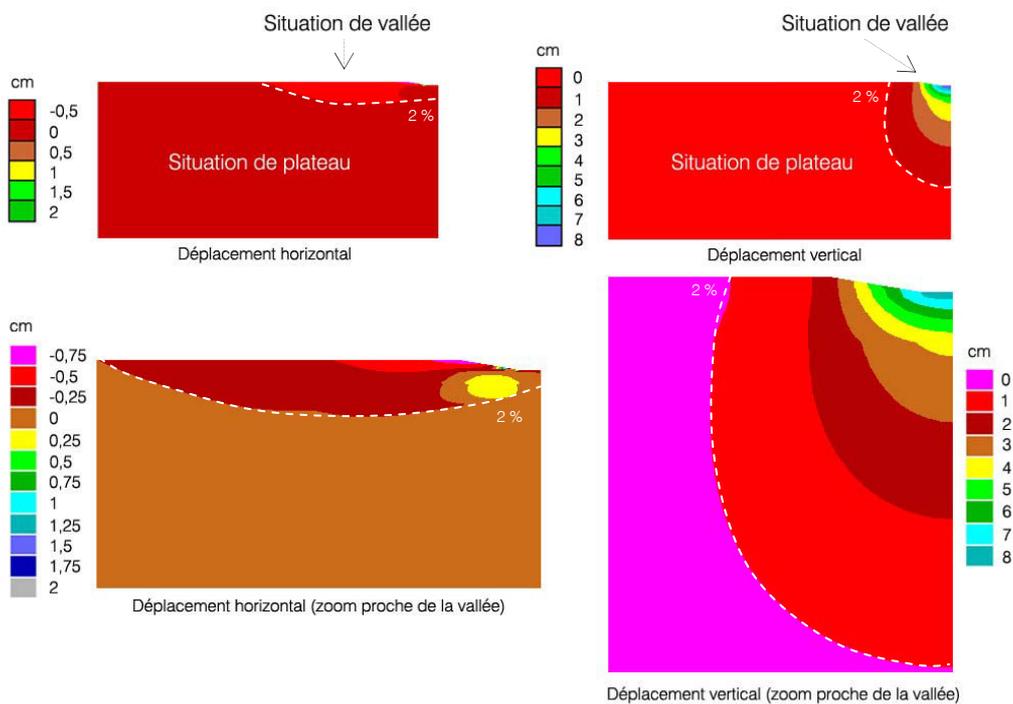


Figure 30 : Déplacements horizontaux et verticaux suite à l'excavation de la vallée

Les déplacements induits par l'excavation de la vallée viennent coïncider avec la zone de perturbation fixée à 2%. Le déplacement horizontal maximal est d'environ 2 cm alors que le déplacement vertical atteint une valeur de 8 cm proche de la vallée. En deçà de cette limite et

de par la présence de ces déplacements, le massif est soumis à un état de contraintes relâché. En effet, comme nous l'avons vu auparavant, les contraintes subissent une détente à l'approche du flanc de vallée d'autant plus importante que les raideurs de joints sont faibles. Il semblerait donc que le recouvrement proche de la vallée présente un comportement peu massif. Au contraire, en situation de plateau aucun déplacement horizontal et vertical ne se développe. La couverture peut donc paraître effectivement plus raide en situation de plateau.

Considérons maintenant la présence des fractures verticales dans le modèle. Analytiquement Harrison & Hudson (1997) montrent que la présence d'une fracturation réduit la massivité du massif rocheux. En effet le module de déformation massif équivalent, d'un milieu stratifié composés de i couches non fracturées, est défini par :

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\left(\frac{\sum_i t_i \frac{\sigma}{E_i}}{\sum_i t_i} \right)} = \frac{\sigma \sum_i t_i}{\sigma \sum_i \frac{t_i}{E_i}} = \frac{\sum_i t_i}{\sum_i \frac{t_i}{E_i}} \quad (16)$$

où t_i correspond à l'épaisseur de la couche i et E_i au module de déformation massif de la couche i .

Lorsque le massif stratifié est soumis à une fracturation verticale, le module de déformation massif équivalent devient alors :

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sum_i t_i}{\sum_i t_i \left(\frac{1}{E_i} + \frac{\lambda_i}{E_{di}} \right)} \quad (17)$$

où λ_i correspond à la fréquence des fractures contenues dans la couche i et E_{di} à la raideur de la fracture dans la couche i .

L'équation 17 montre clairement que l'ajout du terme en λ_i/E_{di} , donc la présence d'une fracturation verticale, diminue le module de déformation massif ayant pour conséquence d'augmenter la déformabilité de l'ensemble rocheux.

Regardons alors la distribution des déplacements dans le massif, et plus particulièrement à proximité de la vallée, à la fois pour le modèle fracturé et non fracturé (fig.31).

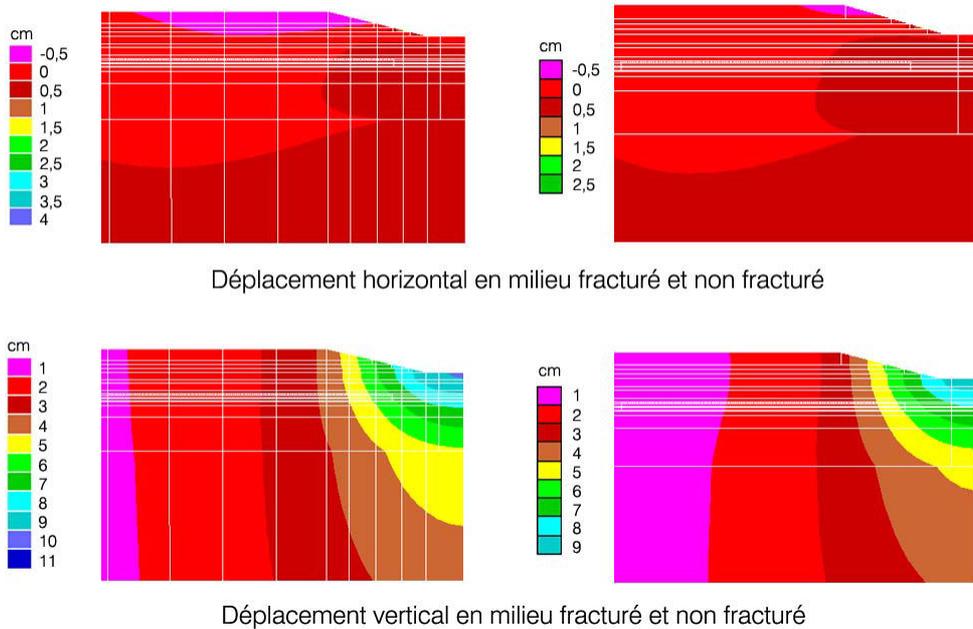


Figure 31 : Déplacements en milieu fracturé et non fracturé

Le déplacement horizontal induit par l'excavation de la vallée dans le milieu fracturé est plus important. Dans les deux cas il est du même ordre de grandeur, à savoir 0,5 cm. Malgré tout dans le milieu fracturé, le recouvrement est soumis sur une plus grande distance, dans la massif, à ce déplacement (jusqu'à 1150 m environ).

Le déplacement vertical est également plus conséquent dans le milieu fracturé. Dans la couverture, la vallée induit un déplacement vertical de l'ordre de 1 cm à 9 cm au maximum dans le cas sans fractures. En présence de fractures verticales, ce même déplacement atteint dans le recouvrement une valeur de 11 cm.

L'étude de ces déplacements montre que la présence d'une fracturation verticale amène des mouvements dans les couches plus importantes, induits eux-mêmes par des contraintes moins en compression, comme nous avons pu le voir dans le paragraphe 6.3. Ce relâchement des contraintes plus important, conduisant à des mouvements plus larges, montre donc clairement que les fractures verticales peuvent réduire d'autant plus la massivité de la couverture proche de la vallée.

7.2- Bilans d'énergie

L'analyse des déplacements permet, dans un premier temps, d'avoir une idée qualitative de l'effet d'une vallée et de fractures verticales sur la raideur du recouvrement. Afin de quantifier plus précisément ces effets, nous nous sommes attachés à étudier les bilans d'énergie, en évaluant l'énergie libérée, pour chaque simulation, dans le milieu fracturé et non fracturé.

Habituellement l'énergie de déformation correspond à une énergie emmagasinée au sein d'un bloc lorsque celui-ci est soumis à une charge. En l'absence de dissipation d'énergie, telle que les frottements, cette énergie de déformation est égale au travail fourni sur le bloc par les forces extérieures. Elle est égale à l'aire de la courbe contrainte-déformation et est une mesure de la déformabilité ou résistance du bloc (fig.32).

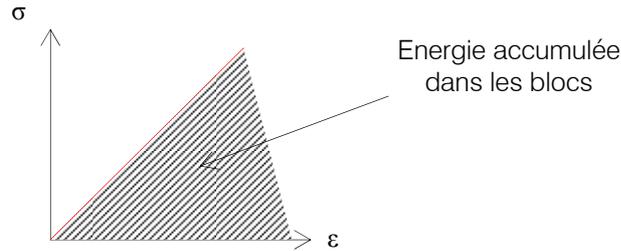


Figure 32 : Représentation schématique de l'énergie accumulée dans les blocs

Les mécanismes observés à travers les différentes modélisations (relâchement des contraintes, déplacements au sein des couches et aux limites de couches, apparition de points plastiques ...) s'accompagnent d'une dissipation plus ou moins importante d'énergie. Sous UDEC®, l'énergie totale libérée du modèle est évaluée comme étant la somme de :

- L'énergie totale de déformation dissipée dans les blocs (U_c)
- L'énergie potentielle dissipée dans le système (U_b)
- L'énergie totale dissipée dans les joints en cisaillement (W_j)
- L'énergie totale dissipée en déformation plastique (W_p)

La somme de ces énergies est estimée automatiquement lors de chaque pas de temps.

Ainsi si les dissipations d'énergie sont faibles dans la couverture, elles seront un indicateur d'un comportement plutôt raide de la couverture, c'est-à-dire un recouvrement dont la déformabilité est très faible. Inversement si ces dissipations sont fortes, le recouvrement sera plus relâché et donc moins résistant.

La formulation mathématique de ces énergies est donnée en annexe C4.

7.2.1- Cas du milieu non fracturé

Le tableau 9 présente les différentes énergies dissipées pour les différentes modalités à savoir pour les différents jeux de raideurs des joints.

Tableau 9 : Energie libérée suivant les raideurs entre la phase d'excavation et la phase initiale

	K_{ns--}	K_{ns-}	K_{ns}	K_{ns+}	K_{ns++}
U_c (MJ)	1563	1352	1453	1443	1455
U_b (MJ)	82,63	74,17	75,76	75,24	75,58
W_j (MJ)	0,1739	0,0857	0,1281	0,1069	0,1064
W_p (MJ)	0,0082	0,000725	0,00175	0,00145	0,00031
Energie totale libérée (MJ)	1646	1426	1529	1518	1530

A première vue, l'énergie totale libérée est due en majorité à une importante énergie de déformation dissipée dans les blocs. En effet, cette énergie (U_c) est de l'ordre du gigajoule pour toutes les modalités. Néanmoins, elle ne présente pas une grande variabilité suivant les raideurs des joints. Il en est de même pour l'énergie potentielle dissipée dans le système (U_b), qui est globalement équivalente pour toutes les modalités et est de l'ordre de 75 MJ. Les deux derniers types d'énergie dissipée, W_j (cisaillement dans les joints) et W_p (déformation plastique), sont beaucoup plus faibles que les deux précédentes. Ces énergies sont en effet de l'ordre du kilojoule. On constate alors que l'énergie totale libérée est pratiquement similaire

pour toutes les modalités. Il est vrai, que dans les cas « K_{ns-} » et « K_{ns} », cette énergie est légèrement différente aux autres cas mais les écarts restent néanmoins peu significatifs. L'examen rapide de ces résultats montre que les énergies, calculées automatiquement sous UDEC[®], ne présentent pas de cohérence suivant les jeux de raideurs des joints. Nous avons effectivement vu que plus les raideurs de joints sont faibles plus les déplacements, le long des joints et dans le recouvrement, sont importants. Il est donc difficile d'accepter que les énergies dépendantes des déplacements (U_b et W_i) présentent des ordres de grandeurs semblables pour tous les jeux de raideurs. De plus, il semble surprenant qu'il n'y ait pas d'homogénéité suivant les différents jeux de raideurs, c'est-à-dire que l'énergie libérée ne soit pas croissante avec les raideurs de joints qui diminuent. Globalement, les calculs d'énergie sous UDEC[®] sont peu courants et ne nous permettent pas d'avoir suffisamment de recul afin d'en affirmer la véracité et la robustesse. Afin de palier à ces problèmes et de maîtriser les paramètres physiques que l'on manipule dans ces calculs, nous avons décidé de mener des développements numériques. Ces programmes de calcul ont pour but de pouvoir, à chaque pas de temps, d'accéder à toutes les composantes (déformation, force, déplacement) sur tout le modèle, permettant alors un calcul plus abouti et contrôlé des énergies. Néanmoins, ces développements n'ont pu être finalisés pour des difficultés liées :

- pour les joints, à l'accès aux paramètres des contacts supprimés ou générés suite à l'excavation de la vallée,
- pour la matrice rocheuse, aux calculs des énergies associées aux nœuds (loi de comportement zonale) comme l'énergie cinétique et l'énergie liée au travail des forces aux limites du modèle entre autre.

Il n'est donc pas possible actuellement de pouvoir estimer avec fiabilité quelle situation (suivant les raideurs de joints) dissipe la plus grande quantité d'énergie et, dans ce cas quelle est la configuration mécanique qui induira un recouvrement avec la plus faible massivité.

7.2.2- Cas du milieu fracturé

Malgré les problèmes rencontrés ci-dessus, nous avons mené les mêmes calculs d'énergie dissipée que précédemment mais en considérant la présence de fractures verticales dans le modèle. Le tableau 10 présente une comparaison des énergies libérées suivant les différentes situations (plateau et vallée) en milieu fracturé ou non.

Tableau 10 : Energie libérée en situation de vallée et de plateau en présence ou non de fractures verticales

	Vallée		Plateau	
	Fracturé	Non fracturé	Fracturé	Non fracturé
U_c (MJ)	1457	1453	1,6	1,2
U_b (MJ)	300,5	75,76	0	0
W_i (MJ)	0,2167	0,1281	0	0
W_p (MJ)	0,0082	0,00175	0	0
Energie totale libérée (MJ)	1757	1529	1,6	1,2

En situation de vallée, il semble que la présence de fractures verticales implique une dissipation d'énergie plus importante, de par une énergie potentielle libérée plus grande (300 MJ). Même si ces calculs ne sont pas totalement vérifiés, cette énergie potentielle paraît cohérente dans le sens où nous avons constaté que les fractures verticales impliquaient des déplacements plus importants proche de la vallée. Enfin, en situation de plateau, l'évaluation des énergies libérées sont très faibles (de l'ordre de 1 MJ) synonyme de déplacements quasi inexistantes.

Même si ces résultats sont, pour le moment, à analyser avec beaucoup de précautions, ils dégagent malgré tout quelques pistes sur la notion de massivité de la couverture suivant les différentes situations. La présence de la vallée implique, quoi qu'il en soit, une libération d'énergie plus importante qu'une situation de plateau. Cette dernière remarque viendrait donc confirmer qu'une vallée implique un recouvrement moins massif. A l'inverse le peu d'énergie libérée dans la configuration de plateau supposerait que la raideur de la couverture serait plus grande. De plus si le milieu est fracturé, cette énergie libérée sera plus importante due, comme nous venons de le voir, à des déplacements plus facilités et donc à une dissipation d'énergie potentielle plus grande. La fracturation, proche de la vallée, jouerait donc dans le sens d'une diminution de la raideur de la couverture.

8- Conclusions

Au cours de ce chapitre, nous avons tenté de répondre à certains nombres de questions concernant le rôle d'une vallée, d'un plateau et d'une fracturation verticale sur le comportement mécanique de la couverture.

Analytiquement, plusieurs travaux ont été menés concernant le rôle de la topographie sur la distribution des contraintes dans le massif. Il en ressort que des contraintes horizontales en compression se développent le long de la pente tandis que des contraintes horizontales en tension apparaissent au pied de cette même pente. Cette région en tension est d'autant plus marquée que la pente de la vallée est importante. L'influence du relief, sur les contraintes, se dissipe avec la profondeur. Néanmoins, tous ces résultats sont issus de cas simples. Ils ne nous renseignent pas sur la répartition des contraintes présentant une hétérogénéité verticale par exemple.

Les différentes modélisations ont montré que la limite vallée/plateau et les mécanismes observés sont propres à chaque propriété des joints. On note, en général, une plastification aux limites de couches, une détente en compression de la contrainte horizontale et verticale proche du flanc de vallée. Les joints subissent également une ouverture au fur et à mesure que l'on se rapproche de la vallée. La présence d'une exploitation minière permet de fixer, raisonnablement, une limite franche entre la situation de plateau et de vallée. Cette frontière est arrêtée à 250 m environ depuis la ligne de rupture de pente.

L'introduction d'une fracturation verticale entraîne une réduction de la zone d'influence de la vallée. La fracturation verticale induit des déplacements importants le long des joints verticaux et horizontaux synonymes de contraintes moins en compression. Cette différence entre le milieu fracturé et non fracturé est plus marquée proche de la surface ce qui indique que superficiellement la fracturation verticale joue de manière plus significative sur les contraintes. Les déplacements tangentiels et normaux aux limites de couches sont plus conséquents en milieu fracturé. On note également une ouverture et un déplacement senestre le long des fractures verticales et qui devient de plus en plus faible en profondeur. Enfin la plastification développée le long des limites de couches est plus importante dans le milieu fracturé que dans le milieu non fracturé.

L'étude des déplacements et des contraintes a permis de montrer comment est sollicité un recouvrement calcaire (contenant un banc raide) proche d'une vallée et soumis à l'action ou pas d'une fracturation verticale. Les phénomènes observés ont donc été traduits en termes de raideur du recouvrement ou de massivité. Deux facteurs ont donc été examinés : les déplacements dans le recouvrement et les bilans de dissipation d'énergie.

L'observation globale des déplacements dans la couverture a permis de montrer un déplacement horizontal et vertical important proche de la vallée et accentué avec la présence de fractures verticales. Ce dernier est donc synonyme d'un recouvrement moins contraint proche de la pente libre et donc présente un comportement moins raide. A l'inverse en situation de plateau, le déplacement est quasi nul. L'étude des déplacements vient donc montrer qu'une vallée implique une couverture moins contrainte qu'en situation de plateau.

Dans un deuxième temps et afin de quantifier réellement l'influence d'une vallée ou d'un plateau (pourvu ou non d'une fracturation), nous avons décidé d'évaluer les dissipations d'énergie dans le recouvrement. Le postulat de base était le suivant : si la couverture dissipe une grande quantité d'énergie, elle présente un comportement peu raide et au contraire, une accumulation importante d'énergie implique alors une couverture plus massive. Le lien entre la l'énergie dissipée dans la couverture et le type de phénomène à prévoir est fondé sur le fait que le recouvrement, et en particulier le ou les bancs raides peuvent accumuler une quantité d'énergie importante pendant un temps donné. Lorsqu'ils auront atteint leurs limites de rupture, ils dégageront alors brutalement une grande quantité d'énergie pouvant être responsable d'une rupture généralisé de la couverture synonyme d'effondrement brutal. Malheureusement, les calculs de dissipations d'énergie, réalisés automatiquement sous UDEC[®], ne présentent pas une grande fiabilité. De plus les développements numériques n'ont pu être menés à terme, liés principalement à des difficultés d'accès des paramètres. Néanmoins, les calculs préliminaires ont confirmé qu'une vallée et qu'une fracturation verticale ont tendance à dissiper l'énergie contenue dans le recouvrement, qui présente alors un caractère peu massif. Au contraire une situation de plateau dissipe très peu d'énergie et suppose alors que le comportement mécanique de la couverture est raide. Malgré tout, ces résultats quantitatifs doivent être encore vérifiés et justifiés raisonnablement.

Chapitre 4

Influence d'une reculée de vallée sur le comportement de la couverture

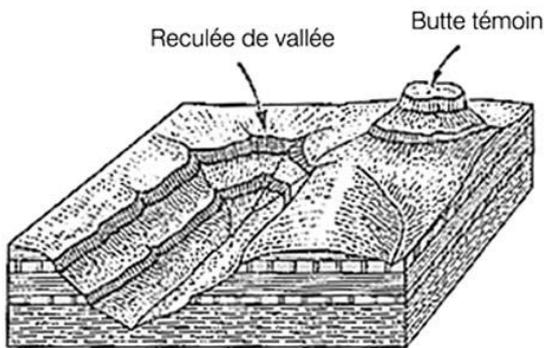
Nous nous attachons dans ce chapitre à quantifier et à évaluer le rôle que pourrait jouer une géomorphologie de type reculée de vallée sur le comportement de la couverture. Cette étude correspond précisément à modéliser une reculée de vallée en trois dimensions afin de vérifier si cette situation morphologique implique une augmentation de la raideur du recouvrement.

Avant tout calcul numérique, nous avons décidé d'étudier quelques solutions analytiques traitant de la répartition des contraintes autour de cavités aux géométries différentes. Cette étude préliminaire permet de mettre en évidence l'importance de la géométrie de la cavité par rapport à la distribution des contraintes et permet également de fournir, en première approche, une idée de la répartition des contraintes autour d'une reculée de vallée mais vue en deux dimensions.

Par la suite, les simulations numériques seront menées à partir de la géologie et de la géométrie réelle d'une reculée de vallée de la région de Moutiers. Nous nous attarderons sur l'élaboration même du modèle et en particulier sur le maillage. Les modélisations seront faites à l'aide du code de calcul FLAC3D[®]. A partir des résultats issus de ces modélisations, nous tenterons d'évaluer l'impact d'une reculée de vallée sur le comportement mécanique du recouvrement en termes de contrainte.

1- Introduction

Dans la définition du critère géologique, qui pour les zones où l'aléa effondrement brutal n'est pas écarté est nécessaire, le rôle de la géomorphologie est pris en compte grâce à l'indice C (chapitre 2). Parmi les différents types de morphologie rencontrés en Lorraine, on trouve la situation de reculée de vallée. Géologiquement, une reculée de vallée est présente dans un relief tabulaire ou aclinal édifié sur des couches horizontales et montrant des plateaux étagés limités par des escarpements. Les cours d'eau, non guidés par la pente des couches, dits inséquents, peuvent alors creuser, à leur tête, des amphithéâtres rocheux fermants appelés reculées de vallée, ou bouts-du-monde (fig.1).



(a) Relief tabulaire présentant une reculée de vallée



(b) Point haut de la reculée de vallée de Moutiers (54)



(c) Panorama sur la reculée de vallée de Moutiers (54)

Figure 1 : Illustration d'une géomorphologie de type reculée de vallée à Baume-les-Messieurs (Jura)

Ce type de situation géomorphologique, de par sa configuration géométrique, peut correspondre à une zone dans laquelle des concentrations de contrainte élevées peuvent se développer. Cette accumulation de contrainte peut alors impliquer que la couverture acquière une raideur relativement importante. Dans la méthodologie GEODERIS, l'indice C prend alors comme valeur 1, favorisant ainsi l'occurrence d'un effondrement brutal pour une zone donnée.

Nous nous proposons dans ce chapitre de valider ou non ces intuitions de départ à partir d'un ensemble de modélisations numériques. Mais avant de pouvoir estimer réellement l'influence d'une reculée de vallée sur le recouvrement, il peut être intéressant, d'un point de vue analytique, d'examiner la répartition des contraintes autour de cavités de formes différentes, qui nous le verrons, peuvent être assimilées, en plan, à une reculée de vallée.

2- Etude de solutions analytiques

2.1- Quelques méthodes analytiques

Il existe diverses solutions analytiques qui traitent de la répartition des contraintes autour de cavités aux formes diverses dans le cas plan. Kirsch (1898) examine la solution analytique de la distribution de contraintes pour un trou circulaire soumis à une charge uniaxiale. Similairement Inglis (1913) énonce les mêmes solutions mais pour un trou elliptique et Greenspan (1944) pour une cavité ovoïde.

Dans notre cas, nous décidons de nous baser sur les travaux de Gerçek (1997) qui expose le calcul de la répartition des contraintes autour de cavités de forme cardéloïde ou dite « cloche ». Cette méthode présente l'avantage d'utiliser la méthode de la cartographie conforme, énoncée par Muskhelishvili en 1953, qui permet facilement d'élaborer une multitude de géométrie de cavités à l'aide d'une simple manipulation de coefficients. La distribution des contraintes est, elle, déterminée par la méthode des potentiels complexes (Novozhilov, 1961).

2.2- Méthode de la cartographie conforme

Le principe de cette méthode est de ramener une cavité à forme complexe à une forme simple, comme un cercle unité, à l'aide d'une fonction mathématique $z=\omega(\zeta)$ où z correspond au plan complexe ($z=x+iy$) où est défini la forme d'origine, et ζ correspond à un autre plan complexe ($\zeta=\xi+i\eta$ ou $\zeta=\rho e^{i\theta}$) où est défini le cercle unité (Muskhelishvili, 1953). La fonction $z=\omega(\zeta)$ transforme des cercles concentriques et des lignes radiales dans le plan ζ en lignes orthogonales curvilignes dans le plan z (fig.2).

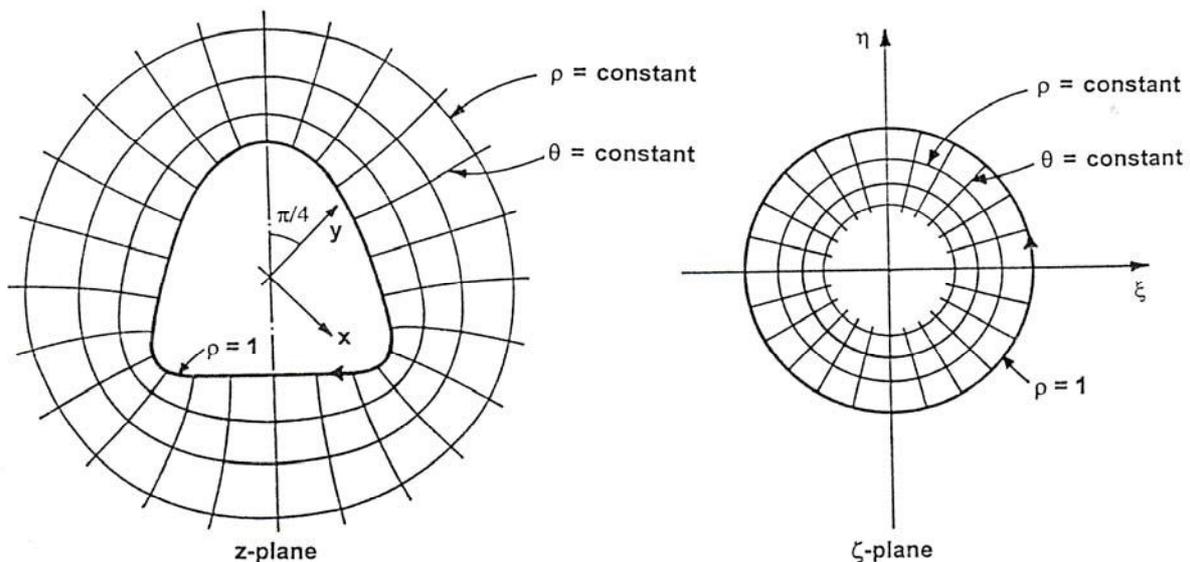


Figure 2 : Méthode de la cartographie conforme (Gerçek, 1997)

La fonction $z=\omega(\zeta)$, définie par Gerçek (1997), permettant la transformation conforme, est basée sur les travaux de Bjorkman & Richards (1979), qui sont les premiers à avoir travaillé sur les formes de cavités cardéloïdes :

$$z = \omega(\zeta) = R \left(\frac{1}{\zeta} + \sum_{k=1}^3 \alpha_k \zeta^k \right) \quad (1)$$

où R est une constante réelle et α_k un coefficient complexe de la forme :

$$\alpha_k = a_k + ib_k \quad \text{pour } k=1,2,3 \quad (2)$$

Les parties réelles et imaginaires de cette fonction déterminent la forme de la cavité. Les formes cardéloïdes sont définies dans le cas où $a_1=b_3=0$ et $b_2=a_2$. Les coordonnées des points, correspondant au contour de la cavité dans le plan z, sont obtenues en posant $\zeta^n = \rho^n \exp(ni\theta)$ dans l'équation 1.

Après avoir séparé les parties réelles et imaginaires de $z=x+iy$, les équations paramétriques deviennent :

$$x = R \left[\left(\frac{1}{\rho} \right) \cos \theta - b_1 \rho \sin \theta + a_2 \rho^2 (\cos 2\theta - \sin 2\theta) + a_3 \rho^3 \cos 3\theta \right] \quad (3a)$$

$$y = R \left[\left(-\frac{1}{\rho} \right) \sin \theta - b_1 \rho \cos \theta + a_2 \rho^2 (\cos 2\theta + \sin 2\theta) + a_3 \rho^3 \sin 3\theta \right] \quad (3b)$$

En posant $\rho=1$ dans les équations 3, on définit la frontière de la cavité, qui dans le plan complexe $\zeta = \xi+i\eta$ est spécifiée comme un cercle unité. La figure 3 présente différentes formes de cavités suivant les valeurs des coefficients de α_k .

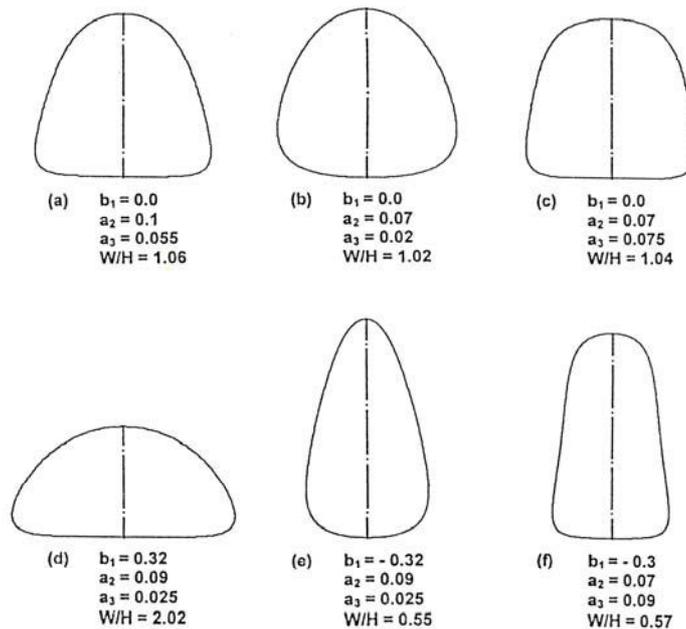


Figure 3 : Différentes formes de cavités suivant les valeurs des coefficients (Gerçek, 1997)

Gerçek (1997) montre que la valeur de b_1 contrôle le ratio W/H , c'est-à-dire le rapport largeur sur hauteur (pour $b_1 > 0$, $W > H$; pour $b_1 < 0$, $W < H$; pour $b_1 = 0$, $W \approx H$). La valeur de a_2 contrôle la triangularité de la forme (pour $a_2 > 0$, la base est plus large que le sommet ; pour $a_2 < 0$ le sommet est plus large que la base ; pour $a_2 = 0$ la section devient symétrique par rapport à l'axe horizontal).

La figure 4 présente l'exemple de la reculée de vallée de Moutiers vue en plan (fig.4a) et d'une cavité de forme triangulaire définie à partir des équations 3a et 3b (fig.4b) :

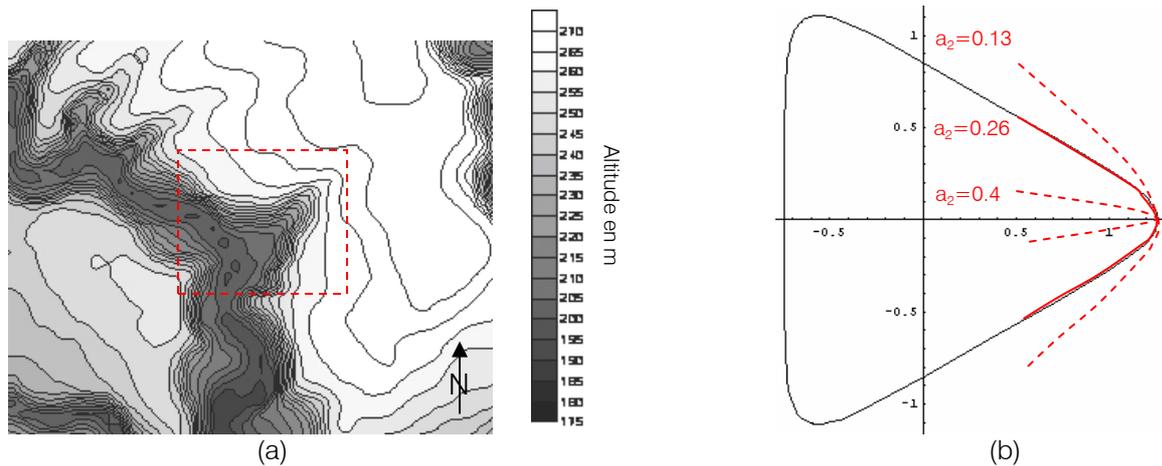


Figure 4 : (a) Exemple de topographie d'une reculée de vallée en plan et (b) cavité triangulaire

Nous voyons clairement que l'on peut assimiler, en deux dimensions, la géométrie d'une reculée de vallée à une cavité triangulaire. Nous allons donc étudier la répartition des contraintes autour d'une cavité triangulaire présentant un sommet plus ou moins anguleux, simulant ainsi la géométrie d'une reculée de vallée plus ou moins encaissée dans un massif rocheux. Cela revient à considérer, dans les équations paramétriques 3a et 3b, tous les coefficients nuls hormis le coefficient a_2 prenant successivement les valeurs de 0,4, 0,26 et 0,13.

Une fois la géométrie de la cavité définie, la détermination de la distribution des contraintes est résolue alors dans le plan ζ en utilisant deux fonctions potentielles complexes $\phi(\zeta)$ et $\psi(\zeta)$. A noter que les conditions aux limites du problème données dans le plan z sont également transformées dans le plan ζ .

2.3- Calcul analytique des contraintes par la méthode des potentiels complexes

La cavité est soumise à un champ de contrainte in situ défini par les composantes principales P (faisant un angle β avec l'axe vertical), $k_1.P$ et $k_2.P$ (composante contenue dans le plan perpendiculaire à Oxy). Dans ce cas de déformation plane, le massif est considéré comme étant isotrope et homogène avec un comportement élastique linéaire (fig.5).

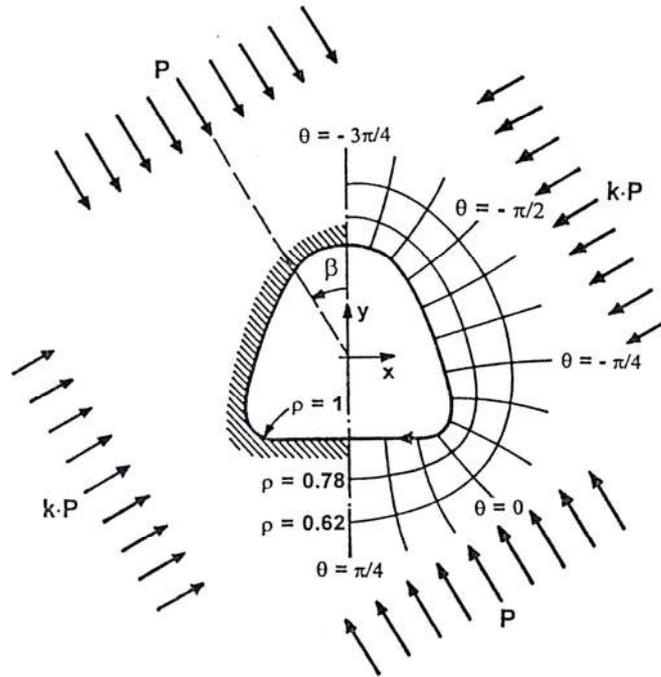


Figure 5 : Conditions initiales autour de la cavité (Gerçek, 1997)

La distribution des contraintes est calculée à partir de deux fonctions potentielles complexes. Cette méthode a été initialement développée par Muskhelishvili (1953) puis complétée et adaptée à divers problèmes par Savin (1961) et England (1971). Gerçek (1997) utilise « la méthode des potentiels complexes modifiée des coefficients indéterminés » de Chernykh et employée par Novozhilov (1961).

Les deux fonctions potentielles complexes sont définies par :

$$\varphi(\zeta) = 0,5A[\omega(\zeta)] + R[\varphi_1(\zeta) + \varphi_2(\zeta)] \quad (4a)$$

$$\psi(\zeta) = B[\omega(\zeta)] + R[\psi_1(\zeta) + \psi_2(\zeta) + \psi_3(\zeta)] \quad (4b)$$

où $\omega(\zeta)$ est la fonction permettant la cartographie conforme donnée par l'équation 1 et, A et B définissent les contraintes in situ, soit :

$$A = 0,5P(1+k) \quad (5a)$$

$$B = 0,5P(1-k)\exp\left[-2i\left(\beta + \frac{\pi}{4}\right)\right] \quad (5b)$$

Les termes restants dans l'équation 4a, c'est-à-dire $\varphi_1(\zeta)$ et $\varphi_2(\zeta)$ sont définis par :

$$\varphi_1(\zeta) = -A(\alpha_2\zeta^2 + \alpha_3\zeta^3) \quad (6a)$$

$$\varphi_2(\zeta) = (c+id)\zeta \quad (6b)$$

où

$$c = P \frac{(1-k)\sin 2\beta}{2(1-a_3)} \quad (7a)$$

$$d = -P \frac{(1-k)\cos 2\beta + (1+k)b_1}{2(1+a_3)} \quad (7b)$$

Les termes en $\psi_i(\zeta)$, dans l'équation 4b, peuvent être écrits comme :

$$\psi_1(\zeta) = -B(\alpha_1\zeta + \alpha_2\zeta^2 + \alpha_3\zeta^3) - A\zeta \quad (8a)$$

$$\psi_2(\zeta) = \frac{A(2\alpha_2 + 3\alpha_3\zeta)(\zeta^4 + \overline{\alpha_1}\zeta^2 + \overline{\alpha_2}\zeta + \overline{\alpha_3})}{(3\alpha_3\zeta^4 + 2\alpha_2\zeta^3 + \alpha_1\zeta^2 - 1)} \quad (8b)$$

$$\psi_3(\zeta) = -(c + id) \frac{(1 + 3\overline{\alpha_3}\alpha_3)\zeta^3 + 2\overline{\alpha_3}\alpha_2\zeta^2 + (\overline{\alpha_1} + \overline{\alpha_3}\alpha_1)\zeta + \overline{\alpha_2}}{(3\alpha_3\zeta^4 + 2\alpha_2\zeta^3 + \alpha_1\zeta^2 - 1)} \quad (8c)$$

où les barres indiquent la valeur du complexe conjugué.

Finalement, les contraintes radiales (σ_ρ), tangentielles (σ_θ) et cisailantes ($\tau_{\rho\theta}$) sont calculées par le système d'équations de Kolosov- Muskhelishvili :

$$\sigma_\theta + \sigma_\rho = 2[\Phi(\zeta) + \overline{\Phi(\zeta)}] \quad (9a)$$

$$\sigma_\theta - \sigma_\rho + 2i\tau_{\rho\theta} = \frac{2\zeta^2 [\Phi'(\zeta)\overline{\omega(\zeta)} + \Psi'(\zeta)]}{\rho^2 \omega'(\zeta)} \quad (9b)$$

où $\Phi(\zeta) = \frac{\phi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)}$

La contrainte axiale peut être calculée par :

$$\sigma_z = P_z + \nu[\sigma_\theta + \sigma_\rho - (1+k)P] \quad (9c)$$

où $P_z = k_z.P$ est la contrainte principale normale au plan Oxy et ν est le coefficient de Poisson du milieu.

Les contraintes peuvent alors être exprimées dans le repère cartésien (Oxy). On opère un changement de base du repère polaire au cartésien à l'aide de la matrice de rotation pour finalement obtenir :

$$\sigma_{xx} = \frac{\sigma_{\rho\rho} + \sigma_{\theta\theta}}{2} + \frac{\sigma_{\rho\rho} - \sigma_{\theta\theta}}{2} \cos 2\theta + \sigma_{\rho\theta} \sin 2\theta \quad (10a)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{\sigma_{\rho\rho} + \sigma_{\theta\theta}}{2} + \frac{\sigma_{\rho\rho} - \sigma_{\theta\theta}}{2} \cos 2\theta - \sigma_{\rho\theta} \sin 2\theta \quad (10b)$$

2.4- Résultats des calculs analytiques

Les hypothèses de calculs sont définies comme suit : le chargement autour de la cavité est supposé isotrope soit $k=1$, unitaire soit $P=1$ et orienté à la fois selon l'axe Ox et Oy soit $\beta=0$ (fig.5).

2.4.1- Selon la composante horizontale σ_{xx}

La figure 6 présente le rapport des contraintes finales (après excavation de la cavité) sur les contraintes initiales (avant excavation de la cavité) pour la composante horizontale suivant la forme du sommet de la cavité triangulaire.

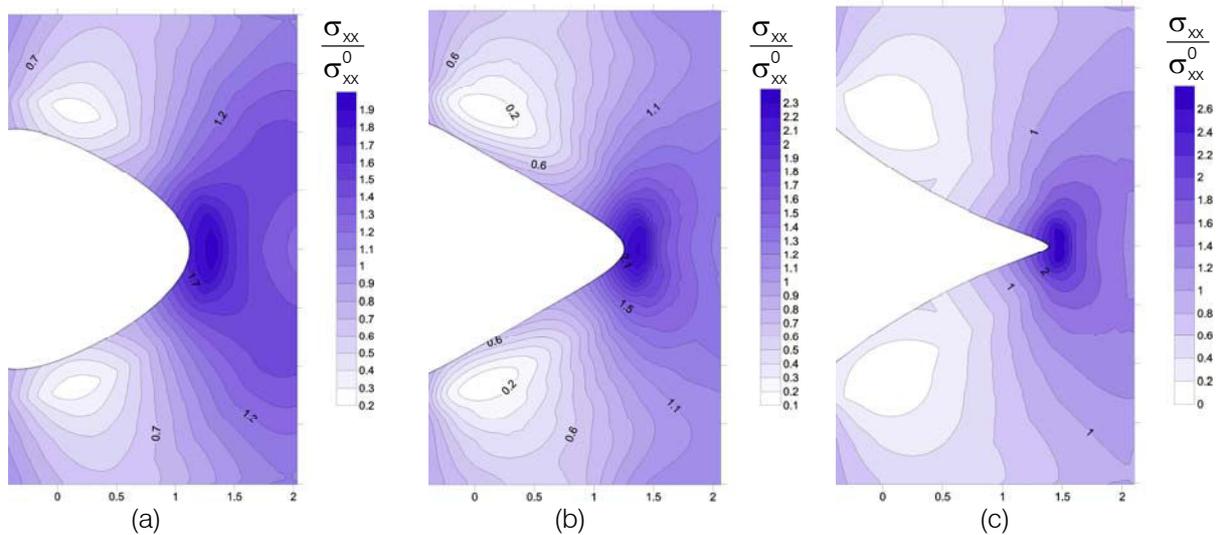


Figure 6 : Isovaleurs du rapport $\sigma_{xx}/\sigma_{xx}^0$ pour (a) $a_2=0,13$ (b) $a_2=0,26$ et (c) $a_2=0,4$

Lorsque la cavité présente un sommet de plus en plus anguleux (a_2 augmente), le rapport de contrainte devient de plus en plus élevé. Quand $a_2=0,13$, ce rapport atteint au maximum 1,9 alors que dans le cas où $a_2=0,4$ il est de 2,6.

Ces résultats montrent donc qu'il existe une zone présentant des surcontraintes localisées précisément autour du sommet de la cavité. Concernant la dimension de cette zone, on remarque qu'elle est d'autant plus élargie que le sommet de la cavité est arrondi, ce qui explique que les surcontraintes soient plus dispersées lorsque $a_2=0,13$. A l'inverse, sur les bords extérieurs de la cavité, le rapport de contraintes est inférieur à 1, synonyme de zones en sous contraintes et plus détendues.

2.4.2- Selon la composante verticale σ_{yy}

La figure 7 présente le rapport de contraintes finales sur initiales pour la composante verticale et ceci également pour les trois situations.

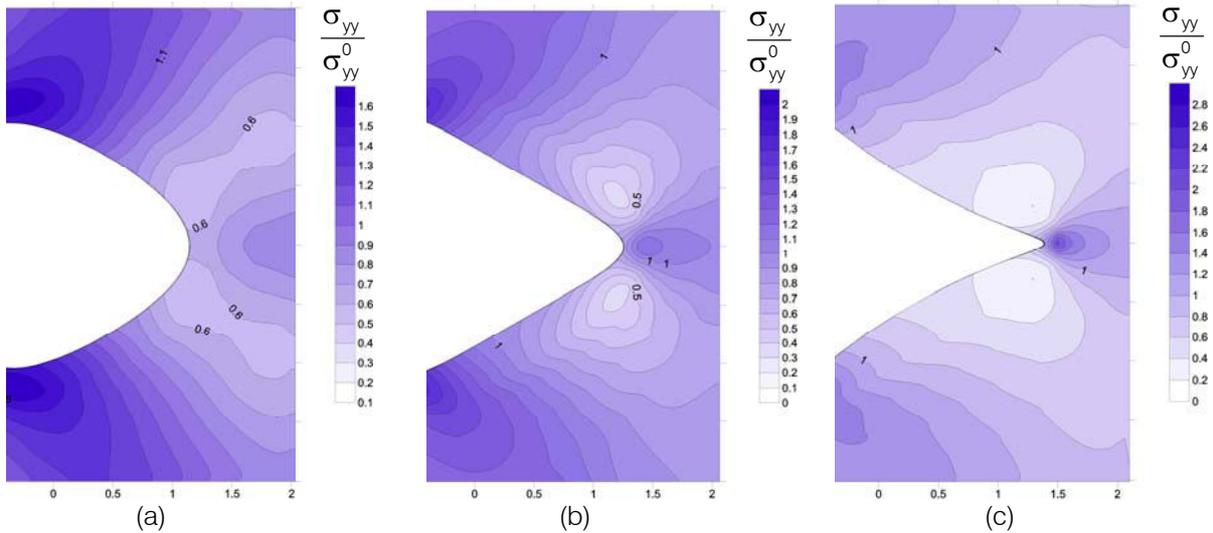


Figure 7 : Isovaleurs du rapport $\sigma_{yy}/\sigma_{yy}^0$ pour (a) $a_2=0,13$ (b) $a_2=0,26$ et (c) $a_2=0,4$

Contrairement au rapport des contraintes horizontales, les contraintes verticales ne présentent pas de zone en surcontraintes au niveau du sommet et ceci essentiellement pour les cas où $a_2=0,13$ et $a_2=0,26$. Dans le premier cas, le rapport de contraintes atteint une valeur maximale de 0,6, synonyme d'une zone en sous contrainte, tandis que pour le deuxième cas, le rapport est égal à 1. Lorsque la cavité présente un sommet très anguleux ($a_2=0,4$), une zone en surcontraintes apparaît. La présence de cette concentration de contraintes est due, au contraire des deux autres cas, essentiellement à un effet purement géométrique du sommet correspondant quasi à un point singulier.

2.5- Discussion

Il faut retenir des calculs analytiques, qu'au niveau du sommet de la cavité, on distingue une zone en surcontrainte pour la composante horizontale σ_{xx} . Cette zone en surcontrainte est d'autant plus importante que le sommet de la cavité, pouvant être assimilé au sommet de la reculée de la vallée, est doux ou arrondi. Au contraire, la contrainte verticale ne développe pas de zones en surcontraintes.

Il est important de noter, que dans ce cas de solutions analytiques, nous sommes dans la situation d'une cavité infinie sous l'hypothèse de déformation plane (solution 2D) avec des déplacements nuls. Ces solutions sont donc issues d'un cas idéaliste et ne dépendent pas des conditions aux limites. Elles n'ont pour seul but que de nous donner une idée sur la répartition des contraintes autour de cavités triangulaires, assimilées à des reculées de vallée. Elles nous permettent ainsi de se projeter sur la présence ou non de surcontraintes autour d'une reculée de vallée, qui elle sera naturellement traitée en 3D avec ses propres conditions initiales et aux frontières.

3- Modélisation à grande échelle d'une reculée de vallée

3.1- Présentation du site modélisé

La ville de Moutiers connut en 1940 un effondrement brutal et en 1997 un affaissement progressif. L'effondrement brutal survint à la mine d'Auboué. La mine était exploitée en multicouches, avec la présence d'intercalaire entre chaque couche de minerai de faible épaisseur (environ 7 m).

Dans certaines conditions, cet intercalaire a pu rompre et ainsi augmenter considérablement l'ouverture des chambres et l'élancement des piliers. Les piliers laissés en place étaient de forme carrée (10 m x 10 m) et la largeur des galeries était de 8,56 m. Autour de la zone effondrée, on a noté la présence d'exploitations voisines en phase de traçage et il ne subsistait pas de zone de dépilage à proximité. L'accident est survenu 4 ans après le traçage et aucuns signes précurseurs n'ont été détectés à l'époque (les habitations environnantes n'ont pas été évacuées).

D'un point de vue topographique, le site de la zone effondrée correspond à un plateau étroit entaillé à l'est par la vallée du Fond de la Noue et la vallée du Woigot à l'ouest. Le plateau est découpé en plusieurs compartiments par plusieurs failles N-S (faille d'Homécourt) et NE-SO (faille de l'Orne). Le relief présente une particularité de reculée de vallée qui correspond à un talweg (fig.8), nommé du Bois de Trente Jours, qui s'enfonce en pointe par l'ouest entre la zone de l'effondrement brutal de 1940 et la zone de l'affaissement progressif de 1997.

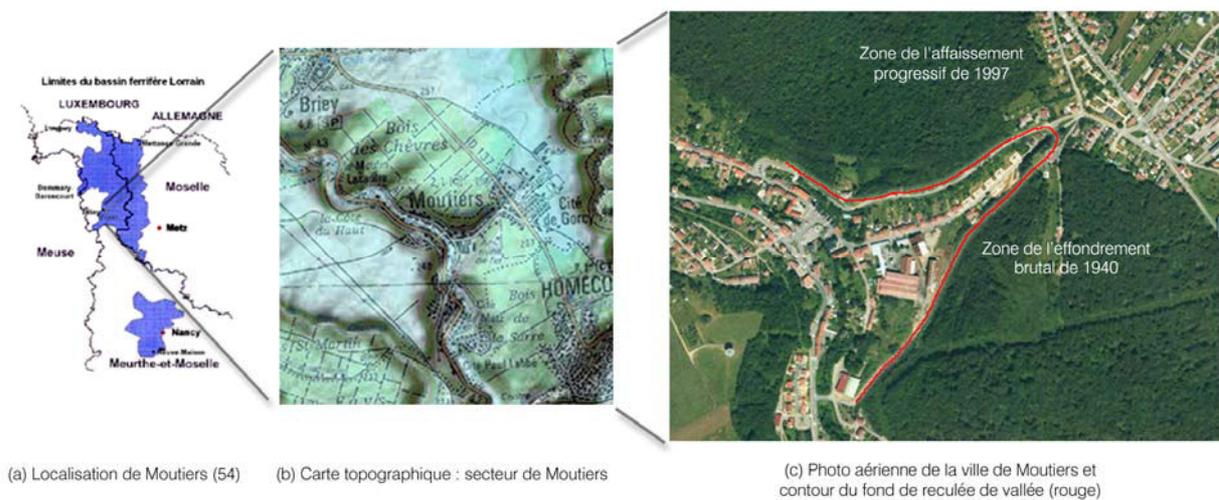


Figure 8 : Présentation générale du site de Moutiers

3.2- Choix du code de calcul

L'approche de l'influence de ce type de géomorphologie ne peut se faire qu'à l'aide d'une modélisation en trois dimensions. En effet si une reculée de vallée doit jouer un rôle sur la massivité de la couverture, il ne peut être dû qu'à un effet géométrique 3D impliquant un phénomène de fretage et donc une concentration de contraintes élevées. Il nous a donc semblé judicieux d'utiliser le code de calcul aux éléments finis FLAC3D[®] développé par Itasca. Dans ce type de code, le massif est représenté par des éléments polyédriques. Chaque élément se comporte selon une loi linéaire ou non-linéaire contrainte/déformation en réponse aux forces appliquées. Le massif peut se déformer suivant des larges déformations. Le schéma de résolution explicite lagrangien et la technique de zonage par discrétisation mixte assure que le calcul et la représentation des zones plastiques, ou rompues, sont modélisés très précisément. De plus, ce type de code présente l'avantage de ne pas calculer et stocker, à chaque pas de temps, la matrice de rigidité augmentant ainsi la rapidité des calculs. Enfin, les inconvénients de la formulation explicite, comme la limitation d'un pas de temps petit, sont surmontés par l'existence des facteurs automatique d'inertie et d'amortissement qui n'influencent pas eux-mêmes le mode de rupture.

Le schéma de résolution de ce code est basé sur la méthode des différences finies. La figure 9 précise la séquence de calcul utilisé par le code.

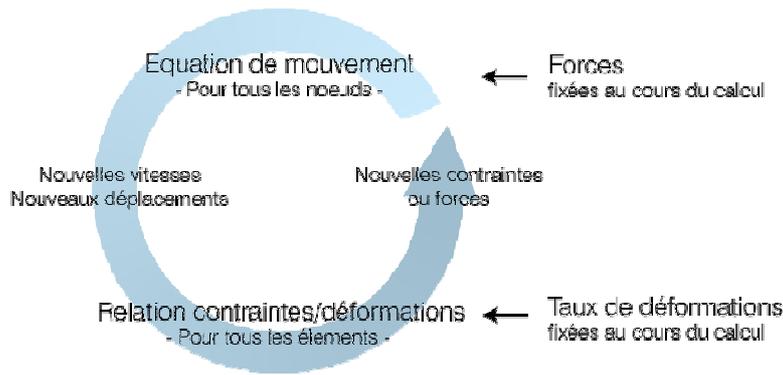


Figure 9 : Séquence de calcul générale de la méthode des différences finies (schéma explicite)

Pour de plus amples détails et précisions sur la méthode de résolution et sur le code FLAC3D[®], le lecteur pourra se reporter à l'annexe D1.

3.3- Conception d'un modèle réaliste

Afin de concevoir un modèle le plus réaliste et précis possible, nous avons mené la méthodologie suivante :

- la conception d'un modèle numérique de terrain de Moutiers et l'intégration de ce modèle sous le géomodeleur GOCAD[®] (Geological Objects Computer Aided Design),
- l'intégration de la géologie du site de Moutiers au sein de GOCAD[®],
- l'élaboration d'une grille de maillage sous GOCAD[®],
- enfin, l'intégration du maillage sous FLAC3D[®].

3.3.1- Conception d'un modèle numérique de terrain

La première étape consiste donc à construire la topographie du secteur de Moutiers. Les courbes de niveau, extraites de la carte topographique 1/25000^{ème} du secteur de Briey (IGN, CD 54 NORD), ont été numérisées. Une fois cette numérisation faite, les coordonnées de la topographie ont été intégrées sous GOCAD[®] afin d'obtenir un premier géomodèle présentant pour l'instant uniquement le relief de la région de Moutiers.

La figure 10 présente d'une part le modèle numérique de terrain initial, et d'autre part, son intégration sous GOCAD[®].

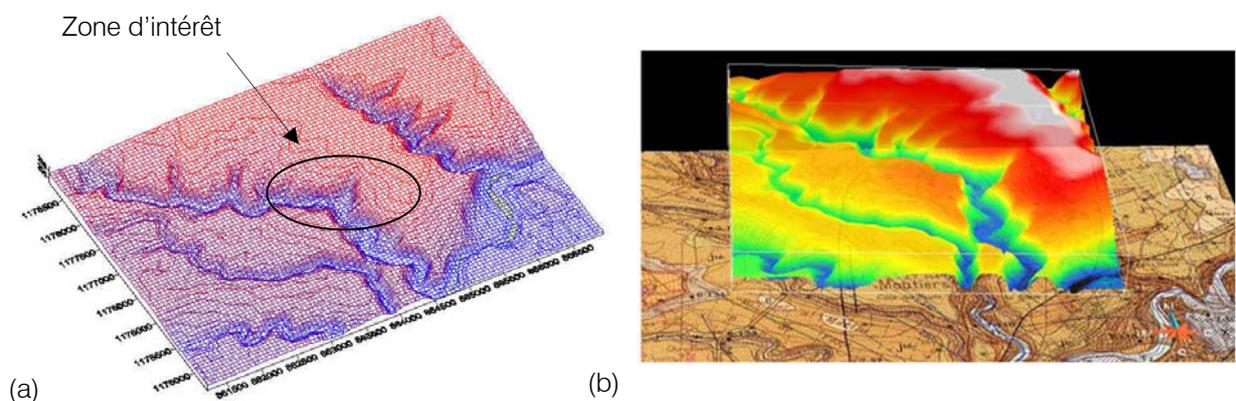


Figure 10 : (a) MNT de la région de Moutiers (extrait de la carte IGN, CD 54 Nord, secteur de Briey) et (b) intégration de la topographie de Moutiers sous GOCAD[®]

3.3.2- Intégration de la géologie de Moutiers

La deuxième étape consiste à intégrer la géologie de la zone d'intérêt au sein du modèle numérique. Des données, telles que les positions des toits de formations (isohypses), failles, pendages et directions, ont été extraites de la carte géologique au 1/50000^{ème} de Briey. Ceci nécessite donc un travail de calage des coordonnées géographiques de la carte géologique, définies en système « Lambert II étendu », avec celles des données topographiques définies en système « Lambert I ». La diversité de systèmes de références utilisés dans les cartes fait que ce calage n'est jamais parfait, mais néanmoins précis à quelques mètres près.

Il existe donc à proximité de la zone d'intérêt trois failles de moyenne importance, parmi lesquelles la faille de Coinville. Celles-ci sont considérées comme verticales, avec un pendage de 90°, et orientées N-S. Le rejet maximal de cette famille de failles ne dépasse pas les 10 m.

Les deux sondages, SC1a et SC1b, présentés et décrits dans le chapitre 3, ont été intégrés au modèle GOCAD[®] permettant de définir les limites entre les formations dans la couverture. A ce titre, il est important de noter que l'ordre stratigraphique du modèle géologique sera le même que celui utilisé pour les modélisations 2D de la situation de vallée du chapitre 3. La seule différence se situe au niveau des épaisseurs des formations. En effet, la prise en compte des sondages dans le modèle GOCAD[®] nous permettent de définir des épaisseurs de formations plus « proches » de la réalité, c'est-à-dire des épaisseurs variables avec la notion de pendage des couches, au contraire des modèles du chapitre 2, qui se voulaient plus génériques.

Au niveau du minerai et des intercalaires, les couches ont été modélisées comme ne faisant qu'une seule unité. En dessous, on distingue les marnes au mur de la formation ferrifère et les marnes dites inférieures (fig.11).

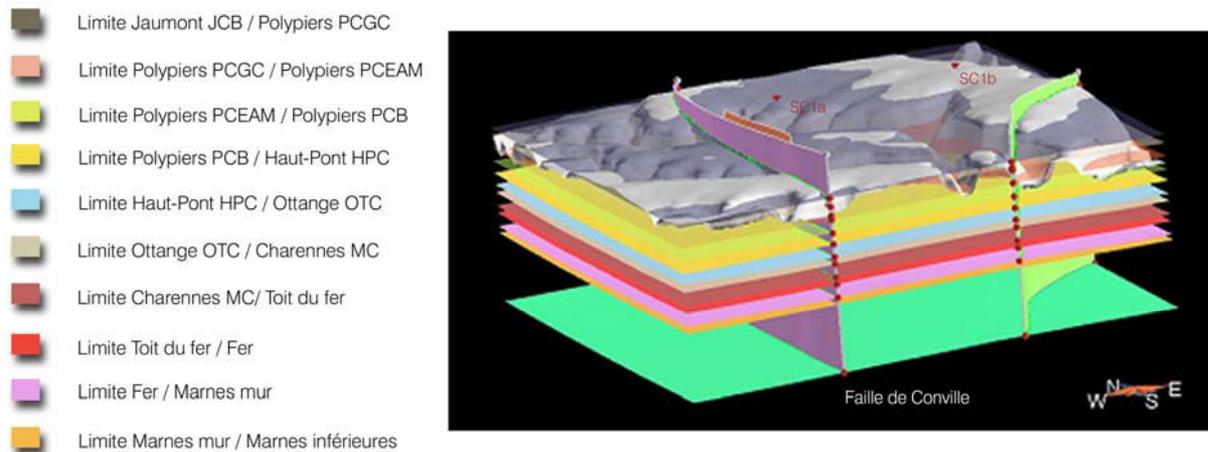


Figure 11 : Positions initiales des formations, failles et localisation des deux sondages sous GOCAD[®]

Une fois l'introduction de toutes les données décrites jusqu'ici, les formations sont interpolées (Discrete Smooth Interpolation, Mallet 1989) permettant de construire des surfaces structurales (couches et failles) continues. Le modèle géologique obtenu fournit une représentation complète des différents objets géologiques (limites de couches, failles, sondages). La figure 12 présente le modèle géologique et la position des limites de couches assemblées à la surface topographique.

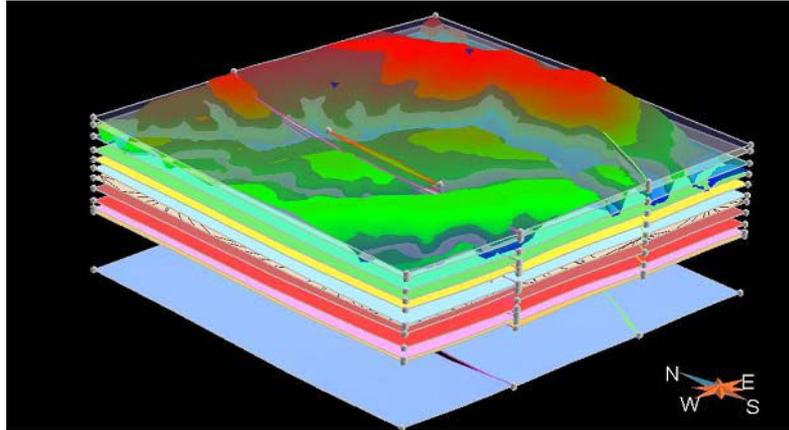


Figure 12 : Modèle structural final (formations et failles interpolées) sous GOCAD®

3.3.3- Elaboration d'une grille de maillage et intégration sous FLAC3D®

L'élaboration d'une grille de maillage s'effectue à l'aide d'un outil permettant de créer des grilles volumiques, en particulier pour simuler des réservoirs dans le domaine pétrolier. Dans notre cas, il est utilisé pour obtenir une représentation volumique de la zone d'intérêt ainsi que pour générer le maillage intégré plus tard dans FLAC3D®. Le modèle obtenu est présenté sur la figure 13. Nous présentons également une coupe au niveau de la reculée de vallée (avant d'être excavée) pour se rendre compte de la prise en compte du pendage des couches et de la variation de leurs épaisseurs.

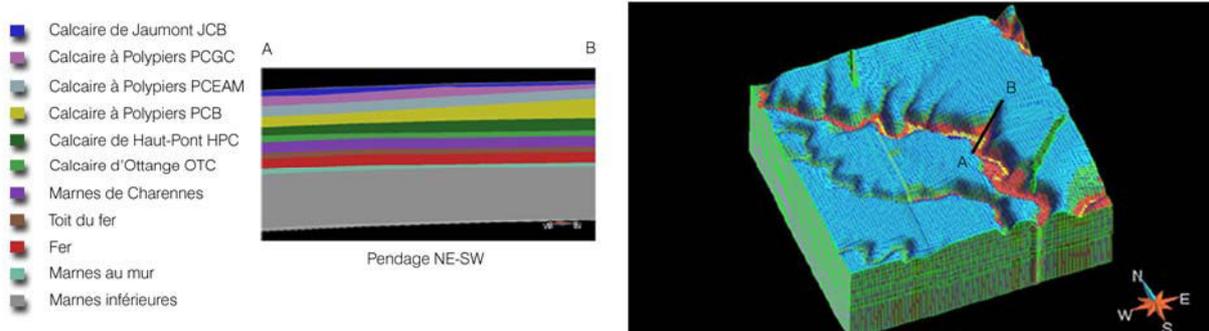


Figure 13 : Coupe et grille de maillage sous GOCAD®

3.3.4- Intégration du maillage sous FLAC3D®

Sous FLAC3D®, afin de discrétiser le modèle numérique, il est possible de générer différents types d'éléments de maillage. Il existe, entre autre, des éléments de type surface et des éléments de type volume. Les éléments de type volume sont définis par un ensemble de 8 points ou moins et peuvent être de formes diverses : ces éléments sont appelés formes primitives. Il est possible alors de générer des primitives de type cube, pyramide, tétraèdres, etc... Dans le cas du cube (fig.14), définissons les hauteurs d_1 , d_2 , d_3 et d_4 .

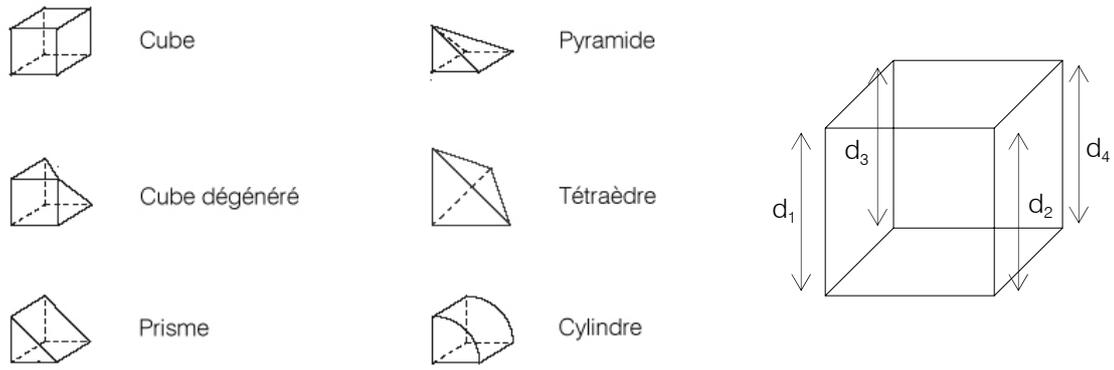


Figure 14 : Forme primitive sous FLAC3D® et définition des différentes hauteurs de l'élément cube

A partir des coordonnées des mailles de GOCAD® et suivant les valeurs respectives de chaque hauteur (positives ou négatives), FLAC3D® génère des éléments qui ajustent leurs formes par rapport à la géométrie du modèle initial.

En d'autres termes proches de la reculée de vallée, les éléments seront plutôt de type pyramidal et tétraédrique, décrivant ainsi le fond de la reculée de vallée, alors qu'ailleurs ils seront de type cubique correspondant au massif restant (fig.15).

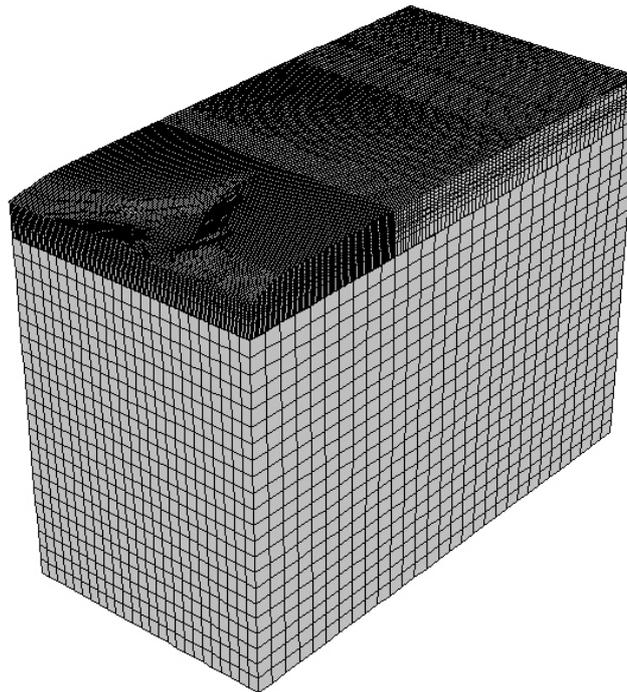


Figure 15 : Maillage du modèle FLAC3D® issu de la grille de maillage GOCAD®

La figure 16 présente le principe de l'élaboration de la grille de maillage (fig.15) à partir des coordonnées de GOCAD®.

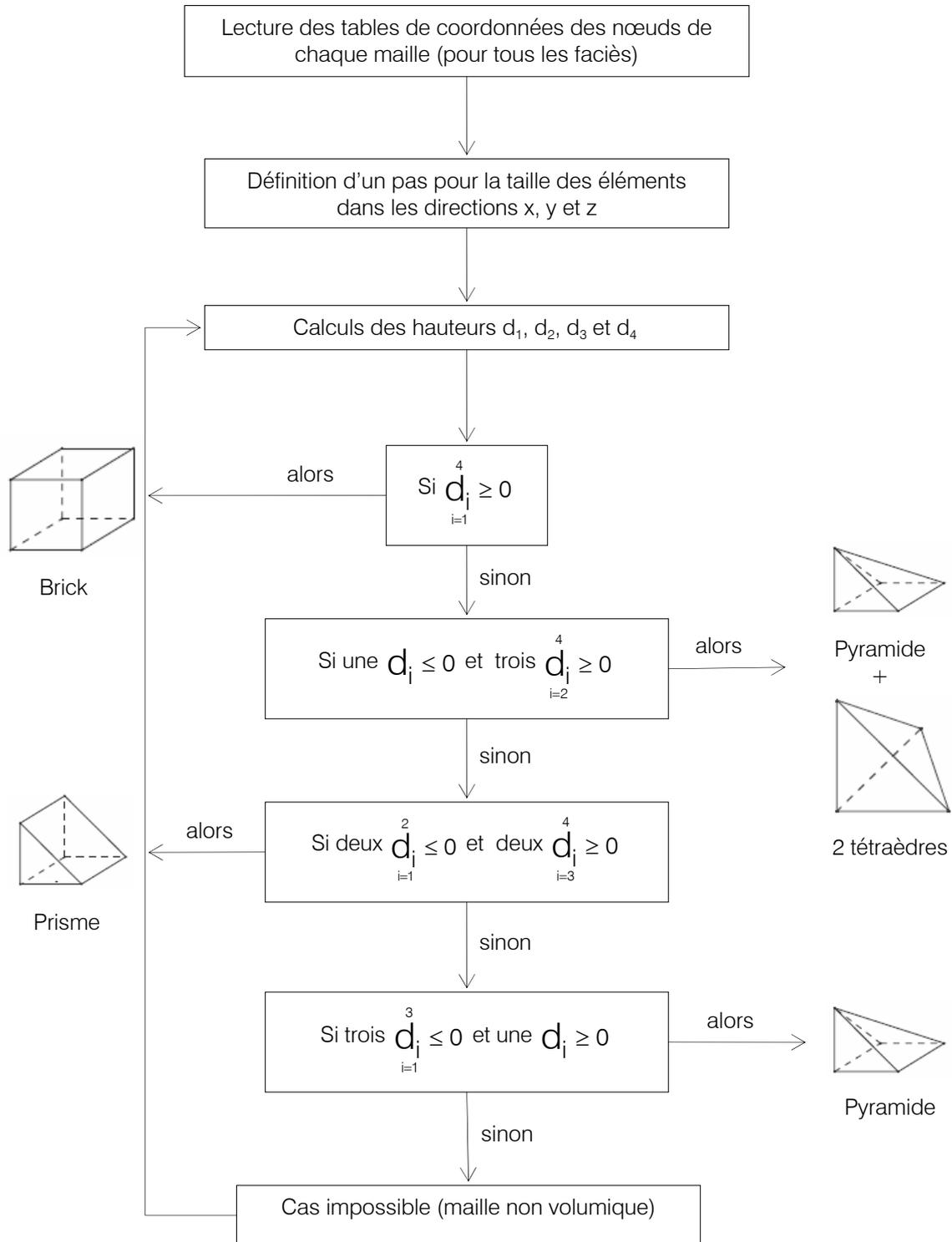


Figure 16 : Principe de l'élaboration du maillage de GOCAD® vers FLAC3D®

3.4- Modélisation sous FLAC3D®

3.4.1- Dimensionnement et maillage

Au même titre que pour le cas de la modélisation d'une situation de vallée (chapitre 3), la formation d'une reculée de vallée engendre l'excavation d'un grand volume de blocs. La dimension de la zone à excaver mesure au maximum 1500 m de large sur 600 m de long. Afin d'être loin des zones de perturbations des contraintes dues à l'excavation, nous considérons un modèle de 1500 m de large sur 3000 m de long et une profondeur de 2200 m (fig.17). L'extension du modèle vers le bas correspond à une unité très résistante permettant la stabilité du modèle en profondeur.

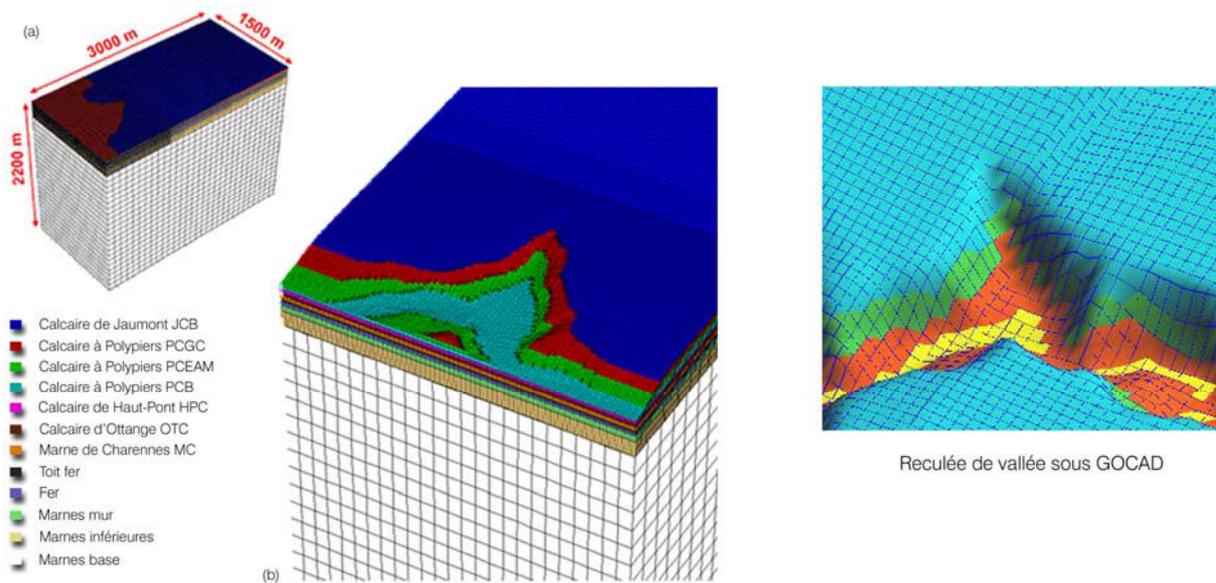


Figure 17 : (a) Dimension du modèle (b) Reculée de vallée excavée

Le modèle contient au total 273 724 éléments et 529 232 nœuds. Au niveau de la zone d'intérêt, le maillage est affiné avec des éléments de 10 m par 10 m. Il est bien sûr toujours possible de réduire la taille des éléments pour avoir un maillage beaucoup plus fin sur la reculée de vallée. Néanmoins aux vues des dimensions du modèle, le nombre de mailles deviendrait trop important et poserait des problèmes de taille mémoire et de temps de calculs beaucoup trop longs.

En dépit d'avoir un modèle continu, au niveau de chaque limite de couche, nous introduisons des interfaces afin de rendre compte de l'effet de la présence d'une discontinuité entre deux couches (apparition de points plastiques ou ouverture/fermeture de joints). FLAC3D® peut pourvoir des interfaces caractérisées par des lois élasto-plastiques de type Mohr-Coulomb. Elles sont constituées d'éléments triangulaires dont les sommets sont connectés aux nœuds des mailles. Ainsi au fur et à mesure de la construction du maillage, un élément d'interface est affecté sur chaque maille pour au final former une interface complète sur toute l'unité de la couche.

3.4.2- Propriétés mécaniques des couches

Les propriétés mécaniques « massif » des formations sont les mêmes que celles utilisées au cours des modélisations 2D de la situation de vallée (chapitre 3). A titre indicatif, elles sont rappelées dans le tableau 1 et rappelons que les calcaires de Jaumont (JCB), à polypiers (PCGC et PCB) et de Haut-Pont (HCP) présentent un comportement mécanique plutôt raide tandis que les calcaires à polypiers (PCEAM) et d'Ottange (OTC) montrent un caractère plus tendre. Tous les matériaux auront un comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb.

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques massif des faciès-types

	E_m (GPa)	R_{c_m} (MPa)	C_m (MPa)	Φ_m (°)	K (MPa)	G (MPa)
JCB	22	9,62	1,3	60	14600	8800
PCGC-PCB	26	8,4	1,7	55	17400	10400
PCEAM	4	11,16	0,5	33	2600	1600
HPC	25	13,74	2,3	54	16800	10000
OTC	5	2,54	0,8	29	3100	1900
MC	6	3,2	1	30	5000	2300
Toit fer	5,8	3,4	0,9	26	3900	2300
Fer	7,8	4,5	1,2	35	5200	3100
Marnes mur	2	1	0,3	10	3300	1500
Marnes inférieures	7,8	4,5	1,2	35	5200	3100
Marnes base	31,2	-	-	-	20800	12500

3.4.3- Propriétés mécaniques des discontinuités

Les caractéristiques des joints sont déterminées à partir de la méthodologie de Bandis et al. (1983) comme vue au chapitre 3. Le calcul des raideurs normales et tangentielles des joints est fonction de la contrainte normale, appliquée sur la discontinuité, qui est elle-même dépendante de l'ouverture initiale et de la fermeture maximale du joint. Cette contrainte normale est calculée à une profondeur donnée en considérant le poids des terrains sus-jacents. Dans le cas de la situation de vallée, toutes les discontinuités étaient horizontales. Le long d'un même joint, la contrainte normale était donc constante.

Dans notre cas, nous avons considéré une géologie la plus réaliste possible du secteur de Moutiers (§ 4.2.2). Comme nous pouvons le voir sur la coupe de la figure 13, les couches présentent un pendage NE-SO. Le long d'une discontinuité, la contrainte normale n'est donc pas constante. Afin de simplifier le calcul des propriétés des joints, nous avons estimé une profondeur moyenne de chaque limite de couches supposant la discontinuité horizontale donc une contrainte normale moyenne. Par ailleurs le comportement normal aux limites de couche sera considéré comme élastique et sans résistance en traction. Dans la direction tangentielle, le

comportement sera élastoplastique parfait limité par le critère de Mohr-Coulomb. Le tableau 2 résume les propriétés mécaniques des joints.

Tableau 2 : Caractéristiques des joints dans le cas de la reculée de vallée

	Profondeur _{mov} (m)	Kn(MPa/m)	Ks (MPa/m)
JCB/PCGC	-11,6	3,67.10 ³	1,47.10 ³
PCGC/PCEAM	-25,6	2,85.10 ³	1,14.10 ³
PCEAM/PCB	-45,5	3,70.10 ³	1,48.10 ³
PCB/HPC	-66	6,07.10 ³	2,43.10 ³
HPC/OTC	-84,4	5,77.10 ³	2,31.10 ³
OTC/Chareennes	-98,5	6,56.10 ³	2,62.10 ³
Chareennes/Toit formations	-114,6	8,18.10 ³	3,27.10 ³
Toit formations/Fer	-129,5	1,01.10 ⁴	4,03.10 ³
Fer/Marnes mur	-157,4	1,03.10 ⁴	4,12.10 ³
Marnes mur/Marnes inférieures	-187,4	1,14.10 ⁴	4,24.10 ³

3.4.4- Conditions initiales, aux limites et phasage

La contrainte verticale est donnée par le poids des terrains sous-jacents et on considère que les contraintes initiales sont isotropes soit :

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma h \tag{11}$$

Les phases de calculs sont les suivantes :

- un équilibre initial où le modèle est soumis aux conditions initiales des contraintes de chargement, aux conditions aux limites (symétrie, conditions à la base). Tous les joints sont bloqués en ayant comme caractéristiques les valeurs les plus élevées obtenues (fig.18),
- une excavation de la reculée de vallée en une seule phase et l'affectation des propriétés des discontinuités.

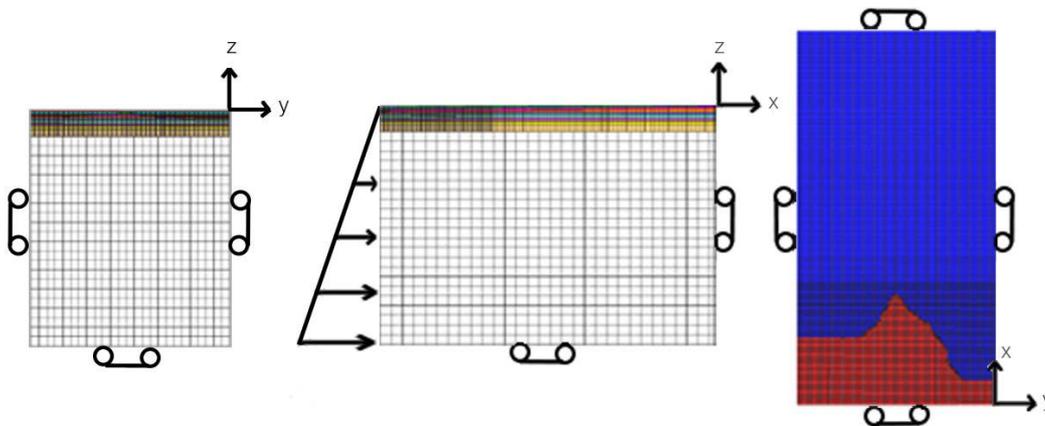


Figure 18 : Conditions aux limites initiales

4- Résultats et discussions

4.1- Contraintes initiales

La figure 19 présente la répartition des contraintes initiales (avant excavation) autour de la future reculée de vallée et ceci pour les trois composantes à 10 m de profondeur (JCB) dans le modèle. Nous avons décidé de suivre, et ceci pour toutes les représentations des isovaleurs, les composantes σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} du tenseur des contraintes afin de pouvoir comparer facilement les résultats issus des simulations numériques avec ceux issus des solutions analytiques.

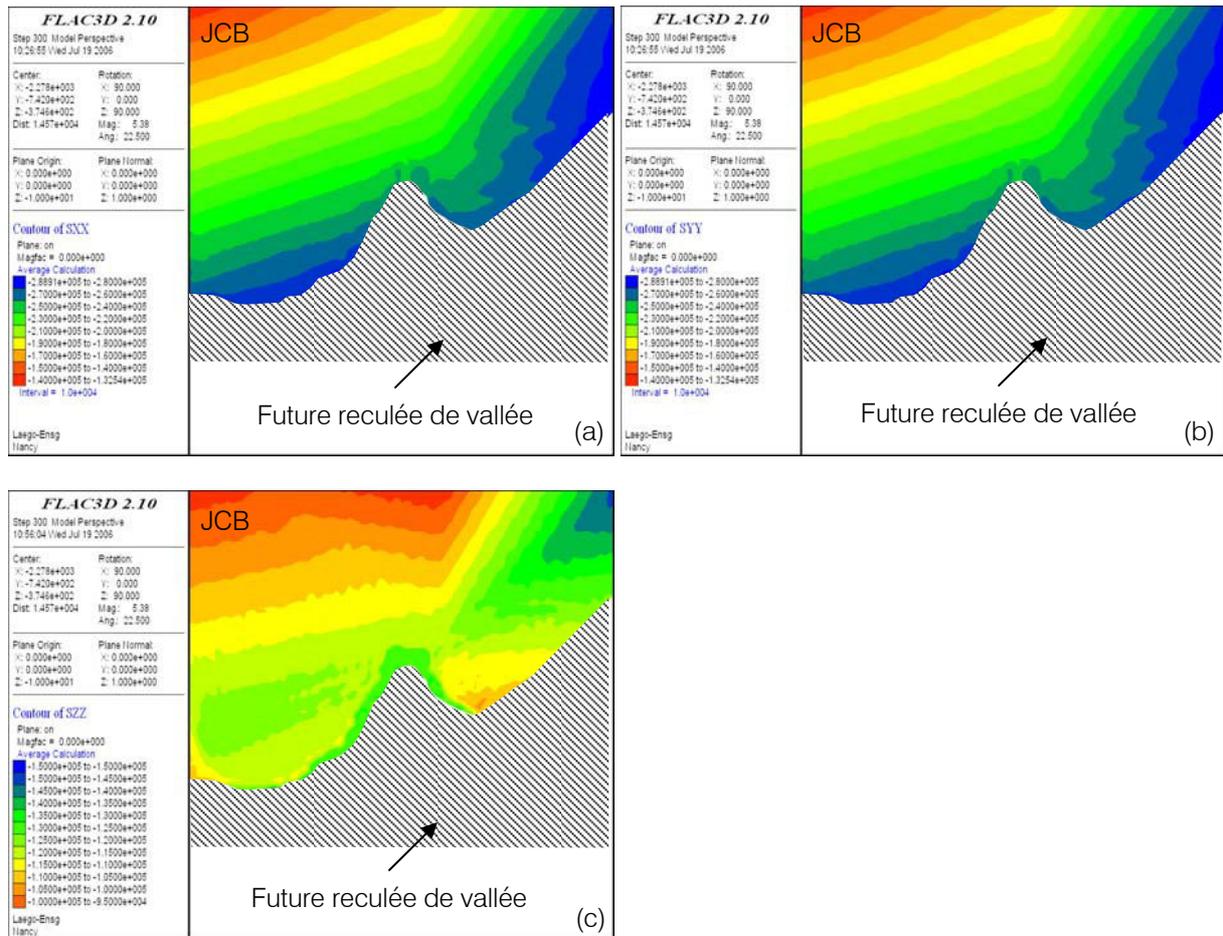


Figure 19 : Contraintes initiales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}

Afin de faciliter la visibilité des isovaleurs de contraintes dans le massif, nous avons choisi de ne pas représenter la répartition des contraintes au niveau de la future partie excavée. De plus ceci nous permettra par la suite de pouvoir comparer plus facilement les contraintes avant et après excavation.

Sur la figure 19, nous pouvons voir que les contraintes horizontales σ_{xx} et σ_{yy} sont égales (de part les conditions de chargement) et sont comprises globalement entre 0,14 MPa et 0,28 MPa. La contrainte verticale σ_{zz} est, quant à elle, plus faible présentant des valeurs de contrainte comprises entre 0,1 MPa et 0,15 MPa. Nous n'exposerons pas d'autres coupes pour le reste du modèle à la phase initiale. La seule information à retenir est que l'intensité des contraintes augmente naturellement avec la profondeur pour atteindre une valeur maximale de 54 MPa à la base du modèle à 2200 m de profondeur.

4.2- Contraintes à la fin de la phase d'excavation

4.2.1- Coupes à 10 m de profondeur

La figure 20 présente la répartition des contraintes à la fin de la formation de la reculée de vallée à 10 m de profondeur.

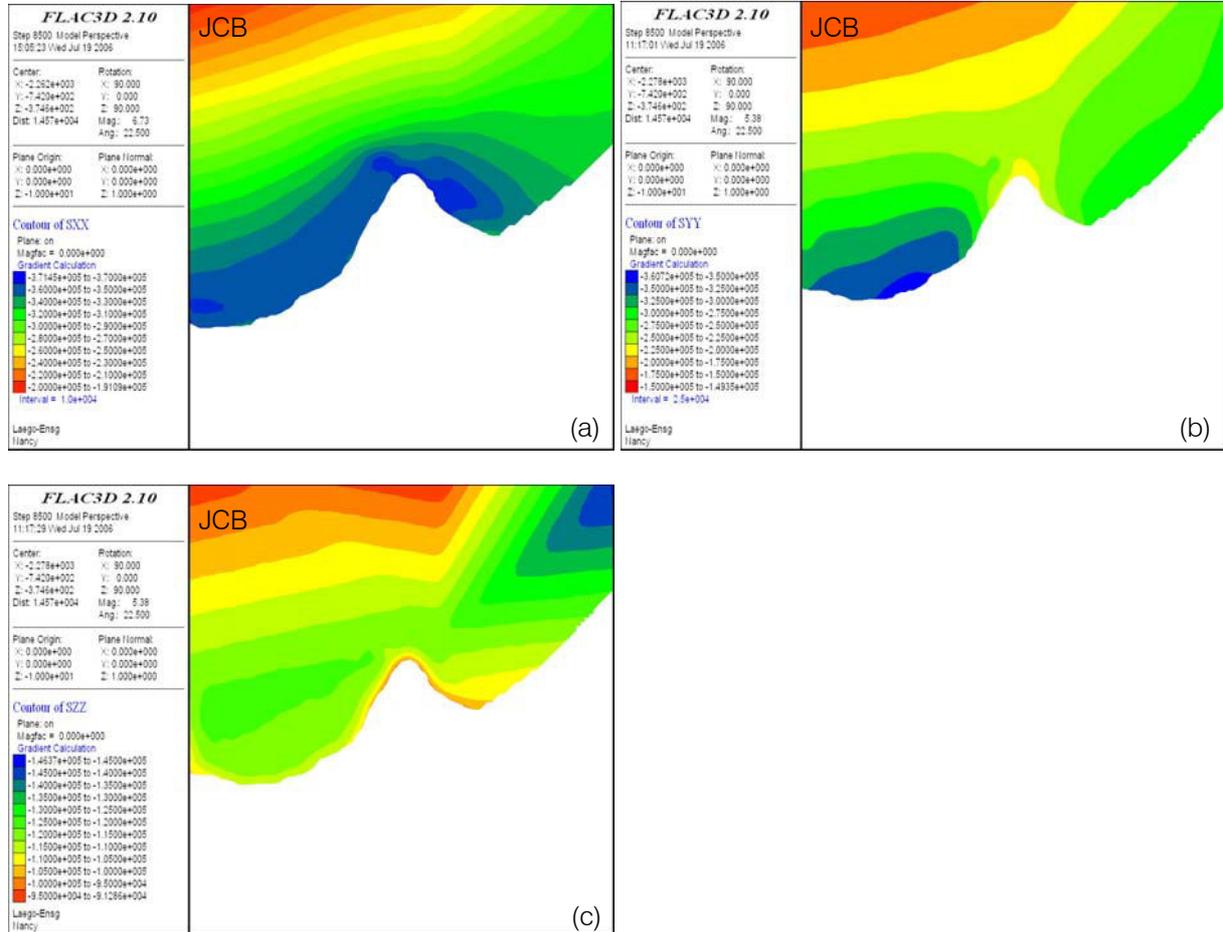


Figure 20 : Contraintes finales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}

Autour de la reculée de vallée et pour la contrainte horizontale σ_{xx} , on note la présence de contraintes relativement élevées, de l'ordre de 0,37 MPa par rapport aux valeurs initiales (environ 0,20 MPa).

La deuxième composante horizontale σ_{yy} est, elle, plus importante (0,36 MPa) uniquement au niveau de l'avancée du massif à gauche. Partout ailleurs, elles sont globalement équivalentes aux contraintes initiales. Concernant la contrainte verticale σ_{zz} , celle-ci est égale aux contraintes avant excavation hormis en bordure de reculée de vallée où elles subissent une détente (0,9 MPa).

Afin d'avoir une représentation plus explicite de la présence de zones en surcontrainte ou en sous-contrainte et de pouvoir comparer l'étendue de ces zones par rapport aux solutions analytiques, nous décidons de présenter sur la figure 21, le rapport des contraintes finales sur les contraintes initiales.

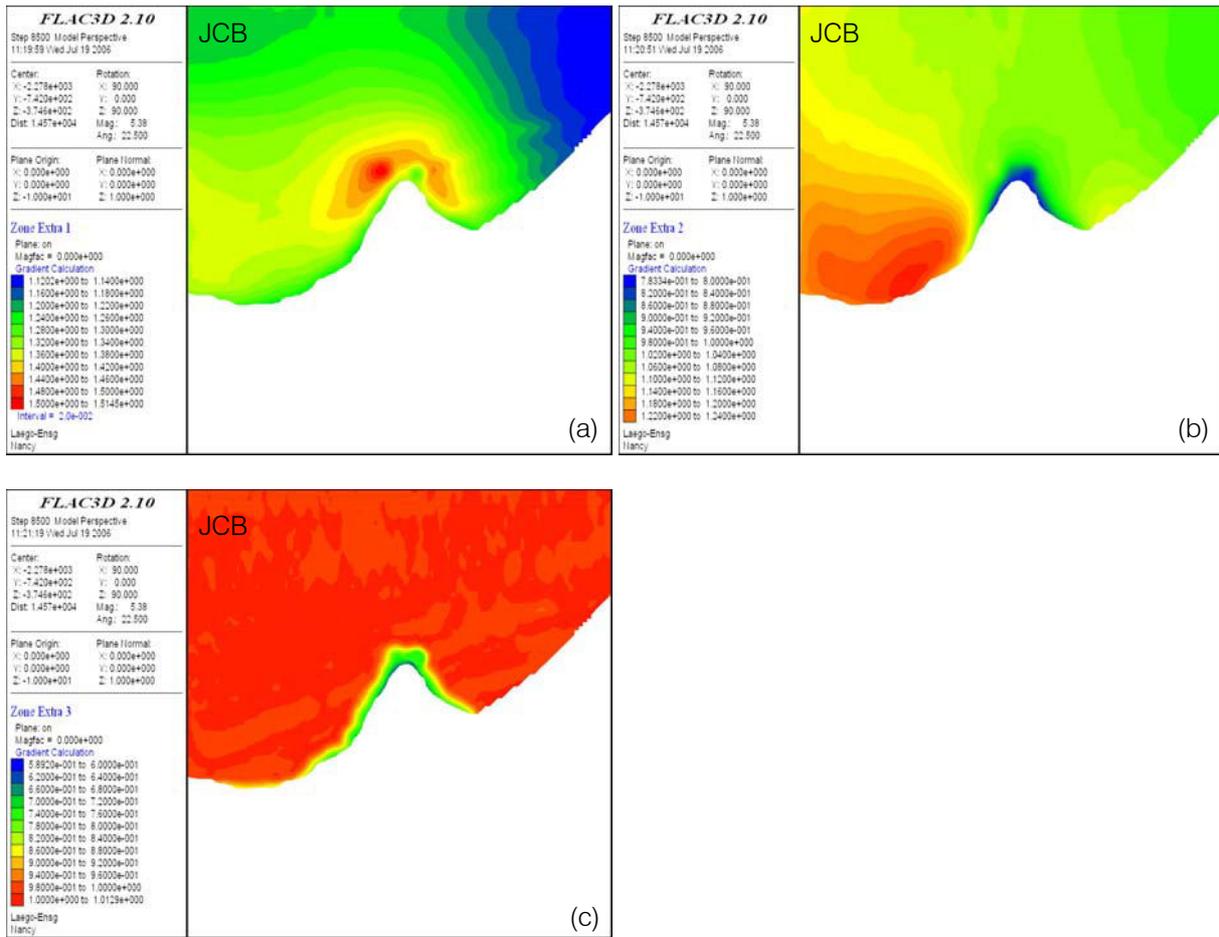


Figure 21 : Rapport des contraintes finales sur initiales à une profondeur de 10 m (a) σ_{xx} , (b) σ_{yy} et (c) σ_{zz}

La figure 21a montre clairement une zone en surcontrainte autour de l'extrémité de la reculée de vallée et qui atteint localement un rapport de 1,5. La contrainte horizontale σ_{yy} (fig.21b) présente une même zone en surcontrainte (rapport de 1,2 au maximum) mais au niveau de l'avancée de la reculée. Au contraire de la composante σ_{xx} , les contraintes subissent une détente à l'extrémité de la reculée pour atteindre un rapport minimal de 0,8. Enfin la contrainte verticale, comme nous l'avons vu ci-dessus, indique une détente à l'approche de la reculée (rapport de 0,6). Partout ailleurs, elles restent inchangées.

Si l'on se réfère aux figures 6 et 7, les solutions analytiques prédisent une zone en surcontrainte de 120 m de large sur 280 m de long pour un rapport de 1,4 dans le cas de la contrainte σ_{xx} tandis que la contrainte σ_{yy} ne développe pas de surcontrainte. L'examen de la figure 20a montre effectivement que la composante horizontale σ_{xx} présente une zone en surcontrainte et qu'elle est globalement, au niveau des dimensions, dans les mêmes ordres de grandeurs (une zone perturbée mesurant au maximum de 100 m de large sur 250 m de long). La deuxième composante horizontale σ_{yy} ne présente pas, au niveau du sommet, une accumulation de contraintes mais plutôt une zone détendue de par l'appel au vide créé par la formation de la reculée de vallée. A cette profondeur et dans le cas de cette modalité, nous sommes globalement cohérents avec les résultats issus du calcul analytique (fig.22).

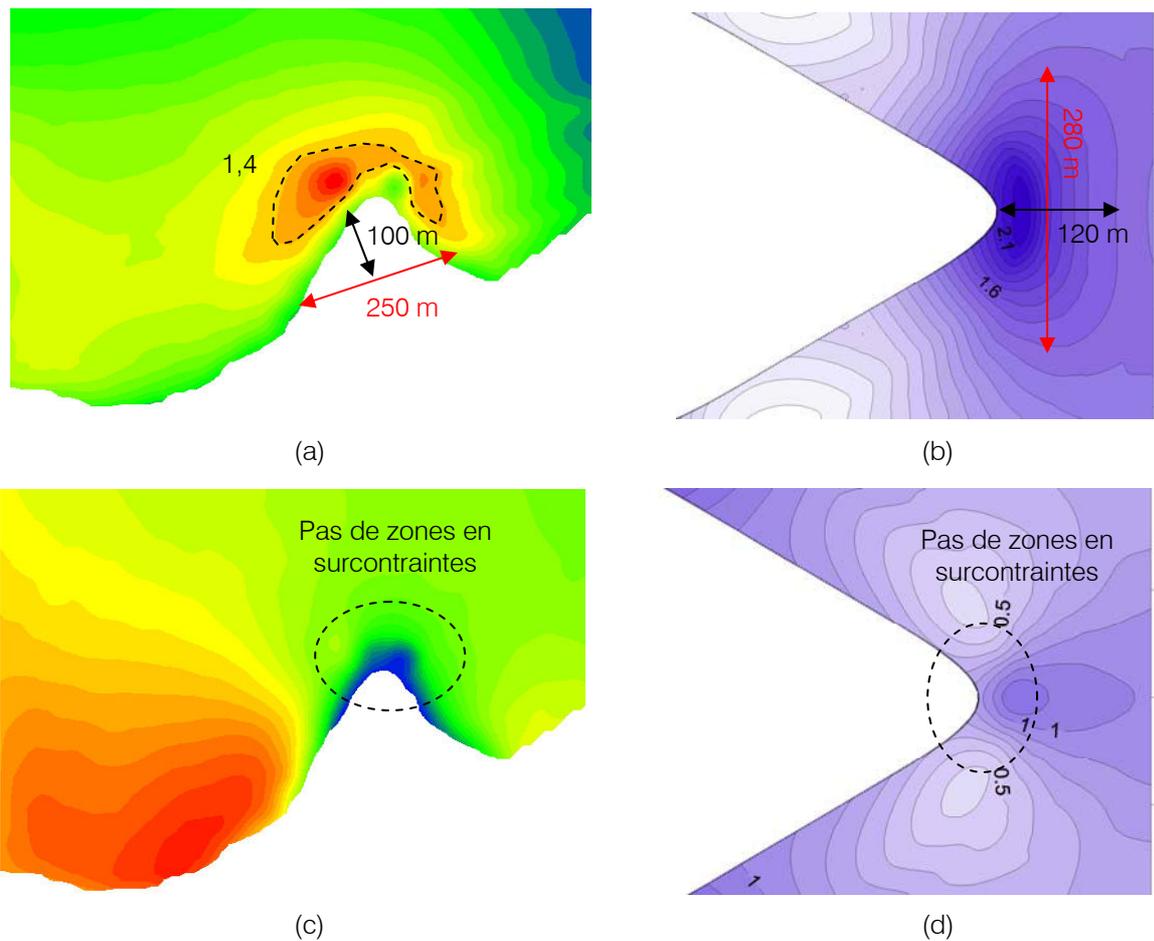


Figure 22 : Estimation de la zone d'influence de la reculée de vallée pour la composante σ_{xx} (a) issue des modélisations et (b) des solutions analytiques et pour la composante σ_{yy} (c) issue des modélisations et (d) des solutions analytiques

Revenons sur le cas de la contrainte σ_{yy} . La zone (à gauche du sommet de la reculée) présentant un rapport de contrainte supérieure à 1 peut être apparentée à une situation de promontoire (avancée dans le massif).

La situation de promontoire s'interprète comme le carrefour de deux vallées. Le promontoire est donc sujet à une double fracturation verticale provenant de la présence des deux vallées. A partir de ces remarques, il semble donc cohérent qu'une situation de promontoire ne présente pas de zone en surcontrainte mais plutôt des zones en détente. Bien évidemment dans le cas de notre modèle, aucune fracturation verticale n'est prise en compte. La présence de cette zone en surcontrainte peut s'expliquer d'une part par un effet purement géométrique dû à la 3D, et d'autre part par l'hétérogénéité mécanique verticale due à une succession de couches alternativement raides et moins raides. En somme, elle n'est pas inhérente à la présence de la reculée de vallée mais plutôt à la définition du modèle lui-même.

4.2.2- Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{xx} / \sigma_{xx}^0$ suivant la profondeur

La figure 23 présente l'évolution du rapport $\sigma_{xx} / \sigma_{xx}^0$ pour différentes profondeurs (15 m, 20 m, 50 m et 70 m).

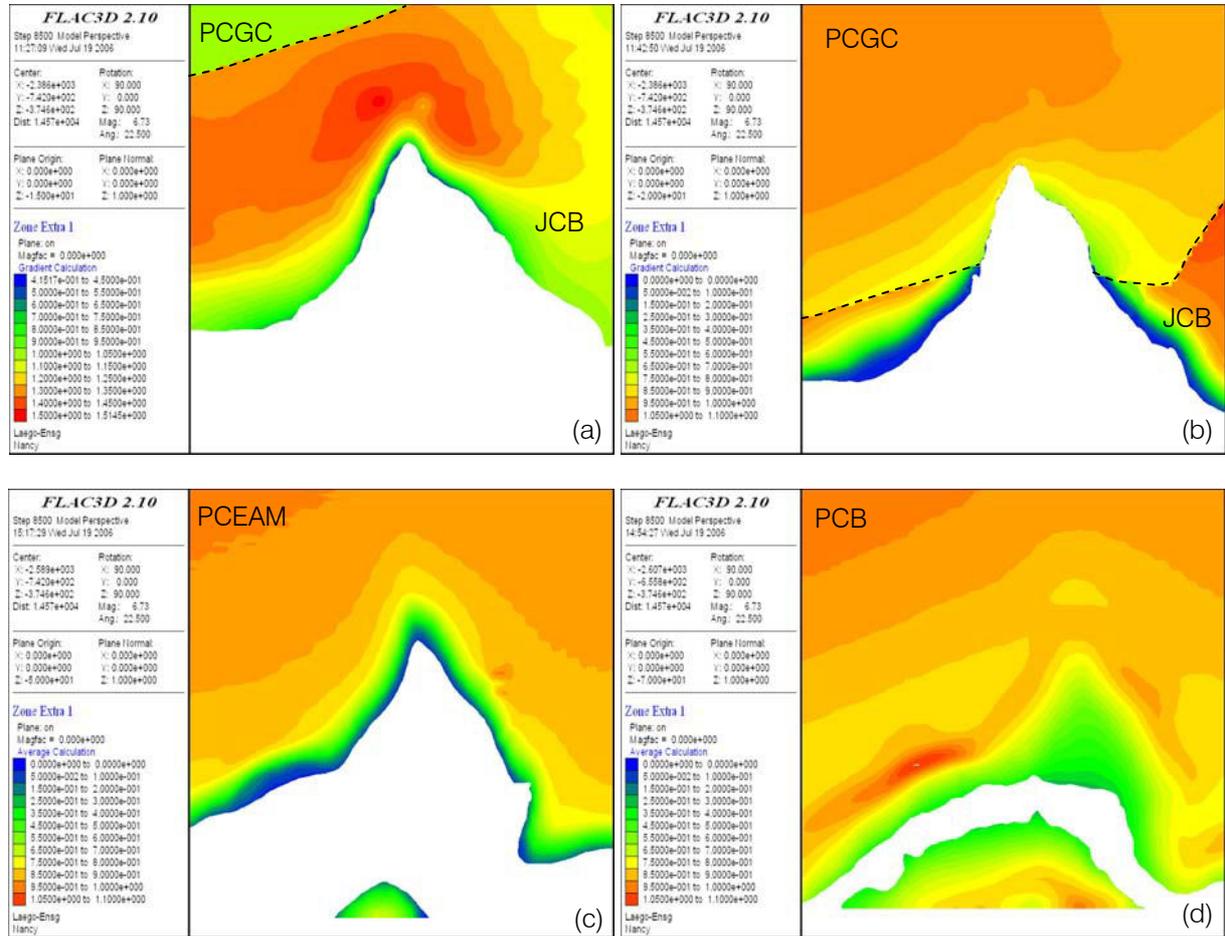


Figure 23 : Rapport $\sigma_{xx} / \sigma_{xx}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m

La zone en surcontrainte est toujours présente dans le calcaire de Jaumont (JCB) à 15 m de profondeur. A partir de 20 m (dans les calcaires à polypiers PGCJ), cette zone en surcontrainte disparaît à l'extrémité de la reculée de vallée. Le rapport relevé est de l'ordre de 0,8 et diminue au fur et à mesure, synonyme d'une détente des contraintes à l'approche du bord de la reculée de vallée. Plus en profondeur, dans les calcaires à polypiers tendres (PCEAM – 50 m) ou raides (PCB – 70 m), les surcontraintes ont complètement disparu pour laisser place à des contraintes en détente. Loin de la zone d'influence de la reculée de vallée, les contraintes finales ne sont pas perturbées et restent égales aux contraintes initiales (rapport de 1).

Nous voyons donc clairement que l'influence de la reculée de vallée s'exerce, pour les contraintes horizontales σ_{xx} , uniquement de manière superficielle, c'est-à-dire sur les 20 premiers mètres de profondeur, dans le calcaire de Jaumont (JCB). Au-delà de cette limite, les contraintes subissent une détente à l'approche du bord de vallée.

4.2.3- Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{yy} / \sigma_{yy}^0$ suivant la profondeur

La figure 24 expose l'évolution du rapport $\sigma_{yy} / \sigma_{yy}^0$ pour les mêmes profondeurs qu'auparavant (15 m, 20 m, 50 m et 70 m).

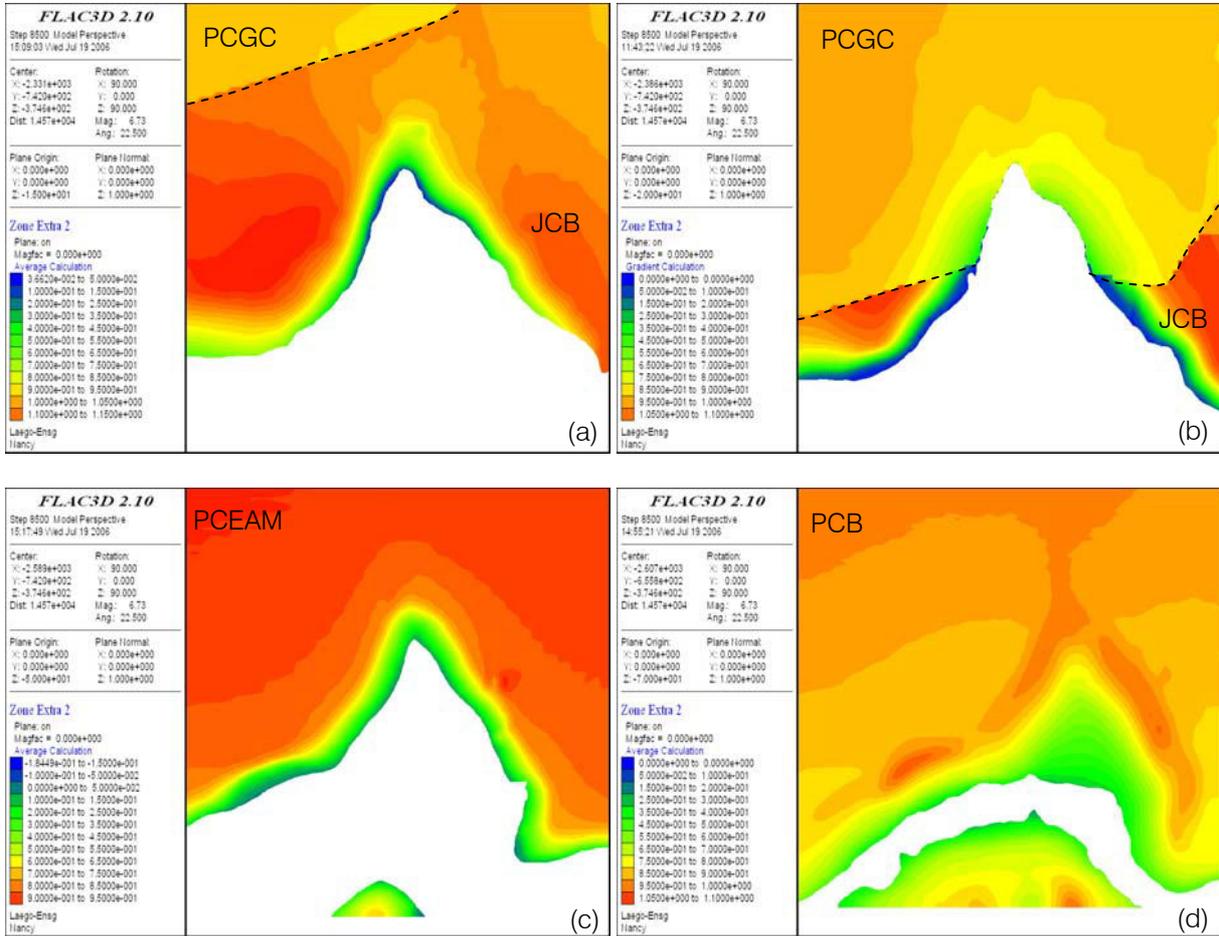


Figure 24 : Rapport $\sigma_{yy} / \sigma_{yy}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m

La deuxième composante σ_{yy} subit un régime en surcontrainte, de part et d'autre de la reculée, jusqu'à 20 m de profondeur et ceci dans les calcaires de Jaumont (JCB) raides. Rappelons que la présence de ces contraintes élevées est uniquement due à la définition propre du problème (§ 5.2.1).

Au-delà de cette profondeur, les zones en surcontraintes disparaissent et seules des sous-contraintes subsistent, synonyme d'une détente de la couverture plus en profondeur.

4.2.4- Evolution du rapport de contrainte $\sigma_{zz} / \sigma_{zz}^0$ suivant la profondeur

La figure 25 montre l'évolution du rapport $\sigma_{zz} / \sigma_{zz}^0$ pour des profondeurs de 15 m, 20 m, 50 m et 70 m.

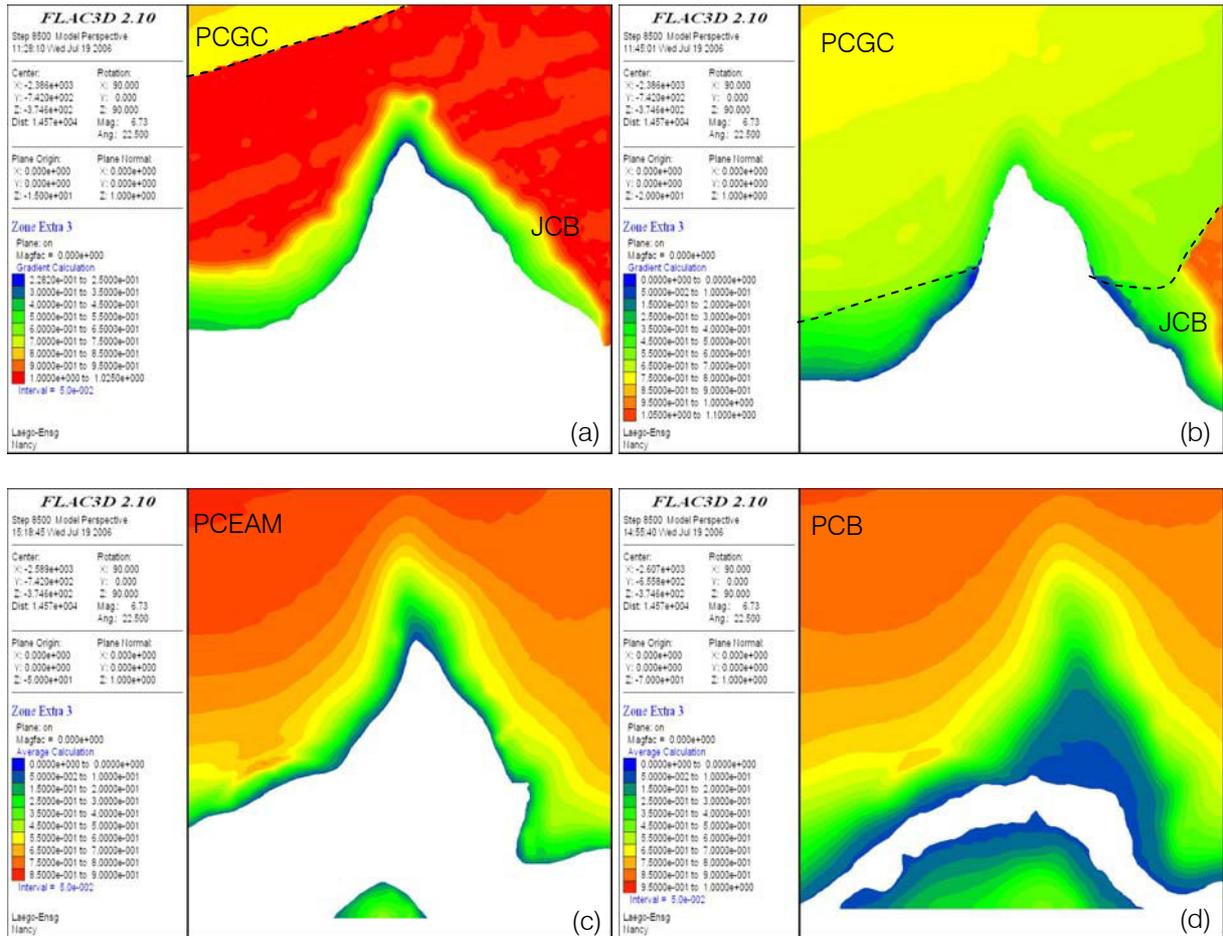


Figure 25 : Rapport $\sigma_{zz}/\sigma_{zz}^0$ à une profondeur de (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m

Au contraire des contraintes horizontales, et comme vu au paragraphe 5.2.1, la contrainte verticale n'implique pas de zones en surcontrainte et ceci pour toutes les profondeurs. Elle subit uniquement une détente à l'approche de la reculée de vallée.

4.2.5- Remarque

Comme il a été suggéré lors du conseil scientifique du GISOS, le 18 novembre 2006, proche de la reculée de vallée, les contraintes σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} ne sont pas des contraintes principales. En effet la présence de la reculée entraîne une rotation du tenseur des contraintes, avec au final des contraintes principales qui sont parallèles et normales à la surface extérieure. Loin de la reculée de vallée, c'est-à-dire éloigné du champ de perturbation, les contraintes σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} sont évidemment des contraintes principales. Néanmoins, les isovaleurs des rapports de contrainte ont été présentées en fonction des contraintes σ_{xx} , σ_{yy} et σ_{zz} . Comme il a été mentionné au tout début du paragraphe 4.1, ce choix découle directement de la représentation des solutions analytiques, exprimées en contrainte σ_{xx} et σ_{yy} , et qui nous permet de les comparer facilement avec les résultats des simulations numériques.

4.3- Déplacements

La figure 26 présente les déplacements induits suite à l'excavation de la reculée de vallée.

Les isovaleurs des trois déplacements montrent clairement que les mouvements les plus importants, induits par la formation de la reculée de vallée, sont les déplacements verticaux. En effet, on peut relever sur la figure 26c des déplacements de l'ordre de 7 cm au centre de la reculée. Les composantes horizontales du déplacement sont, quant à elles, plus faibles. Dans la première direction horizontale (Ox, fig.26a), on note un déplacement senestre, de l'ordre de 4,5 cm, au niveau du flanc de la reculée. Un autre déplacement dextre d'environ 3 cm apparaît sur le haut de la vallée. Enfin dans la deuxième direction horizontale (Oy, fig.26b), des déplacements opposés sont présents de part et d'autre de la reculée de l'ordre de 1,5 cm.

Bien évidemment, au regard de l'échelle du modèle (kilométrique), ces déplacements sont relativement faibles voire négligeables (centimétriques). Leur projection a pour seul but de mettre en évidence les mécanismes opérés suite à la formation de la reculée de vallée.

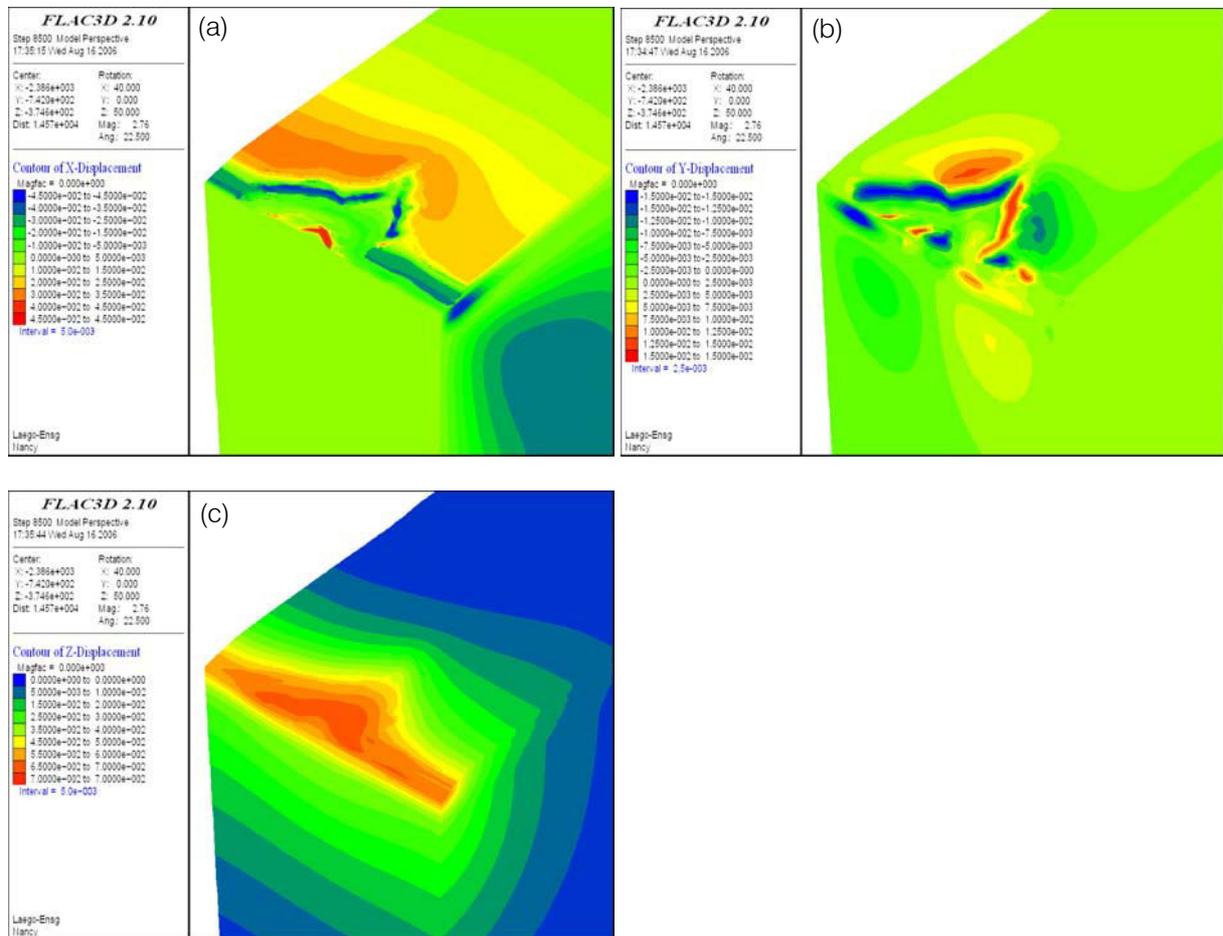


Figure 26 : Déplacements induits par l'excavation de la reculée de vallée dans la direction (a) Ox, (b) Oy et (c) Oz

4.4- Points plastiques

La figure 27 présente l'état plastique des zones proches de la reculée de vallée et pour différentes profondeurs.

L'ensemble des points plastiques apparaît naturellement aux bords de la reculée de vallée. L'essentiel de ces ruptures correspond à des ruptures en cisaillement. Ces ruptures s'initient lorsque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est atteint. Suite à la formation de la reculée, les contraintes horizontales sont bloquées (elles ont atteint la limite du critère de rupture en cisaillement) entraînant alors des déplacements et des déformations importantes.

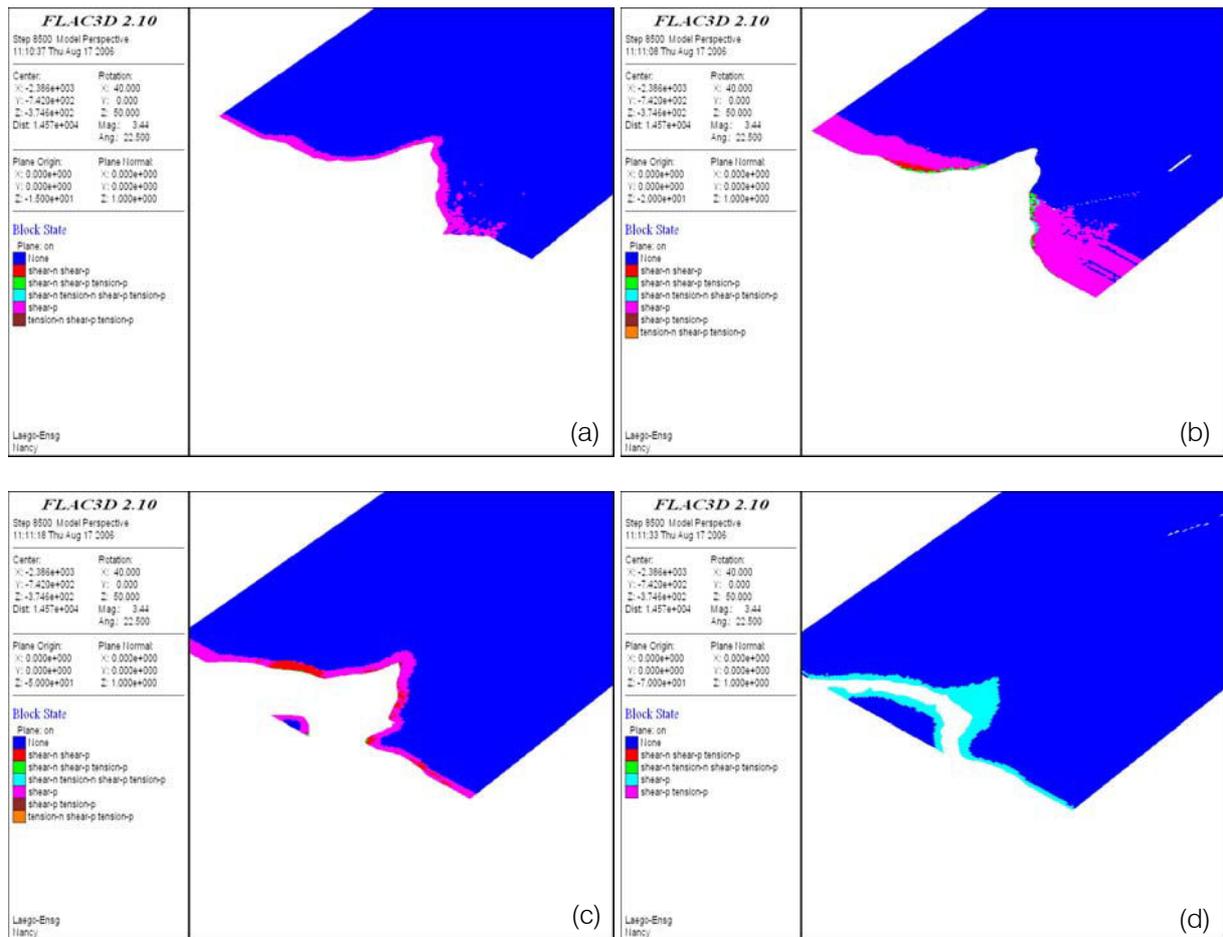


Figure 27 : Points plastiques induits par l'excavation de la reculée de vallée à (a) 15 m, (b) 20 m, (c) 50 m et (d) 70 m de profondeur

5- Evolution de la zone d'influence de la reculée de vallée selon la nature du recouvrement

Dans le modèle de référence, la couverture est constituée d'une succession de couches plus ou moins raides. L'étendue de la zone d'influence de la reculée de vallée dépend donc de cette dernière. Afin de quantifier l'influence de la nature de la couverture, sur la dimension de la zone surcontrainte, nous avons mené les mêmes calculs mais avec des lithologies différentes (fig.28).

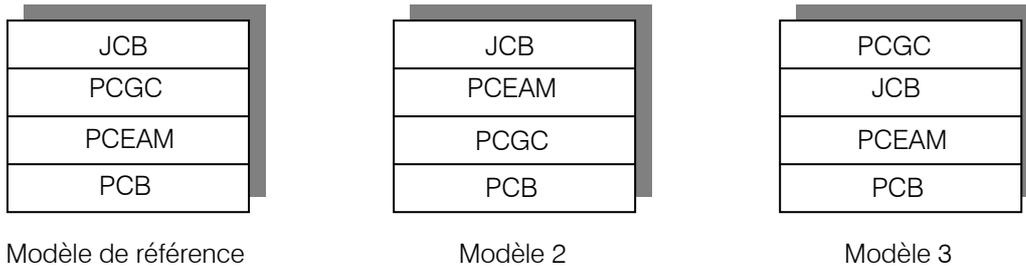


Figure 28 : Définition des différentes lithologies du recouvrement

Dans le cas du modèle 2, le faciès-type de la couche affleurante (JCB- $E_m=22$ GPa) est identique mais celui-ci est placé, cette fois-ci, au toit d'une couche beaucoup plus tendre (PCEAM- $E_m=4$ GPa). Nous jouons donc, superficiellement, sur un fort contraste de raideur entre les deux couches ($\Delta E_m=18$ GPa). Pour le modèle 3, la couche en surface correspond aux calcaires à polypiers gris clair ($E_m=26$ GPa), assez raides, suivis des calcaires de Jaumont moins raides ($E_m=22$ GPa), le contraste de raideurs étant moins marqué que dans le cas précédent ($\Delta E_m=4$ GPa) mais identique au cas de référence.

La figure 29 présente l'étendue de la zone surcontrainte en fonction des différentes lithologies de couverture.

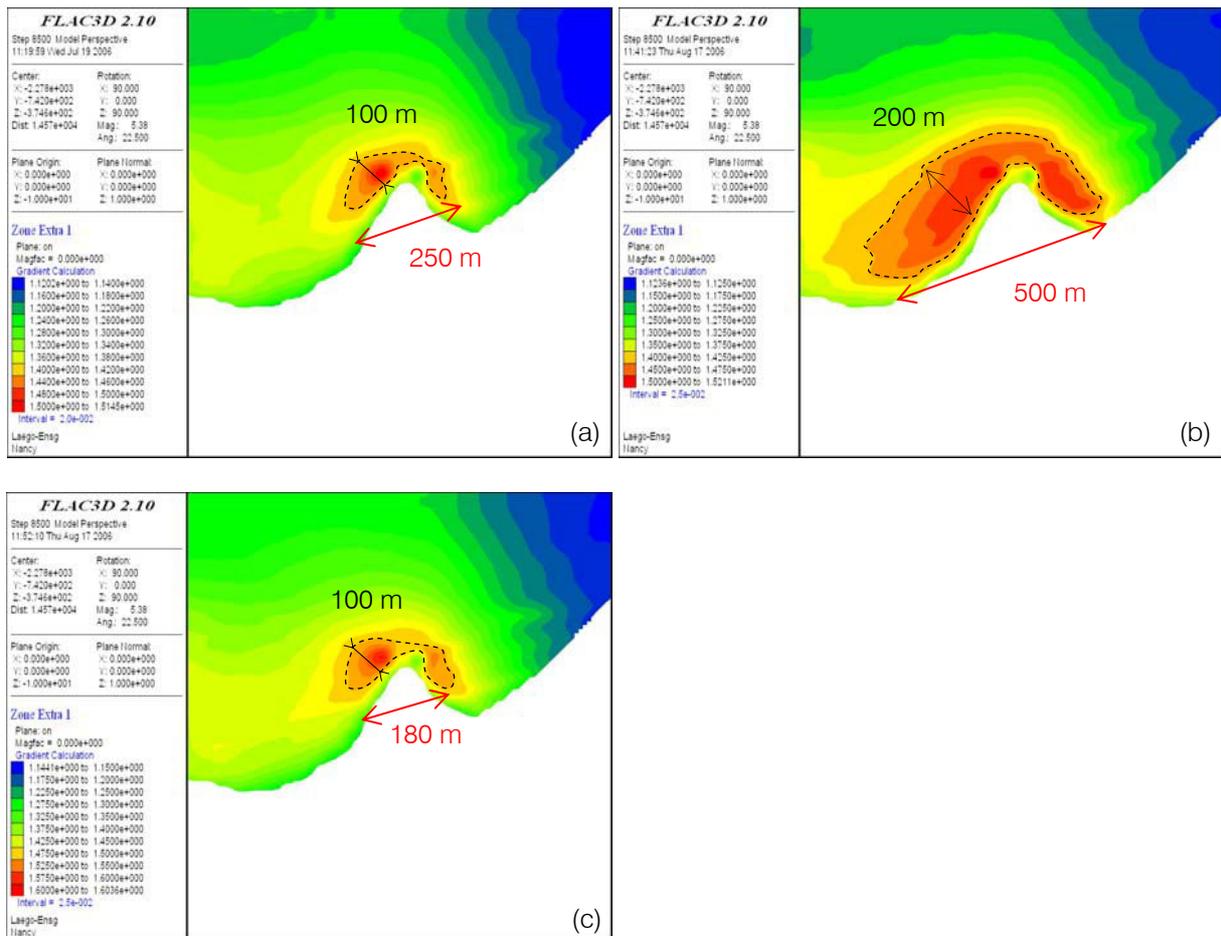


Figure 29 : Rapport de contrainte $\sigma_{xx} / \sigma_{xx}^0$ pour différents types de recouvrement (a) modèle de référence, (b) modèle 2 et (c) modèle 3

Comme nous l'avons vu précédemment, pour un rapport de contrainte de 1,4, l'étendue de la zone surcontrainte est de 100 m sur 250 m au maximum dans le cas du modèle de référence. Lorsque la lithologie présente un contraste de raideur fort ($\Delta E_m = 18$ GPa), la dimension de la zone perturbée est quasi doublée (500 m sur 200 m) pour un même rapport de contrainte (fig.29b). Pour le troisième modèle, le contraste de raideur est le même que dans le cas de référence. La seule différence réside dans le fait que la couche la plus raide est considérée comme la couche superficielle. Malgré tout, dans ce cas de figure la zone surcontrainte garde, à peu près, la même étendue (100 m sur 180 m).

Ce dernier cas montre clairement que l'étendue de la zone influencée par la reculée de vallée dépend essentiellement du contraste de propriétés mécaniques entre les faciès-types et de la situation du banc le plus raide dans la couverture (au mur ou au toit d'une couche tendre).

6- Conclusions

Ce quatrième chapitre s'attachait au rôle de la géomorphologie, en particulier celui d'une reculée de vallée, sur le comportement du recouvrement. Initialement, dans la méthodologie GEODERIS d'élaboration du critère géologique, il a été avancé que ce type de situation avait tendance à augmenter la massivité de la couverture. En effet, la géométrie de ce genre de géomorphologie, c'est-à-dire une incision encaissée et fermée dans le massif, entraîne une éventuelle accumulation de contrainte.

Afin d'avoir une idée, quant à la répartition des contraintes autour de ce type de géométrie, nous avons décidé, dans un premier temps, d'étudier la répartition des contraintes autour de cavités triangulaires, qui en plan, peuvent être assimilées à des géométries de reculée de vallée. Pour ce faire, nous nous sommes basés sur les études de Gerçek (1997), qui a exposé les calculs analytiques de répartition des contraintes autour de cavité cardéolide. Ces calculs s'inspirent à la fois de la méthode de la cartographie conforme, afin de générer la géométrie de la cavité, et de la méthode des potentiels complexes pour résoudre l'état de contrainte. Il ressort, de ces calculs, l'apparition de zones en surcontraintes horizontales, sur une étendue de 280 m sur 120 m environ. A l'inverse, la composante verticale ne présente pas de zones surcontraintes.

Ensuite, la modélisation d'une reculée de vallée de la région de Moutiers a été menée. Le modèle a été conçu à partir d'une méthodologie bien définie. A partir du modèle numérique de terrain, nous avons généré une grille stratigraphique sous le géomodeleur GOCAD[®] et intégré les coordonnées des mailles, issues de GOCAD[®], au sein du code de calcul FLAC3D[®].

Les résultats des modélisations ont montré que la zone en surcontrainte pour la composante horizontale σ_{xx} , déjà observée dans les calculs analytiques, apparaissait également à l'extrémité de la reculée de vallée. Les dimensions de cette région en compression sont d'ailleurs semblables à celles obtenues dans le cas du calcul analytique (250 m sur 100 m). Par ailleurs, les modélisations ont montré que ces surcontraintes se localisent uniquement superficiellement, c'est-à-dire sur les vingt premiers de profondeur. L'autre composante horizontale σ_{yy} ne présente pas de surcontraintes à l'extrémité de la reculée de vallée mais montre une détente essentiellement due au vide créé. Enfin la contrainte verticale σ_{zz} subit uniquement, et ceci sur toute la profondeur de la reculée, une simple détente.

Enfin, nous avons vu que la dimension de la zone surcontrainte dépendait de la nature du recouvrement, c'est-à-dire à la fois du contraste de déformation entre les formations mais aussi de l'organisation lithologique des couches.

Au final, les phénomènes observés ci-dessus confirment effectivement bien les intuitions de départ, qui supposaient qu'une reculée de vallée augmentait la massivité de la couverture de part une accumulation de contraintes. Par ailleurs, cette concentration de contrainte, observée dans les calcaires de Jaumont et située en bout de reculée de vallée, peut induire une zone de stockage chargée en énergie dans le massif. Tant que le recouvrement, et plus particulièrement le banc raide, n'a pas atteint sa limite de rupture, celui-ci peut rester stable pendant un certain temps. A l'inverse, s'il vient à rompre, l'énergie stockée dans la couverture se libère instantanément, induisant une rupture soudaine de l'ensemble des formations du recouvrement, synonyme alors d'un effondrement brutal.

Chapitre 5

Modélisation du développement de la fracturation dans un pilier de mine

Ce dernier chapitre tente de mettre en relation le développement de la fracturation dans le pilier et les conséquences dans la couverture. Pour répondre à cette question, des modélisations associant une approche continue (FLAC[®]) et discontinue (PFC[®]) ont été menées.

Une première partie expose les fondements et les hypothèses du code de calcul PFC2D/3D[®]. Par la suite, un travail bibliographique et paramétrique de calage des micropropriétés du minerai de fer, à partir d'un ensemble d'essais mécaniques, est abordé. Ce travail est nécessaire à la bonne exécution des modélisations sous PFC2D/3D[®].

Une seconde partie s'attache à la mise en place de l'association entre les deux codes et à la mise en place du modèle : géométrie, maillage, propriétés et phasage.

Enfin, dans une dernière partie, les principaux résultats sont présentés. A partir de la dégradation de la cohésion du pilier, simulant le vieillissement du minerai, nous verrons que la fracturation, suivant la position du pilier dans l'exploitation, ne se développe pas de la même manière et que les conséquences dans la couverture en dépendent.

1- Introduction

L'analyse discriminant les effondrements brutaux des affaissements progressifs (Kouniali et al., 2000) montre que les piliers jouent un rôle important par rapport au type de phénomène constaté. En effet, les caractéristiques communes aux exploitations par chambres et piliers abandonnés, qui ont donné lieu à un effondrement brutal, mettent en évidence que les piliers étaient de dimensions assez réduites, peu massifs et souvent très élancés. Le taux de défrèvement constaté était supérieur à 60 %. Enfin la condition de la présence dans le recouvrement, au voisinage du jour, d'un banc raide est également nécessaire (chapitre 1). Au cours de ce dernier chapitre, nous allons nous intéresser au comportement du pilier pour tenter de comprendre comment la fracturation se développe au sein d'un pilier et comment celle-ci se transmet dans la couverture.

Numériquement, la modélisation et la prise en compte de l'effet de la fracturation se fait à l'aide de codes de calculs aux éléments distincts. Néanmoins cette méthode engendre des temps de calculs pouvant être assez importants dus :

- à un pas de temps petit imposé par le schéma d'intégration explicite,
- à l'exécution d'une routine de détection et de mise à jour des contacts à chaque cycle.

Afin de palier à ces contraintes, des méthodes numériques hybrides ont été développées. Elles consistent à associer des codes aux éléments distincts (DEM) avec des codes aux éléments finis (FEM) ou frontières (BEM). L'association de ces codes permet ainsi de limiter grandement les temps de calculs. D'ailleurs, Lorig et Brady (1984) présentent un exemple de méthode hybride dans le cas d'une excavation au sein d'un massif rocheux. Dans leur étude, une partie du massif rocheux est représentée par un milieu continu transversal isotrope, modélisé à l'aide d'un schéma aux éléments frontières (BEM). L'autre partie du massif est représenté cette fois-ci par des blocs, définis eux-mêmes par un ensemble de joints, composant alors un milieu discret (DEM). Plus récemment, Hazzard & Young (2002) et Potyondy & Cundall (2004) ont développé une approche associant la méthode des éléments finis et des éléments distincts pour simuler l'activité microsismique autour de l'excavation d'un tunnel. La zone d'intérêt du massif rocheux est modélisée par un assemblage de particule à l'aide de PFC[®] (Particule Flow Code). Le reste du massif est représenté par un milieu continu à l'aide du code de calcul FLAC[®] (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Dans notre cas, c'est à partir de cette dernière approche que nous allons tenter de simuler le développement de la fracturation au sein du pilier et la répercussion dans le recouvrement. En effet, un des piliers d'une exploitation minière sera modélisé à l'aide de PFC2D/3D[®]. Le reste du modèle sera modélisé sous FLAC[®]. Nous examinerons, plus précisément, l'effet du vieillissement du pilier par rapport au développement de la fracturation. Mais avant toute chose, il est nécessaire, sous PFC[®], de mener une étude paramétrique de calage de microparamètres, à l'aide d'un ensemble d'essais réalisés sur des échantillons de minerai de fer, afin de reproduire le plus précisément possible le comportement mécanique du pilier à l'échelle macroscopique.

2- Présentation du code de calcul PFC2D/PFC3D[®]

Une roche peut être vue comme un matériau hétérogène et fragile formée par un ensemble grain/ciment constituant la matrice rocheuse. Sous sollicitations, cette matrice se déforme de manière élastique ou plastique due à l'existence et à la formation de plusieurs microfractures. Au fur et à mesure que les sollicitations augmentent, ces microfractures fusionnent pour former des macrofractures ou fractures visibles à l'œil nu.

Les modélisations des déformations inélastiques et des fractures peuvent se classer en deux catégories :

- les méthodes indirectes, où les ruptures sont issues directement de la formulation de la loi de comportement,
- les méthodes directes, où les dommages sont représentés par la formation et le suivi d'un nombre large de microfractures.

Néanmoins les méthodes indirectes idéalisent le milieu comme étant continu et les dommages irréversibles sont prescrits par la loi de comportement, spécifiée par l'utilisateur et assignée à toute la roche.

Un modèle numérique idéal serait celui où le comportement de la matrice n'est pas imposé a priori par l'utilisateur. Le code PFC2D/3D[®] contourne ce problème en représentant la matrice rocheuse comme un assemblage de particules cylindriques (PFC2D[®]) ou sphériques (PFC3D[®]). Les particules peuvent être liées entre elles à l'aide de contact pour former un ensemble compact représentatif de la matrice rocheuse. Les liaisons, à l'échelle microscopique, sont décrites par un ensemble de microparamètres. Lorsque deux particules sont en contact, des forces sont générées, entre elles, fonction des déplacements. La loi de Newton ($F=my$) est résolue via une procédure de différence finie explicite. A partir du comportement mécanique des contacts, les particules sont libres de pouvoir se lier ou se détacher entre elles, impliquant à l'échelle microscopique des microfractures qui forment, elles-mêmes à l'échelle macroscopique une ou des macrofractures. Le code PFC2D/3D[®] est donc classé parmi les méthodes numériques directes dans lesquelles la déformation n'est pas fonction d'une relation entre les contraintes et les efforts, mais est issue du changement de la microstructure de la matrice (Wanne, 2002).

Cependant la difficulté de cette méthode réside à trouver les microparamètres aux contacts les plus judicieux afin de restituer le plus correctement possible la réponse de la roche à l'échelle macroscopique.

2.1- Formulation et schéma de résolution

Le code PFC2D/3D[®] reproduit le comportement mécanique d'un ensemble de particules distinctes, jointes par un ciment ou non, de tailles différentes, qui se déplacent indépendamment les unes des autres et qui interagissent entre elles par des contacts (fig.1).

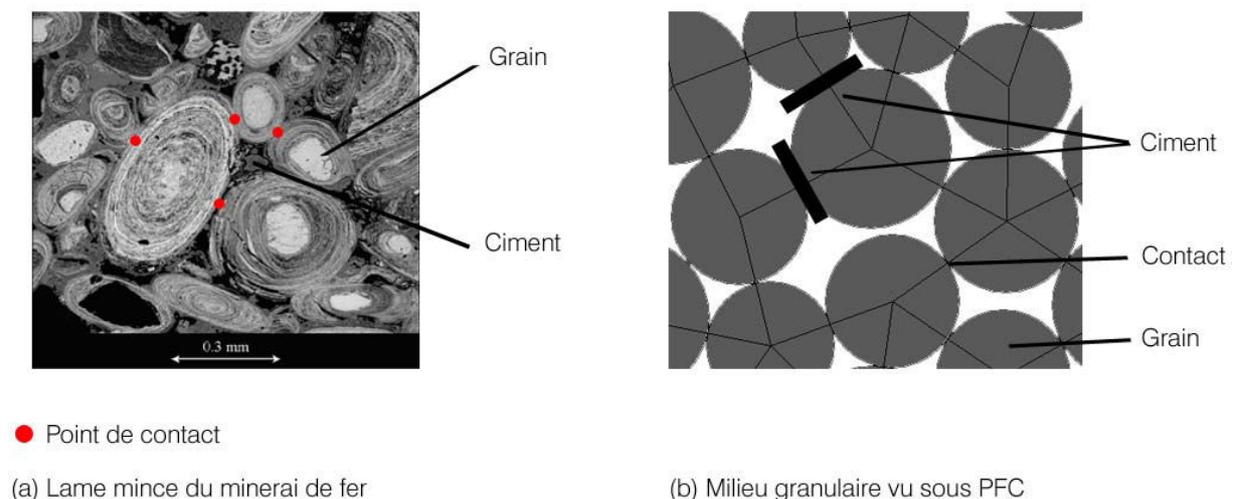


Figure 1 : (a) Milieu granulaire d'une roche et (b) milieu représentatif sous PFC[®]

Le terme « particule », utilisé ici, diffère par rapport à sa définition commune en mécanique, où elle est vue comme un corps de taille négligeable et qui occupe seulement un point singulier de l'espace. Dans ce contexte, le terme « particule » représente un corps qui occupe une quantité finie de l'espace.

L'ensemble du code PFC[®] est construit sur les hypothèses suivantes :

- les particules sont des corps rigides circulaires (PFC2D[®]) ou sphériques (PFC3D[®]) avec une masse finie,
- les particules se déplacent indépendamment les unes des autres et peuvent à la fois se translater et être soumises à des rotations,
- les particules interagissent entre elles seulement à l'aide de contacts définis comme un point situé exactement entre elles,
- les particules peuvent se chevaucher les unes sur les autres. Les recouvrements sont petits par rapport à la taille des particules (fig.2),
- l'ordre de grandeur de l'interpénétration entre deux particules est lié aux forces, au niveau du contact, qui sont issues des lois force/déplacement,
- les liens, aux raideurs finies, peuvent exister aux contacts, portent une charge et peuvent casser,
- une cimentation peut exister entre deux particules.

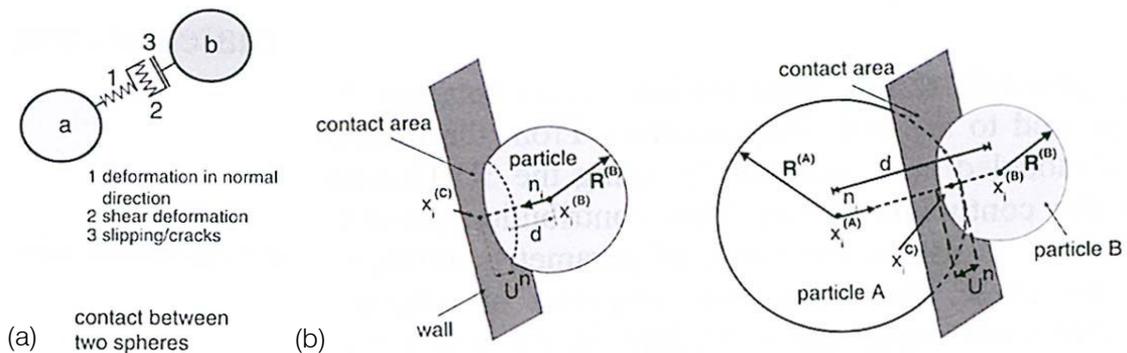


Figure 2 : (a) Propriétés des contacts et (b) définition des interpénétrations entre particules

Les lois de Newton fournissent la relation fondamentale entre le mouvement des particules et, les résultantes des forces (F_i) et des moments (M_i) dues au mouvement lui-même. Toutes ces composantes sont calculées à partir de la méthode des éléments distincts (fig.3) comme décrite par Cundall & Strack (1979).

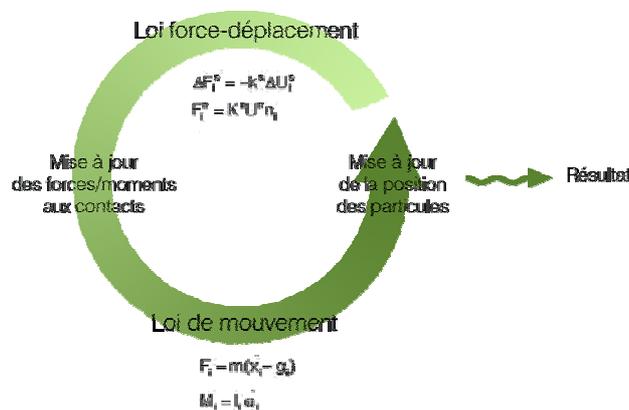


Figure 3 : Schéma de résolution de la méthode aux éléments distincts sous PFC[®]

2.2- Comportement grain/ciment et paramètres associés

Les tailles des grains, modélisant la roche, et leurs arrangements sont définis par un rayon minimal des particules (R_{\min}) et par une distribution uniforme déterminée par le rapport R_{\max}/R_{\min} . Ils sont caractérisés par une densité ρ , une rigidité normale et tangentielle à travers le rapport k_n/k_s , et par un coefficient de frottement μ .

Le comportement des particules, entre elles, est défini par une loi de contact. Il existe quatre modèles de lois de contact : un modèle rigide, de glissement, visqueux et cohésif. C'est ce dernier type de modèle qui sera utilisé dans les différents calculs présentés au cours de ce chapitre.

Ce modèle permet de limiter la valeur des forces normales et tangentielles que la liaison, entre deux particules, peut supporter. Au-delà de cette valeur le contact est rompu. Le modèle cohésif présente deux types de contact : « contact bond » et « parallel bond »

2.2.1- « Contact bond »

Ce contact équivaut au comportement physique d'un ciment, de module de Young E_c , correspondant à un point singulier ou de manière plus imagée à un point de colle entre les deux particules. Ce type de lien est analogue à une force qui agit uniquement sur le contact (entre les deux billes) et qui est caractérisé par une résistance normale σ_c et tangentielle τ_c (fig.4).

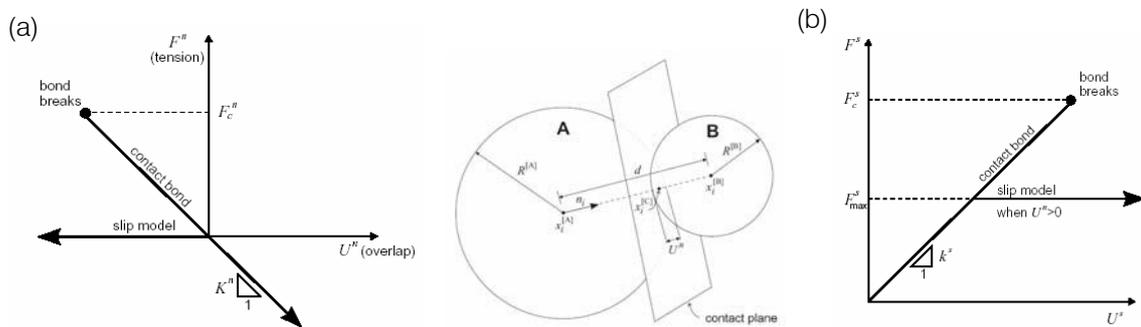


Figure 4 : Comportement (a) normal et (b) tangential pour un contact dans le cas « contact bond »

A chaque fois que deux billes se chevauchent, un contact se forme au centre de la région de recouvrement, le long d'une droite joignant le centre des deux particules ($x^{(c)}$ sur la figure 4). Une force résultante peut être alors calculée.

Le vecteur force de contact, F_i (qui représente l'action de la particule A sur la particule B) peut être décomposé en composante normale et tangentielle :

$$F_i = F^n n_i + F^s t_i \quad (1)$$

où F^n et F^s correspondent aux composantes normales et tangentielles de la force et, n_i et t_i sont les vecteurs unitaires qui définissent le plan de contact. La force normale est calculée par :

$$F^n = K^n U^n \quad (2)$$

où U^n est le chevauchement et K^n la raideur normale du contact donnée par :

$$K^n = \frac{k_n^{(A)}k_n^{(B)}}{k_n^{(A)} + k_n^{(B)}} \quad (3)$$

avec $k_n^{(A)}$ et $k_n^{(B)}$ les raideurs normales de la particule.

La force tangentielle est calculée de manière incrémentale. Quand un contact est formé, F^s est initialisée à zéro. Chaque incrément du déplacement tangentiel relatif, ΔU^s , produit un incrément de force élastique tangentielle, ΔF^s , qui est ajouté à F^s . L'incrément de force élastique tangentielle est donné par :

$$F^s = -K^s \Delta U^s \quad (4)$$

où K^s est la raideur tangentielle du contact donnée par :

$$K^s = \frac{k_s^{(A)}k_s^{(B)}}{k_s^{(A)} + k_s^{(B)}} \quad (5)$$

avec $k_s^{(A)}$ et $k_s^{(B)}$ les raideurs tangentielles des particules.

L'incrément de déplacement relatif durant un pas de calcul Δt est donné par $\Delta U_i = V_i \Delta t$, où V_i est la vitesse du contact :

$$\begin{aligned} V_i &= \left(\dot{x}_i^{(c)} \right)_B - \left(\dot{x}_i^{(c)} \right)_A \\ V_i &= \left(\dot{x}_i^{(B)} + e_{ijk} \omega_j^{(B)} (x_k^{(c)} - x_k^{(B)}) \right) - \left(\dot{x}_i^{(A)} + e_{ijk} \omega_j^{(A)} (x_k^{(c)} - x_k^{(A)}) \right) \end{aligned} \quad (6)$$

\dot{x}_i et ω_j sont les vitesses de translation et de rotation des particules et e_{ijk} est un symbole de permutation. Le vecteur incrément du déplacement tangentiel relatif est :

$$\Delta U_i^s = V_i^s \Delta t = (V_i - V_i^n) \Delta t = (V_i - V_j n_j n_i) \Delta t \quad (7)$$

Si $U^n \leq 0$ alors les forces normales et tangentielles sont remises à zéro.

Lorsque les composantes des forces de contact excèdent les résistances normale (σ_c) et tangentielle (τ_c), le lien se casse et les particules sont caractérisées par le coefficient de frottement $\mu = \min(\mu^{(A)}, \mu^{(B)})$.

2.2.2- « Parallel bond »

Ce type de contact caractérise le comportement physique d'un ciment de dimension finie $\bar{\lambda}$ et de module de Young \bar{E}_c . Le lien établit une interaction élastique entre les particules et agit en parallèle, dans le sens où il est capable de transmettre à la fois une force et un moment entre les particules (fig.5). On peut le voir comme un ressort élastique doté d'une raideur normale \bar{k}_n , d'une raideur tangentielle \bar{k}_s , d'une résistance normale $\bar{\sigma}$ et tangentielle $\bar{\tau}$.

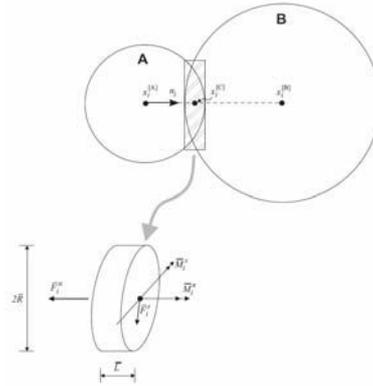


Figure 5 : Micropropriétés des grains dans le cas « parallel bond »

Le contact ne transmettant plus qu'une force mais également un moment, les forces \bar{F}_i et les moments \bar{M}_i peuvent être décomposés en une composante normale et tangentielle (fig.6):

$$\bar{F}_i = \bar{F}_i^n n_i + \bar{F}_i^s t_i \quad (8)$$

$$\bar{M}_i = \bar{M}_i^n n_i + \bar{M}_i^s t_i \quad (9)$$

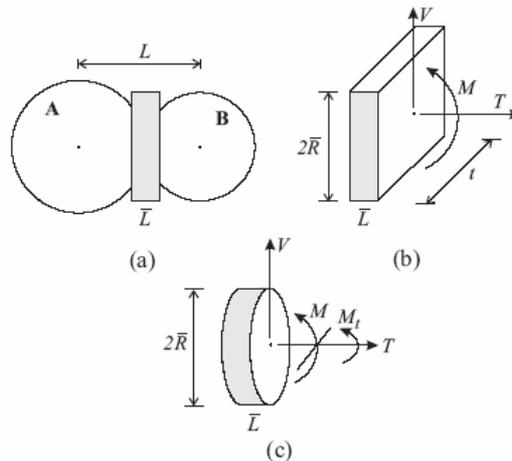


Figure 6 : Représentation de « parallel bond » (a), et forces portées sur le lien en 2D (b) et en 3D (c)

Quand un lien parallèle se crée, les résultantes des forces et des moments sont initialisées à zéro. Les forces et les moments sont calculés de manière incrémentale :

$$\Delta \bar{F}^n = \bar{k}^n A \Delta U^n \quad \Delta \bar{M}^n = -\bar{k}^s J \Delta \theta^n \quad (10)$$

$$\Delta \bar{F}^s = -\bar{k}^s A \Delta U^s \quad \Delta \bar{M}^s = -\bar{k}^n I \Delta \theta^s \quad (11)$$

où A, I et J sont l'aire, le moment d'inertie et J le moment polaire d'inertie. ΔU et $\Delta\theta$ sont les incréments de déplacements et de rotations.

Les contraintes maximales en tension et en cisaillement sont évaluées à partir de la théorie des poutres :

$$\sigma^{-\max} = \frac{-\bar{F}^n}{A} + \frac{|\bar{M}^s| \bar{R}}{I} \quad (12)$$

$$\text{où } \bar{R} = \bar{\lambda} \min(R^{(A)}, R^{(B)})$$

$$\tau^{-\max} = \frac{-\bar{F}^s}{A} + \frac{|\bar{M}^n| \bar{R}}{J} \quad (13)$$

Si la contrainte maximale en tension dépasse la résistance en tension ou si la contrainte maximale tangentielle excède la résistance au cisaillement, le lien parallèle casse.

2.3- Relation entre les microparamètres

Les propriétés des particules et du type de ciment sont reliées par les relations suivantes (Potyondy & Cundall, 2004) :

$$E_c = \begin{cases} \frac{k_n}{2} & \text{PFC}^{2D} \\ \frac{k_n}{4R} & \text{PFC}^{3D} \end{cases} \quad k_s = \frac{k_n}{k_n/k_s} \quad (14)$$

$$\bar{E}_c = \bar{k}_n(R^{(A)} + R^{(B)}) \quad \bar{k}_s = \frac{\bar{k}_n}{\bar{k}_n/\bar{k}_s}$$

3- Calibration des microparamètres

Comme nous venons de le voir, les raideurs des contacts des particules, le coefficient de frottement et le type de contact choisi entre les particules gouvernent le comportement mécanique de la matrice rocheuse. Ces microparamètres doivent être choisis afin de reproduire au mieux les propriétés macroscopiques du matériau mesurées en laboratoire. Pour ce faire, un travail de calibration des microparamètres sur les macroparamètres doit être mené. A partir d'un ensemble de microparamètres fixés initialement, il consiste à simuler des essais uniaxiaux et triaxiaux et à comparer les courbes numériques obtenues aux courbes expérimentales. Cette comparaison permet d'ajuster au mieux les microparamètres par une procédure dite « essai-erreur ».

3.1- Choix d'un modèle réaliste

Des analyses minéralogiques faites au MEB ont été réalisées par Grgic (2001) sur des échantillons de minerai de fer. Elles ont montré que le minerai est essentiellement constitué d'oolites ferrugineuses, les plus grosses pouvant être millimétriques. Ces oolites sont liées par un ciment constitué de calcite, de sidérite et de phyllosilicate en proportions variées (fig.7). Enfin le faciès ferrifère du minerai est très poreux (30-35%) et assez perméable.

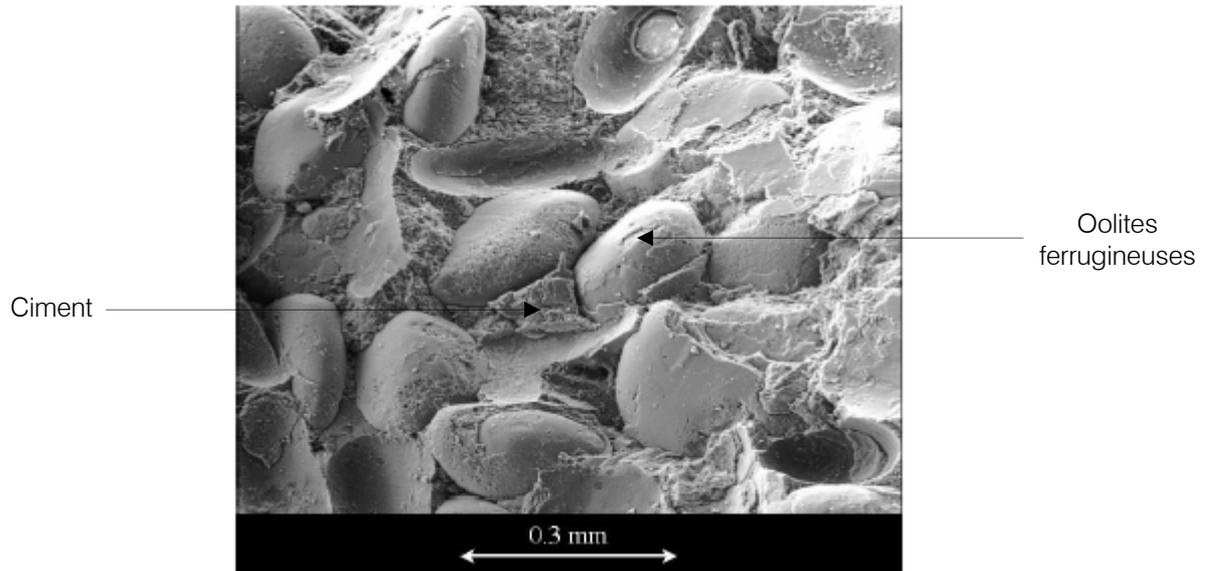


Figure 7 : Observation au MEB d'un échantillon de minerai de fer de la couche grise (Grgic, 2001)

Aux vues de ces observations, il semble cohérent que nous adoptons comme modèle PFC[®], pour le pilier, un échantillon constitué de billes jointées, entre elles, par un ciment, soit un modèle de type « parallel bond ».

3.2- Influence des microparamètres sur les propriétés mécaniques

Potyondy & Cundall (2004) ont déterminé des relations entre les microparamètres et les macroparamètres permettant ainsi de guider et de faciliter le travail de calibration (tableau 1). Ces simulations numériques ont été comparées à partir des résultats expérimentaux pratiqués sur le granite de Lac de Bonnet.

Tableau 1 : Relations entre les microparamètres et les propriétés mécaniques de la roche

Micropropriétés	Macropropriétés
Raideur normale (k_n) et tangentielle (k_s)	Module de Young (E) et coefficient de Poisson (ν)
Résistance normale (σ_c) et tangentielle (τ_c)	Résistance à la compression (R_c)
Coefficient de frottement (μ)	Enveloppe de rupture
Ratio τ_c / σ_c	

En s'inspirant de ces études, nous pouvons alors mener un travail de calibration des microparamètres, composé de 5 étapes :

- la génération d'une éprouvette cylindrique de minerai de fer, d'élanement 2, identique aux éprouvettes de laboratoire,
- le calage des paramètres élastiques (E, ν) du minerai : le module de Young en appliquant une cohésion infinie et en faisant varier E_c (rigidité locale), le coefficient de Poisson en faisant varier le rapport k_n/k_s ,
- le calage de la contrainte au pic (pression de confinement nulle) en faisant varier les cohésions moyennes et en fixant un écart type égal à zéro sur ces valeurs,
- le calage du comportement plastique pré-pic (contrainte d'initiation des ruptures) en augmentant l'écart type sur les valeurs moyennes des cohésions,
- le calage du comportement post-pic en faisant varier le coefficient de frottement des particules.

3.3- Génération d'une éprouvette cylindrique

La première étape de la calibration consiste à générer un échantillon cylindrique de minerai de fer qui sera soumis plus tard à une série d'essais uniaxiaux et triaxiaux permettant ainsi l'ajustement des micropropriétés par rapport aux courbes expérimentales. La génération de l'échantillon comporte 4 étapes.

La première consiste à générer un échantillon de hauteur h et de rayon r , d'éclatement 2. Les parois de l'échantillon sont ainsi définies et interagissent avec les particules à travers une raideur normale égale à β fois la raideur normale moyenne des particules (fig.8a). Elles n'obéissent pas à la loi de force/déplacement et sont indéformables. A l'intérieur de cet échantillon est générée une distribution aléatoire de billes, de densité ρ , contrôlée par la valeur du rayon minimale R_{\min} et par le ratio R_{\max}/R_{\min} (fig.8b). Chaque bille est placée aléatoirement de manière à ce qu'elles ne se chevauchent pas (recouvrement inexistant).

Afin d'assurer un remplissage initial raisonnablement compact, le nombre de billes à produire est contrôlé par une porosité initiale Φ . Les billes se réorganisent alors en augmentant leur rayon progressivement pour atteindre la porosité voulue. Les propriétés des contacts (E_c , k_n/k_s) sont ensuite introduites. Cet assemblage final peut atteindre un équilibre statique initial (fig.8c). Les paramètres utilisés pour cette première étape sont précisés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Paramètres géométriques utilisés pour la génération de l'éprouvette de minerai de fer

h (cm)	r (cm)	β	R_{\min} (mm)	R_{\max}/R_{\min}	Φ (%)	ρ (kg.m ⁻³)
7,6	1,8	1,1	1	1,5	35	2800

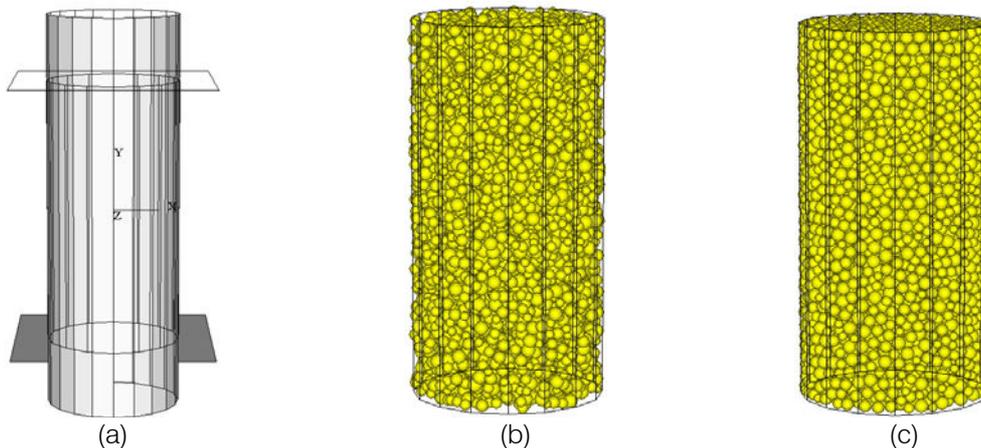


Figure 8 : Génération de l'éprouvette cylindrique lors de la première étape

La deuxième étape consiste à établir une contrainte initiale isotrope σ_0 répartie uniformément dans l'éprouvette permettant un compactage mécanique de l'échantillon. Elle est définie comme la moyenne des trois contraintes σ_x , σ_y et σ_z issues du rapport des forces totales sur l'aire de la base de l'éprouvette (fig.9). Nous fixons initialement dans l'échantillon une contrainte moyenne de 1 MPa.

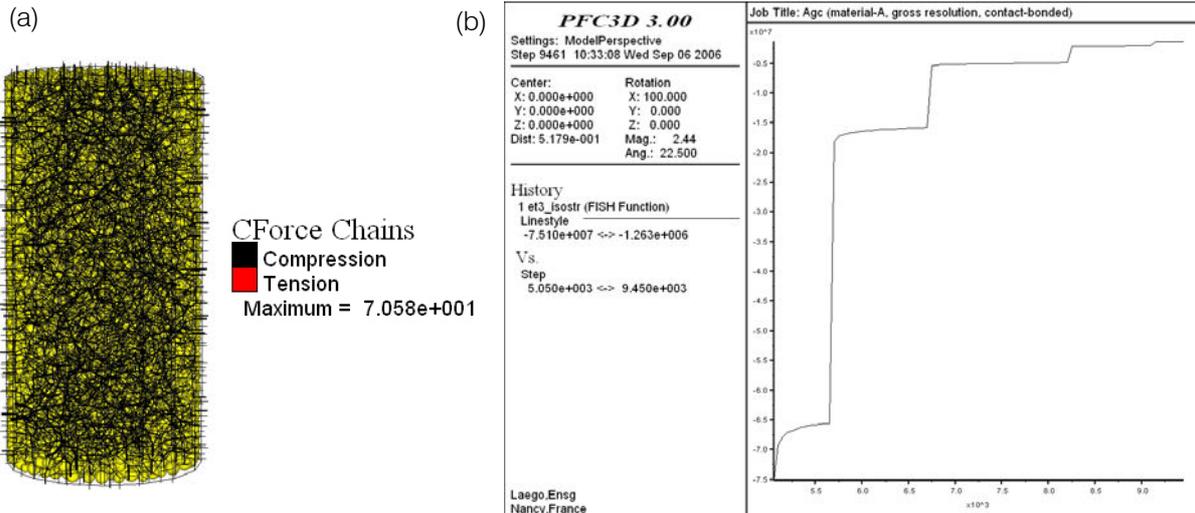


Figure 9 : (a) Distribution des forces de contact après l'initialisation de la contrainte initiale σ_0 et (b) évolution de cette contrainte durant son initialisation

L'assemblage de particules de rayons variables, rangées aléatoirement et compactées mécaniquement peut contenir un nombre de billes dites « flottantes » c'est-à-dire possédant moins de N_f contacts, N_f étant fixé par l'utilisateur. Il est plutôt recommandé de réduire ce nombre de billes « flottantes » afin d'obtenir un réseau de particules le plus dense possible. Dans notre cas, nous avons fixé $N_f=3$. En d'autres termes, toutes les billes présentant moins de trois contacts sont au fur et à mesure réajustées jusqu'à ce qu'elles atteignent le nombre de contacts voulus. Cette procédure constitue la troisième étape de génération de l'éprouvette (fig.10).

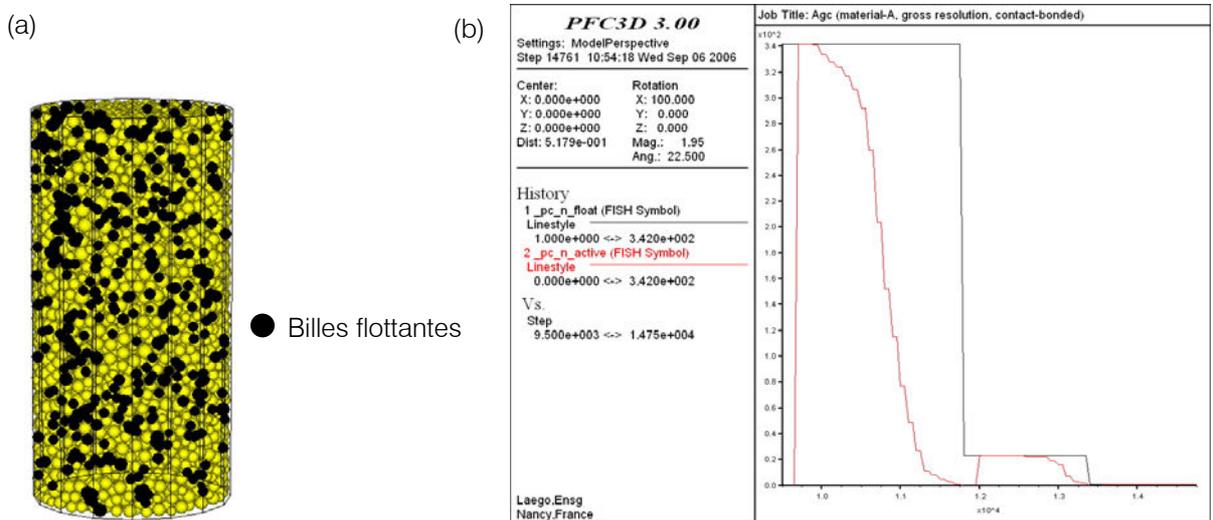


Figure 10 : (a) Recensement des billes possédant moins de trois contacts et (b) évolution du nombre de billes réajustées

A partir des paramètres géométriques du tableau 2 et de la réduction des billes « flottantes », le nombre final de billes, généré dans l'éprouvette, est de 7310 billes.

Enfin, la dernière étape permet de définir le type de contact voulu entre les particules. Comme il est précisé dans le paragraphe 3.1, nous avons choisi de travailler avec des liens cimentés de dimensions finies (« parallel bond »). Si deux billes présentent une séparation de moins de

10^{-6} fois le rayon moyen des deux particules alors un lien, entre elles, est créé. Les propriétés ($\bar{\lambda}, \bar{E}_c, \bar{k}_n, \bar{k}_s, \bar{\sigma}_c, \bar{\tau}_c$) sont ensuite assignées pour chaque lien où $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$ obéissent à une distribution normale gaussienne (fig.11). Le coefficient de frottement μ est également introduit au cours de cette étape.

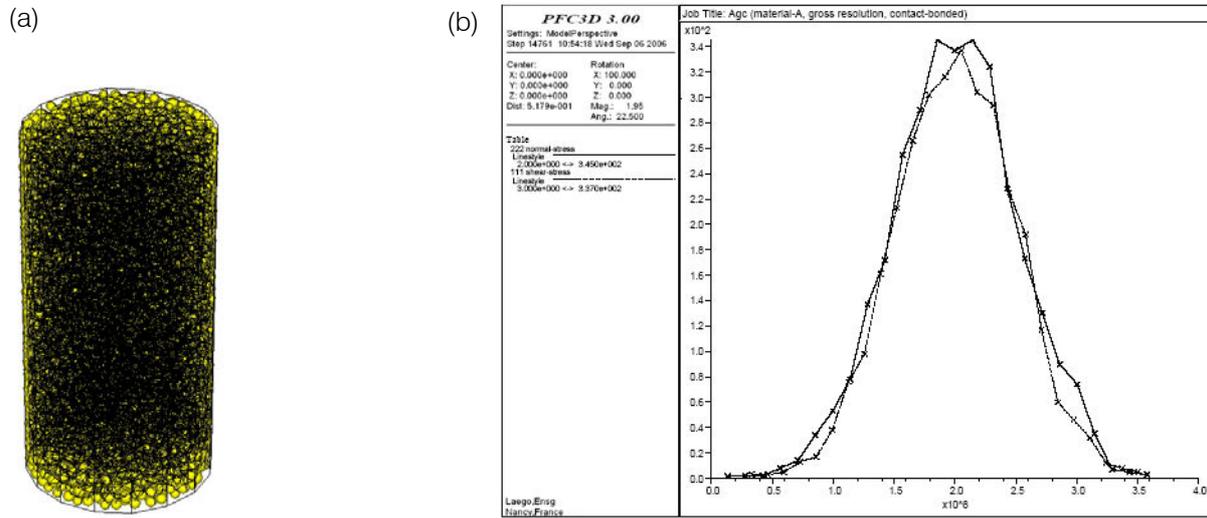


Figure 11 : (a) Réseau des contacts et (b) distribution des résistances normales et tangentielles des contacts

3.4- Simulation des essais et choix des micropropriétés

Le choix du type de contacts (« parallel bond ») mène à faire varier et à déterminer six paramètres qui gouverneront le comportement de l'échantillon de minerai généré :

- $\bar{E}_c, \bar{k}_n/\bar{k}_s, \bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$ pour les variables liées au ciment,
- E_c et k_n/k_s pour les variables liées aux billes.

Les premiers essais numériques simulés correspondent à un ensemble d'essais de compression uniaxiale afin de calibrer le module de Young, le coefficient de Poisson et la résistance à la compression. Par la suite, les essais simulés correspondent à des essais de compression déviatoriques triaxiaux afin d'obtenir les paramètres de rupture (C et Φ). Ces essais sont calibrés à partir des essais uniaxiaux et triaxiaux réalisés par Grgic (2001), sur un faciès du minerai de fer, sain, de la couche grise du secteur de Joeuf (faciès très ferrifère et à grains très fins). Les essais triaxiaux ont été exécutés avec des confinements de 1 MPa, 2 MPa, 4 MPa et 10 MPa. Les modules et seuils mécaniques obtenus lors de ces manipulations sont résumés dans le tableau 3 :

Tableau 3 : Synthèse des caractéristiques du minerai de fer sain

Propriétés	Valeurs laboratoire
E (GPa)	7,81
ν	0,25
R_c (MPa)	17
C (MPa)	7,23
Φ (°)	13,2
σ_{ci} (MPa)	10,5

3.4.1- Courbe contrainte-déformation en compression simple

Lors d'un essai de compression monoaxiale, la réponse d'une roche isotrope, dans un graphe contrainte-déformation, est décomposable en cinq phases caractéristiques de déformation (Bieniaswski, 1967 ; Houpert, 1979), permettant de définir quatre contraintes caractéristiques (fig.12) :

- σ_{cc} marque le début de la phase linéaire de la déformation axiale
- σ_{ci} marque le début de la non-linéarité de la déformation transversale
- σ_{cd} est atteint lors de la contraction maximale de l'échantillon
- σ_p est la contrainte maximale au pic, ou contrainte de rupture

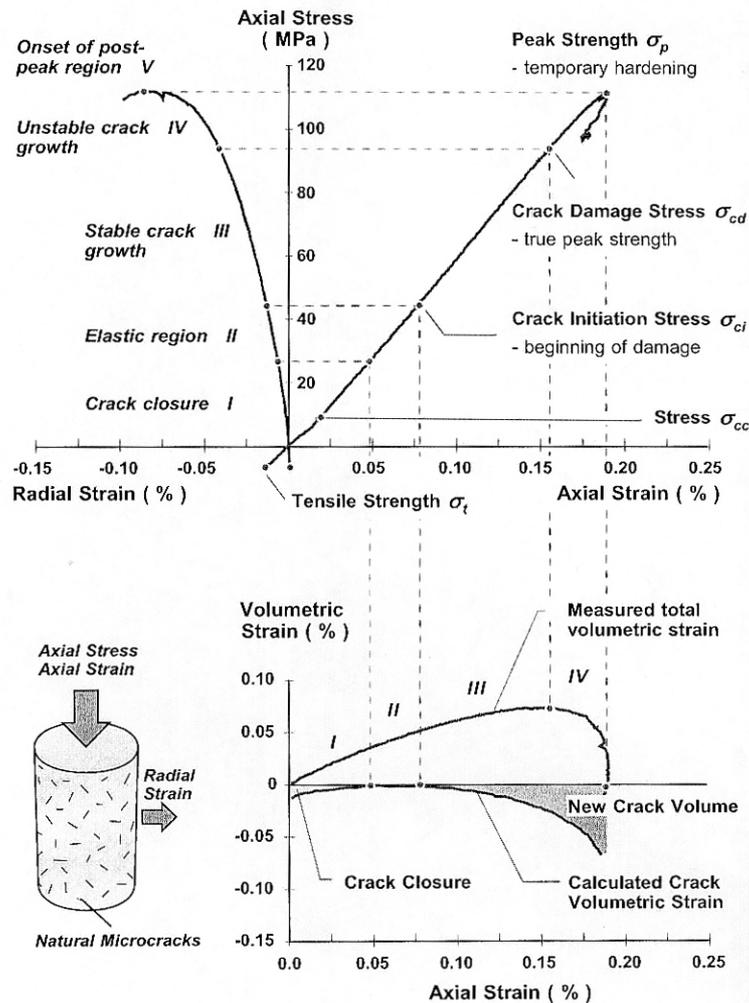


Figure 12 : Comportement contrainte-déformation caractéristique d'une roche fragile (Martin, 1994)

La phase 1 ($0 < \sigma < \sigma_{cc}$) correspond à la fermeture des fissures, qui sont ouvertes lors du prélèvement de la roche, suite au relâchement des contraintes in situ. C'est une phase, dite de serrage, durant laquelle le module de Young apparent croît et l'échantillon se contracte, sa déformation axiale étant non-linéaire.

La phase 2 ($\sigma_{cc} < \sigma < \sigma_{ci}$) est linéaire : le module de Young et le coefficient de Poisson apparents sont constants. C'est au cours de cette phase que la déformation est supposée élastique et

que l'on assimile les modules apparents au module élastique et au coefficient de Poisson E et ν . Ces derniers sont calculés à l'aide des relations suivantes :

$$E = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\varepsilon_y} \quad \nu = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\Delta\varepsilon_y} \quad (15)$$

De plus au cours de cette phase, la déformation volumique est contractante.

Le début de la phase 3 ($\sigma_{ci} < \sigma < \sigma_{cd}$) est repéré par la perte de la linéarité de la déformation transversale. Au cours de cette phase, le coefficient de Poisson apparent augmente et la déformation volumique diminue par rapport à la déformation volumique que subirait le matériau obéissant à une loi élastique linéaire. C'est le phénomène de dilatance, lié à l'endommagement de l'échantillon, qui s'initie : à la déformation volumique contractante, supposée élastique, subie par la partie solide du matériau, s'ajoute la déformation volumique dilatante des fissures qui s'ouvrent. La propagation des fissures est stable lors de cette phase ; elle s'arrête si l'éprouvette est déchargée.

La quatrième phase ($\sigma_{cd} < \sigma < \sigma_p$) débute avec la contractance maximale de l'échantillon et est associée à la croissance instable, à l'interaction et à la coalescence des fissures. La contrainte σ_{cd} caractérise la résistance à long terme de la roche.

La résistance à la compression simple correspond conventionnellement au pic de contrainte σ_p mesuré juste avant la rupture.

La phase 5 post-pic conduit à la ruine de l'échantillon et se caractérise par une diminution de la contrainte, du fait de la rupture fragile en compression simple.

L'analyse de la courbe contrainte-déformation permet donc de connaître facilement σ_{ci} , contrainte à partir de laquelle l'endommagement de l'échantillon débute, et σ_{cd} contrainte à partir de laquelle la fissuration devient instable. Ces contraintes caractéristiques sont fonction des conditions d'essais et des paramètres intrinsèques à la roche.

3.4.2- Travail paramétrique sur la calibration de E et ν

La première étape consiste donc à ajuster aux mieux la valeur du module de Young et du coefficient de Poisson à partir des essais expérimentaux. Pour ce faire, on applique une forte cohésion (18 MPa) au ciment et on fait varier à la fois E_c (rigidité locale des billes) et \bar{E}_c (rigidité du ciment).

Nous avons réalisé trois simulations d'essais uniaxiaux pour des valeurs de E_c et \bar{E}_c égales à 12 GPa, 10 GPa et 6 GPa. Les valeurs des autres microparamètres sont résumées dans le tableau 4 :

Tableau 4 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de E

Propriétés des billes		Propriétés du ciment				
E_c (GPa)	k_n/k_s	$\bar{\lambda}$	\bar{E}_c (GPa)	\bar{k}_n/\bar{k}_s	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	$\bar{\tau}_c$ (MPa)
12	3,5	1	12	3,5	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$
10	3,5	1	10	3,5	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$
6	3,5	1	6	3,5	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$

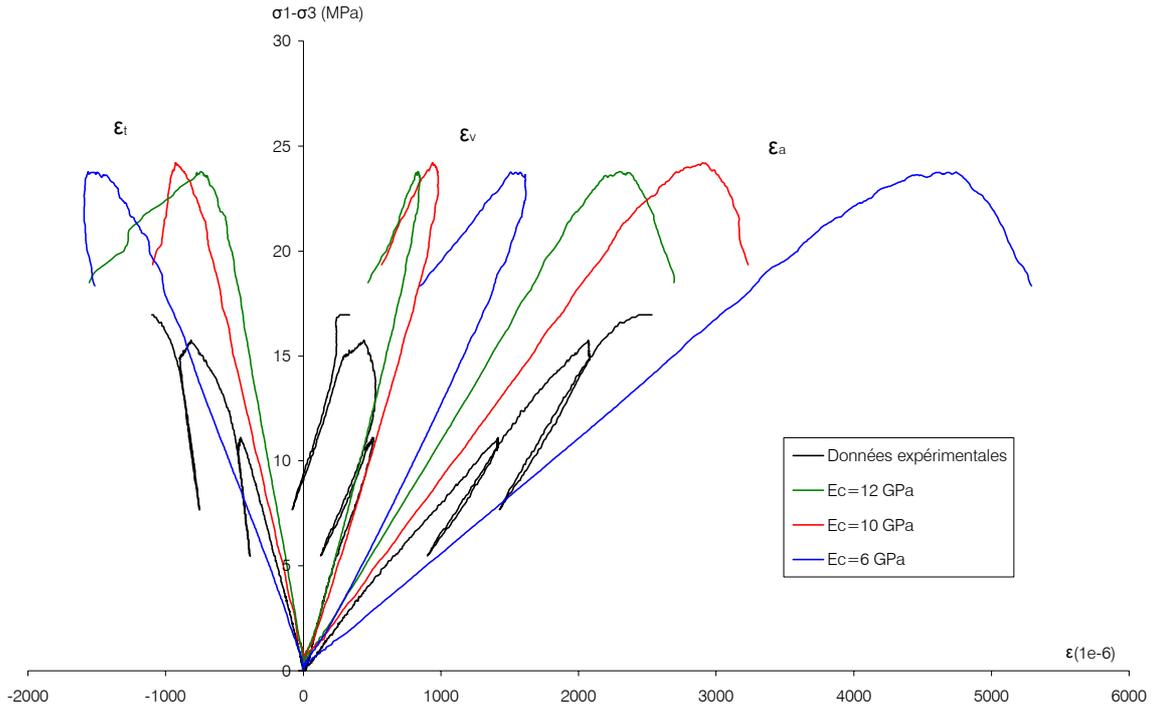


Figure 13 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de E_c et \bar{E}_c

La figure 13 montre clairement que plus les valeurs des modules de déformation des billes et du ciment sont faibles, plus la pente de la partie élastique de la courbe de déformation axiale est faible. Le module de Young atteint une valeur de 10858 MPa, de 8996 MPa et 5491 MPa pour respectivement une valeur du couple E_c - \bar{E}_c égale à 12 GPa, 10 GPa et 6 GPa. En résumé, plus les rigidités entre les billes et du ciment sont faibles, plus la déformabilité de l'échantillon est importante.

Le coefficient de Poisson varie peu pour les trois jeux de paramètres. Il atteint des valeurs respectives de 0,267, 0,288 et 0,274 pour des couples E_c - \bar{E}_c égaux à 12 GPa, 10 GPa et 6 GPa.

En fait, le coefficient de Poisson dépend principalement du rapport \bar{k}_n/\bar{k}_s (tableau 1). Pour une valeur de rigidité et de résistance normale et tangentielle fixée, le rapport \bar{k}_n/\bar{k}_s varie de 1 à 4,5 (tableau 5). Les résultats des essais sont présentés sur la figure 14.

Tableau 5 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de ν

Propriétés des billes		Propriétés du ciment				
E_c (GPa)	k_n/k_s	$\bar{\lambda}$	\bar{E}_c (GPa)	\bar{k}_n/\bar{k}_s	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	$\bar{\tau}_c$ (MPa)
8,75	1	1	8,75	1	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$
8,75	2	1	8,75	2	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$
8,75	3,5	1	8,75	3,5	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$
8,75	4,5	1	8,75	4,5	$18 \pm 1,1$	$18 \pm 1,1$

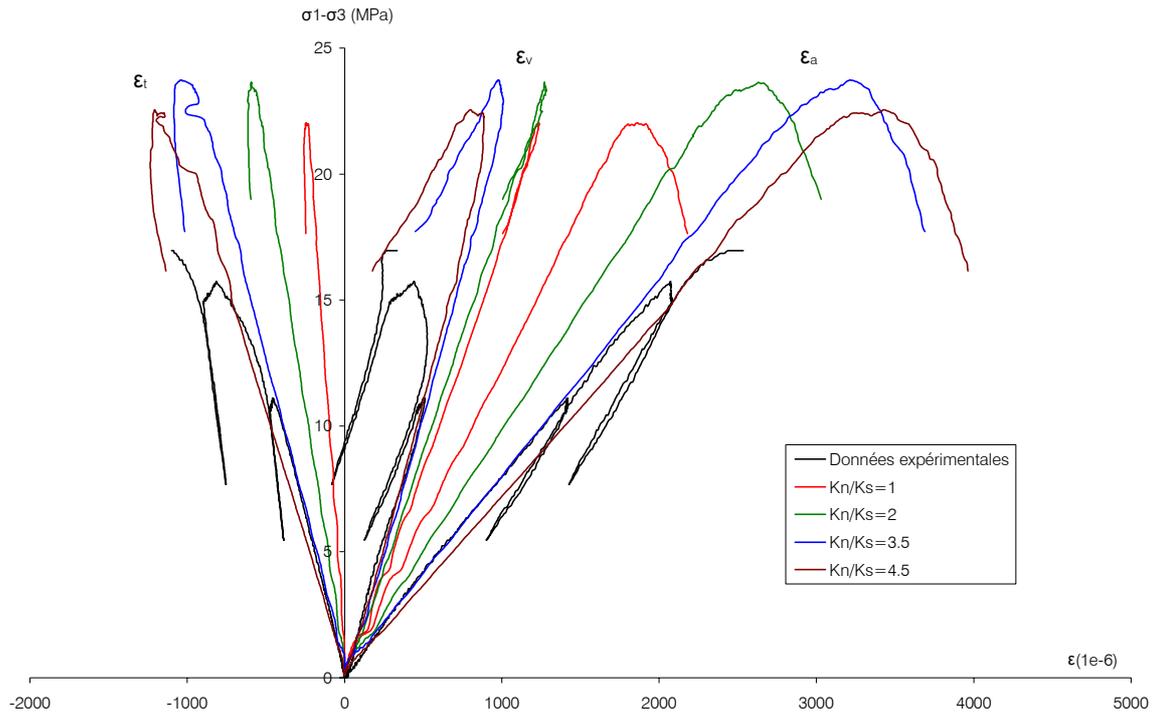


Figure 14 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de \bar{k}_n/\bar{k}_s

Une augmentation du rapport des raideurs entraîne une diminution de la pente de la courbe de déformation transversale donc une augmentation du coefficient de Poisson. En effet, ce dernier est égal à 0,117, 0,211, 0,283 et 0,307 pour des rapports respectifs de 1, 2, 3,5 et 4,5. Lorsque la raideur normale est beaucoup plus grande que la raideur tangentielle, et ceci à la fois pour les billes et le ciment, la déformation transversale est plus importante entraînant une valeur de coefficient de Poisson plus élevée.

Le module de Young est également influencé par le rapport des raideurs. Il est égal à 12184 MPa ($k_n/k_s = 1$), 9700 MPa ($k_n/k_s = 2$), 7840 MPa ($k_n/k_s = 3,5$) et 7065 MPa ($k_n/k_s = 4,5$).

En résumé et comme prévu par Potyondy & Cundall (2004), nous voyons que les valeurs de $E_c - \bar{E}_c$ joue essentiellement sur le module de Young tandis que les valeurs du rapport des raideurs k_n/k_s influencent à la fois le module de Young et le coefficient de Poisson.

Après plusieurs essais, nous avons décidé de retenir comme valeur de E_c et \bar{E}_c un module de **8,75 GPa** et comme valeur du rapport des raideurs **3,5**. C'est avec ce couple de micropropriétés que les courbes de déformations axiales et transversales ajustent le mieux les parties linéaires (élastiques) des courbes expérimentales.

3.4.3- Travail paramétrique sur la calibration de la résistance à la compression σ_c et sur la contrainte d'initiation des ruptures σ_{ci}

Le calage de la contrainte au pic s'obtient en faisant varier les cohésions moyennes (résistance normale et tangentielle) et en fixant un écart type égal à zéro sur ces valeurs. Les propriétés mécaniques employées pour le calage de la contrainte au pic sont présentées dans le tableau 6 et les essais simulés sur la figure 15.

Tableau 6 : Micropropriétés utilisées pour la calibration de R_c

Propriétés des billes		Propriétés du ciment				
E_c (GPa)	k_n/k_s	$\bar{\lambda}$	\bar{E}_c (GPa)	\bar{k}_n/\bar{k}_s	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	$\bar{\tau}_c$ (MPa)
8,75	3,5	1	8,75	3,5	$12,7 \pm 0,0$	$12,7 \pm 0,0$
8,75	3,5	1	8,75	3,5	$10 \pm 0,0$	$10 \pm 0,0$
8,75	3,5	1	8,75	3,5	$8 \pm 0,0$	$8 \pm 0,0$
8,75	3,5	1	8,75	3,5	$6 \pm 0,0$	$6 \pm 0,0$

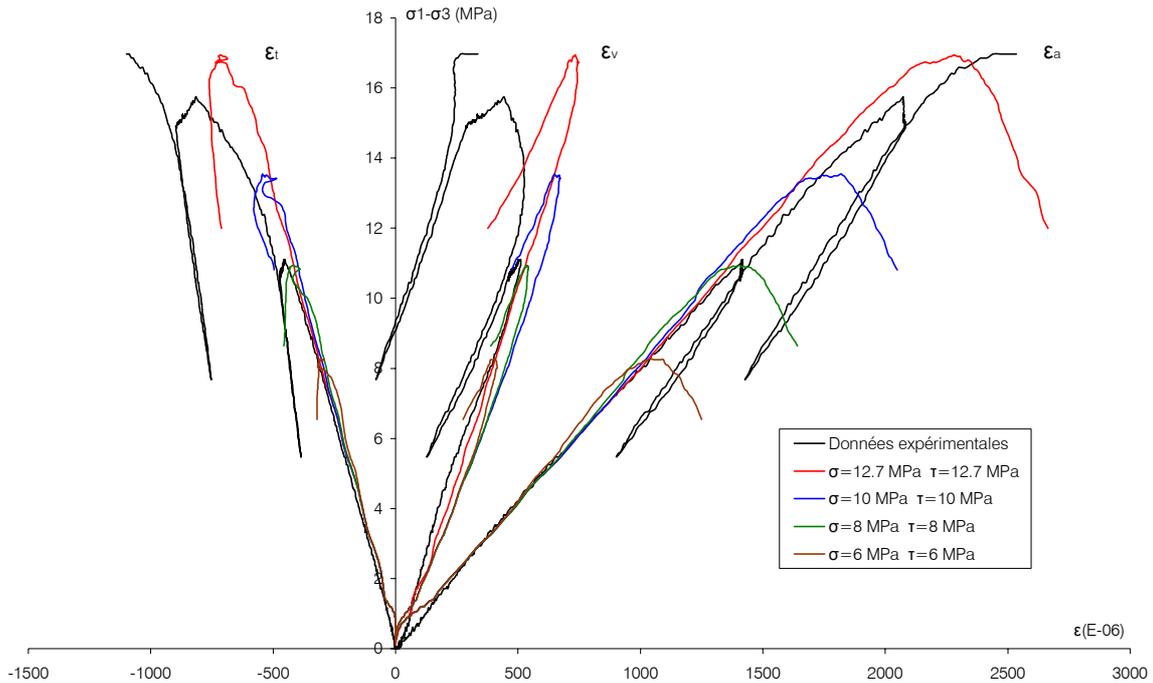


Figure 15 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs de $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$

La valeur de la résistance à la compression devient de plus en plus faible au fur et à mesure de la diminution de la valeur des cohésions normales et tangentielles du ciment. Pour les différents jeux de microparamètres, la contrainte au pic est égale à 16,94 MPa, 13,54 MPa, 10,93 MPa et 8,26 MPa et ceci pour des valeurs de résistances respectives de 12,7 MPa, 10 MPa, 8 MPa et 6 MPa. Par ailleurs, on remarque que les valeurs de cohésion et la valeur de la contrainte au pic sont proportionnelles. En effet lorsque les cohésions normales et tangentielles sont divisées par deux, la résistance à la compression est également divisée par deux. Cette dernière remarque est intéressante car elle permet de mettre en évidence la manière dont on peut diminuer ou augmenter la résistance au pic de l'échantillon.

Le calage du comportement plastique pré-pic (contrainte d'initiation des ruptures) s'établit en augmentant l'écart type sur les valeurs moyennes des cohésions. Nous avons donc décidé de conserver comme valeur de cohésion **12,7 MPa** et nous prenons comme écart type des valeurs de 1, 1, 3 et 6 MPa. Rappelons que la contrainte d'initiation des ruptures correspond au seuil de linéarité de la courbe de déformation transversale (fig.12). Sous PFC3D®, cette contrainte est calculée comme étant la contrainte correspondante à une certaine fraction (fixée par l'utilisateur) des microfractures totales générées à la contrainte au pic. Dans notre cas, la contrainte d'initiation des fractures est calculée quand l'éprouvette comporte 1% des microfractures totales recensées au pic.

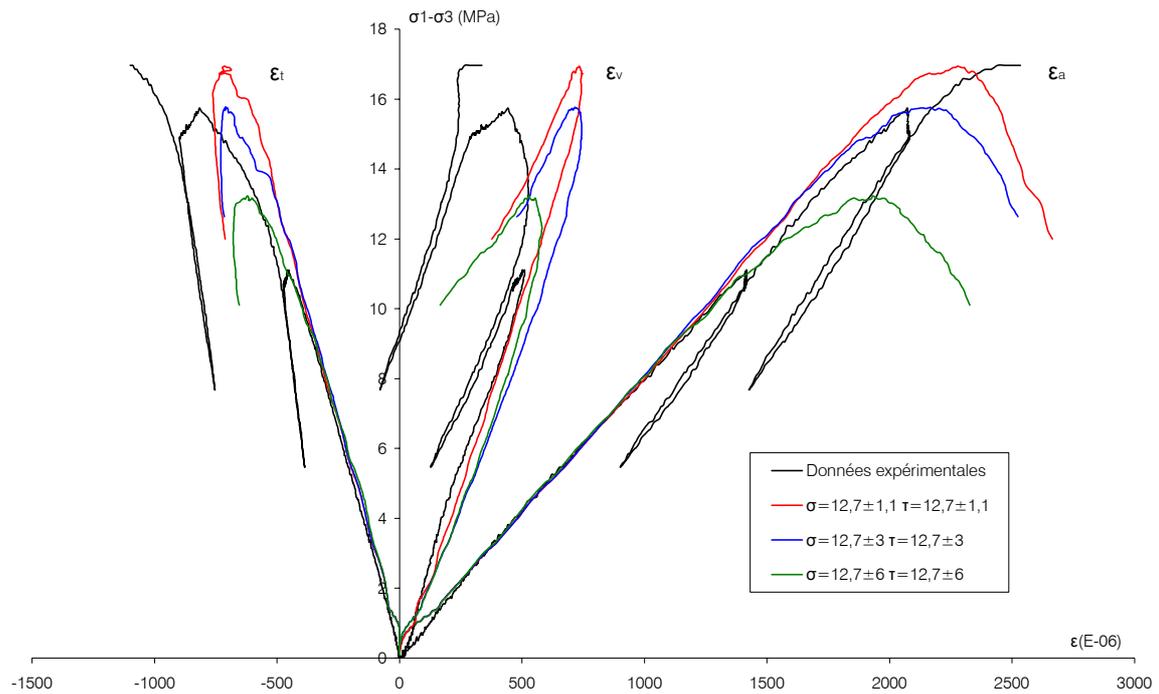


Figure 16 : Simulations d'essais en compression simple pour différentes valeurs d'écart type de $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\tau}_c$.

Le seuil d'initiation des ruptures diminue lorsque l'écart type sur les valeurs moyennes des cohésions augmente. Pour un écart type de 6 MPa, la contrainte d'initiation des ruptures est de 1,9 MPa tandis que pour un écart type de 3 MPa et 1,1 MPa, elle est de 7,15 MPa et 10,5 MPa respectivement.

Nous retiendrons par conséquent, suivant la valeur de σ_{ci} obtenue par Grgic (tableau 3), un écart type de **1,1 MPa**.

3.4.4- Travail paramétrique sur la taille des particules

Afin de compléter, cette étude paramétrique, nous nous sommes attachés à examiner l'effet du diamètre moyen des billes sur les macropropriétés. Pour ce faire, trois échantillons comportant des billes au diamètre moyen de 1,5 mm, de 2,5 mm et de 3,75 mm ont été soumis à un essai de compression (fig.17).

On constate que le module de Young montre une dépendance suivant la taille des billes. E augmente de 7890 MPa à 8460 MPa pour une taille de particules qui diminuent de 3,75 à 1,5 mm. Il en ressort également que le coefficient de Poisson est indépendant de la taille des billes. La résistance à la compression présente également une corrélation avec la taille des billes où R_c augmente de 15,9 à 16,7 MPa pour un diamètre qui diminue de 3,75 à 1,5 mm. Ces remarques sont en accord avec les résultats obtenus par Potyondy et al. (tableau 7), qui ont réalisé la même étude sur l'influence de la taille des billes pour simuler le comportement du granite du Lac de Bonnet.

Tableau 7 : Effet de la taille des particules sur les macropropriétés sous PFC3D® (Potyondy, 2004)

Particle size D_{avg} (mm)	Macroproperty ($63.4 \times 31.7 \times 31.7$ mm ³ specimens, $n=10$, mean and coefficient of variation)											
	E (GPa, %)		ν (-, %)		q_u (MPa, %)		ϕ (deg, %)		c (MPa, %)		σ_1 (MPa, %)	
5.95	57.3	10.0	0.231	21.2	127.9	11.9	25.9	14.2	40.0	11.4	43.6	27.8
3.05	64.0	3.9	0.254	8.1	169.6	3.4	30.6	9.8	48.4	7.6	35.4	26.1
2.04	67.6	1.8	0.255	5.8	186.9	1.5	32.3	9.2	51.6	6.9	33.0	21.9
1.53	69.2	1.2	0.256	5.5	198.8	3.6	32.1	7.4	55.1	7.6	27.1	13.7

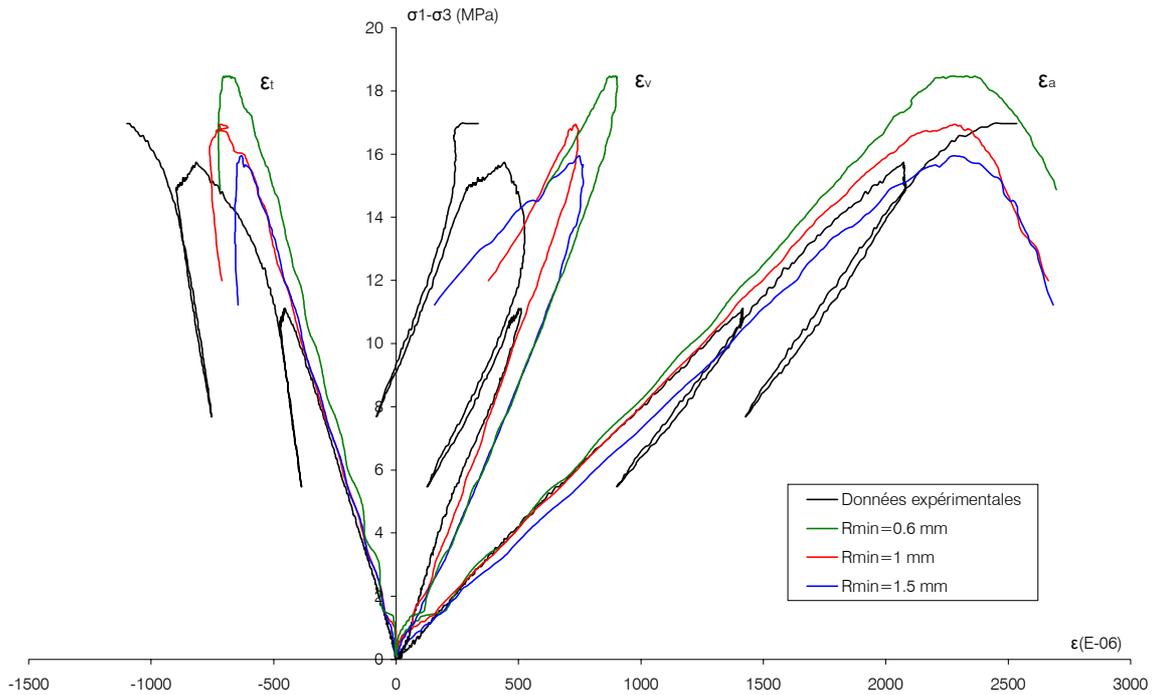


Figure 17 : Simulations d'essais en compression simple suivant le rayon minimal des billes

3.4.5- Choix final de micropropriétés

L'ensemble de ce travail paramétrique permet de faire un choix sur les valeurs des microparamètres. Malgré tout, il faut avoir à l'esprit qu'il peut exister plusieurs couples de micropropriétés qui reproduisent le même comportement macroscopique de la roche. De plus, afin de vérifier l'indépendance des propriétés mécaniques par rapport aux rayons moyens des billes, dix échantillons, avec un arrangement aléatoire propre à chacun, ont été générés. Sur chaque échantillon, nous avons simulé un essai de compression uniaxiale et quatre essais de compression triaxiale, correspondant à des confinements de 1 MPa, 2 MPa, 4 MPa et 10 MPa, soit au total 50 essais numériques.

Les microparamètres utilisés et les macropropriétés émergentes sont résumés dans le tableau 8, les courbes contrainte-déformation sont présentées sur la figure 18.

Tableau 8 : Micropropriétés affectées à l'échantillon, macropropriétés numériques obtenues et comparaison aux propriétés obtenues en laboratoire pour la formation ferrifère

Micropropriétés utilisées pour la formation ferrifère				Macropropriétés obtenues pour la formation ferrifère			
Billes		Ciment		Numérique			Laboratoire
				Moyenne	Ecart type		
ρ (kg.m ⁻³)	2800	E_c (GPa)	8,75	E (MPa)	7685,74	183,81	7801,51
D_{moy} (mm)	2,5	k_r/k_s	3,5	ν	0,267	0,003	0,250
E_c (GPa)	8,75	σ_c (MPa)	12,7±1,1	R_c (MPa)	16,74	0,26	17,00
k_r/k_s	3,5	τ_c (MPa)	12,7±1,1	Φ (°)	30,08	0,31	25,21
Φ (%)	35	λ	1	C (MPa)	5,32	0,11	6,04
μ	0,5			σ_{ci} (MPa)	10,49	0,15	10,5

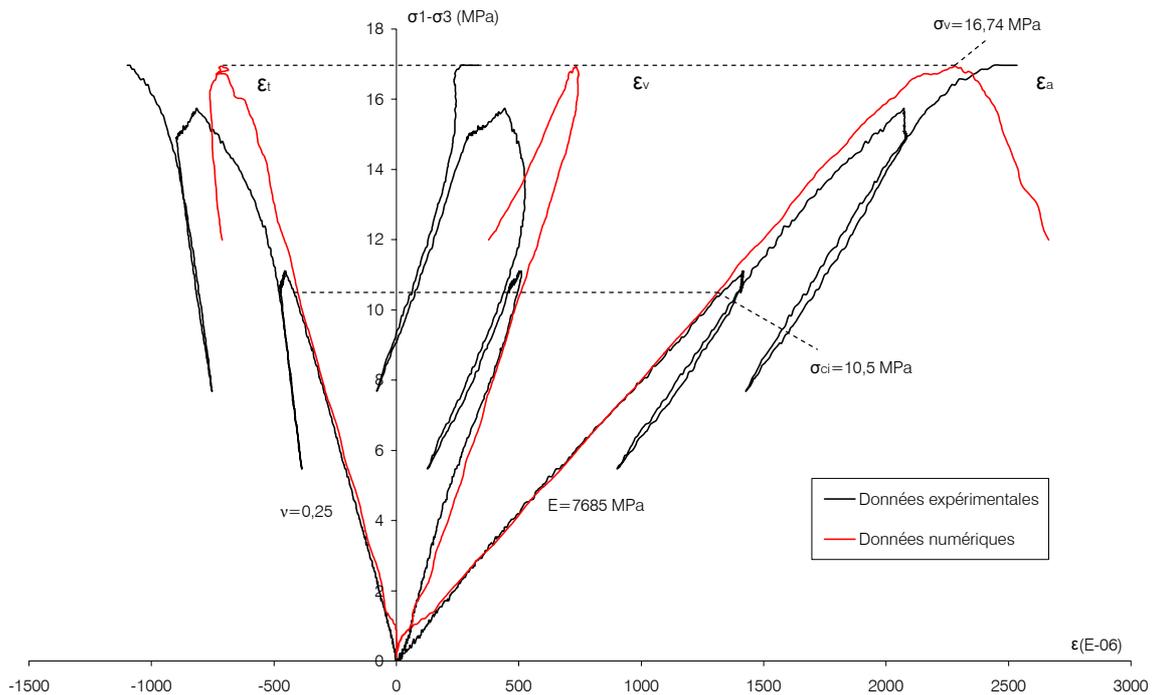


Figure 18 : Courbes contrainte-déformation (essai monoaxial) finales

On constate, sur la figure 18, une assez bonne corrélation entre les courbes de simulations numériques et expérimentales. On obtient une résistance au pic de l'ordre de $16,74 \pm 0,26$ MPa, très proche de la valeur expérimentale (17 MPa). Le module de Young et le coefficient de Poisson sont également voisins ($7685,74 \pm 183,81$ MPa / $7801,51$ MPa ; $0,267 \pm 0,003$ / $0,250$). La contrainte d'initiation des ruptures est quasi équivalente ($10,49 \pm 0,15$ MPa / $10,50$ MPa). Les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb, C et Φ , sont obtenus à l'aide des essais triaxiaux. La cohésion est sous-estimée de $0,7$ MPa tandis que l'angle de frottement est légèrement surestimé, de 5° environ. Malgré tout, dans l'ensemble, les paramètres calibrés à partir des essais expérimentaux sont convenables.

La figure 19 présente la déformation axiale en fonction du confinement. Lorsque la pression de confinement augmente, la limite élastique et la résistance maximale augmentent également. En effet, l'augmentation de la pression de confinement diminue les possibilités d'amorçage et de propagation des microfissures.

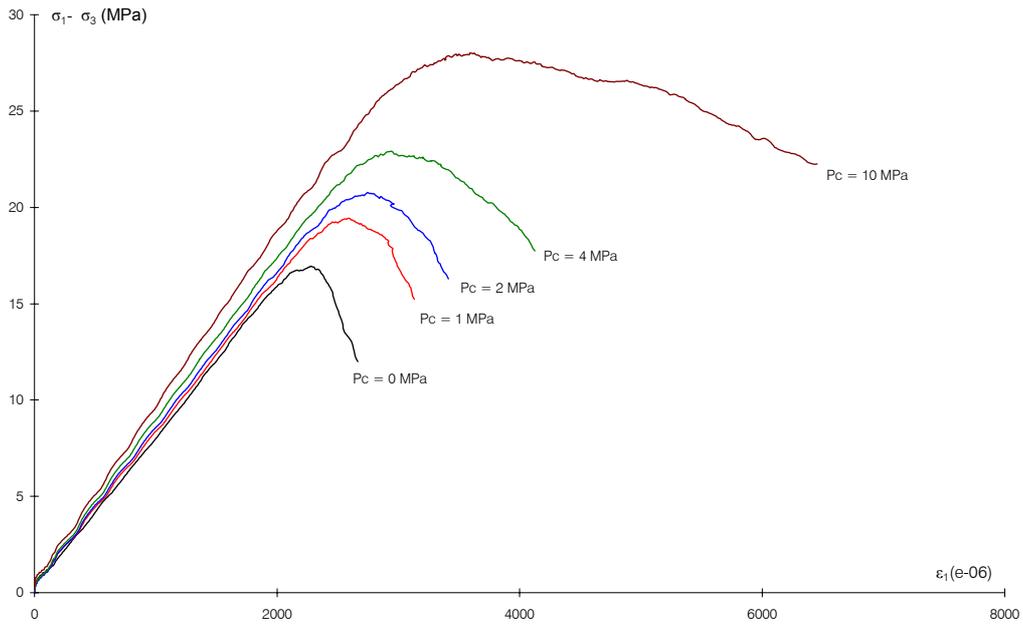


Figure 19 : Courbes contrainte-déformation axiale pour différents confinements

3.4.6- Microfracturations

La figure 20 présente l'évolution du nombre de microfractures, au sein de l'échantillon, pour un essai de compression simple en fonction de la déformation axiale.

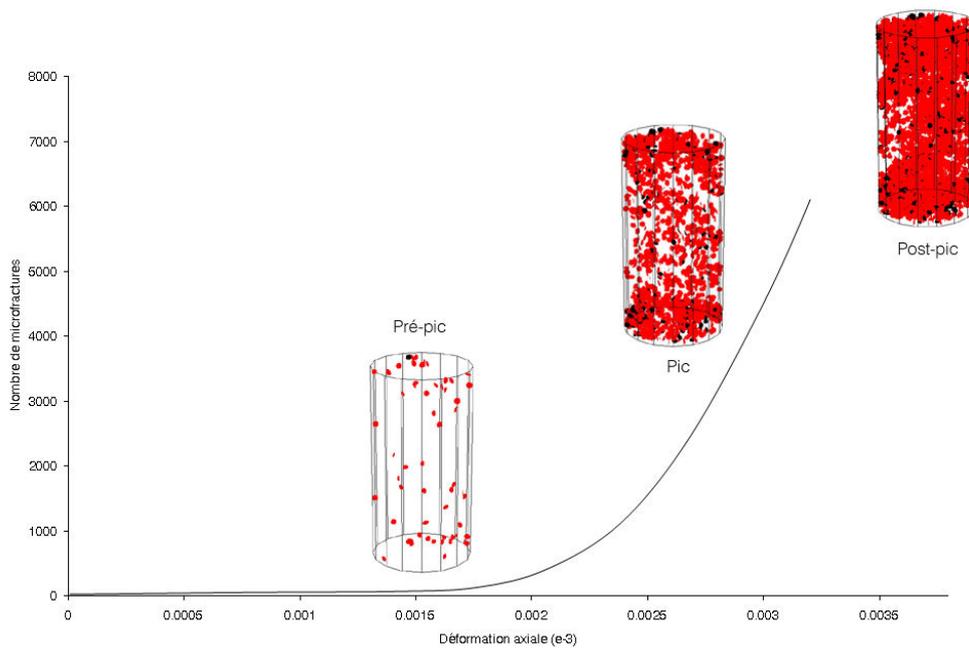


Figure 20 : Evolution du nombre de microfractures suivant la déformation axiale

On constate que le nombre de microfractures augmente avec la déformation axiale. La phase pré-pic laisse apparaître au début quelques microfractures et qui deviennent de plus en plus nombreuses au fur et à mesure que la déformation axiale augmente. Cette phase correspond au commencement de la propagation de microfractures. Par la suite, toute augmentation de la contrainte induit un développement instable et non contrôlé de ces microfractures jusqu'à atteindre la résistance au pic, où le nombre de microfractures est élevé (environ 4000). La

phase post-pic, régie essentiellement par les frottements mutuels des fragments de roche (dans le cas d'un essai réel), entraîne également la formation de microfractures mais dans une moindre mesure. Au final, l'éprouvette contient 6125 microfractures.

4- Passage de l'échelle du laboratoire à l'échelle du pilier

4.1- Changement d'élanement

Une fois la calibration faite à l'échelle de l'éprouvette, les micropropriétés doivent être calibrées à l'échelle d'un pilier, de dimensions futures : 4 x 4 x 8 m. Dans un premier temps, ce changement d'échelle pose le problème de l'effet de l'élanement. En effet, dans le cas de l'éprouvette de laboratoire, l'élanement est de 2 (7,2 x 3,6 cm). Celui-ci est choisi pour ne pas engendrer un phénomène de fretage dû aux frottements empêchant le déplacement libre des extrémités de l'éprouvette. On diminue ainsi au maximum les zones d'influences du fretage. La distribution des contraintes au centre de l'éprouvette n'est alors pas perturbée. En revanche, dans le cas d'un pilier de mine, l'élanement est plus proche de 0,5.

Tang et al. (2000) ont travaillé sur l'effet de l'élanement et ont étudié l'évolution de la résistance à la compression. Ils ont modélisé 5 éprouvettes d'élanement 3, 1,5, 1, 0,67 et 0,5, et ont simulé des essais en compression simple (fig.21).

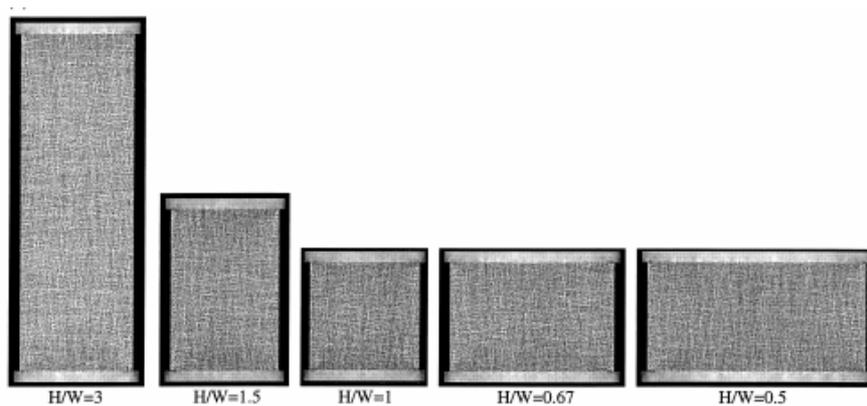


Figure 21 : Simulation numérique de l'effet de l'élanement pour cinq échantillons avec différents ratios hauteur sur largeur simulés avec RFPA^{2D} (Tang et al., 2000)

Après analyse des résultats, ils montrent que plus l'élanement est faible, plus la résistance à la compression augmente (fig.22).

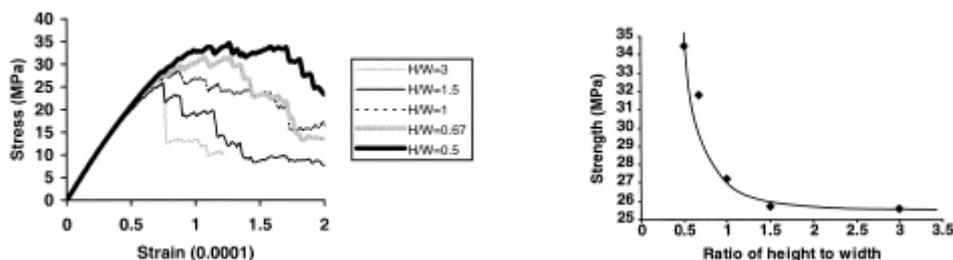


Figure 22 : (a) Courbes contrainte-déformation pour différents élanements (b) réduction de la résistance à la compression en fonction de l'élanement simulés avec RFPA^{2D} (Tang et al., 2000)

Cette expérience numérique est à rapprocher des résultats expérimentaux de Pineau (1978) qui montre que la résistance en compression pour des éprouvettes de minerai de fer avec différents diamètres (30, 50 et 80 mm) diminue avec l'augmentation de l'élançement. De plus, Vigouroux (1975) propose, dans le cas du minerai de fer lorrain, une relation entre la résistance à la compression et l'élançement :

$$R_c = 245 - 32,5e \quad (16)$$

avec e l'élançement et R_c la résistance à la compression en bars.

A partir de ces observations, il semble que la résistance à la compression de l'éprouvette (élançement 2), obtenue avec le jeu de microparamètres déterminé au paragraphe 3.4.5, va augmenter lorsqu'on passe aux dimensions d'un pilier (élançement 0,5).

La figure 23 présente les courbes contrainte-déformation axiale issues d'essais uniaxiaux simulés sur des éprouvettes d'élançement 0,5, 1 et 2, aux mêmes micropropriétés que celles résumées dans le tableau 8.

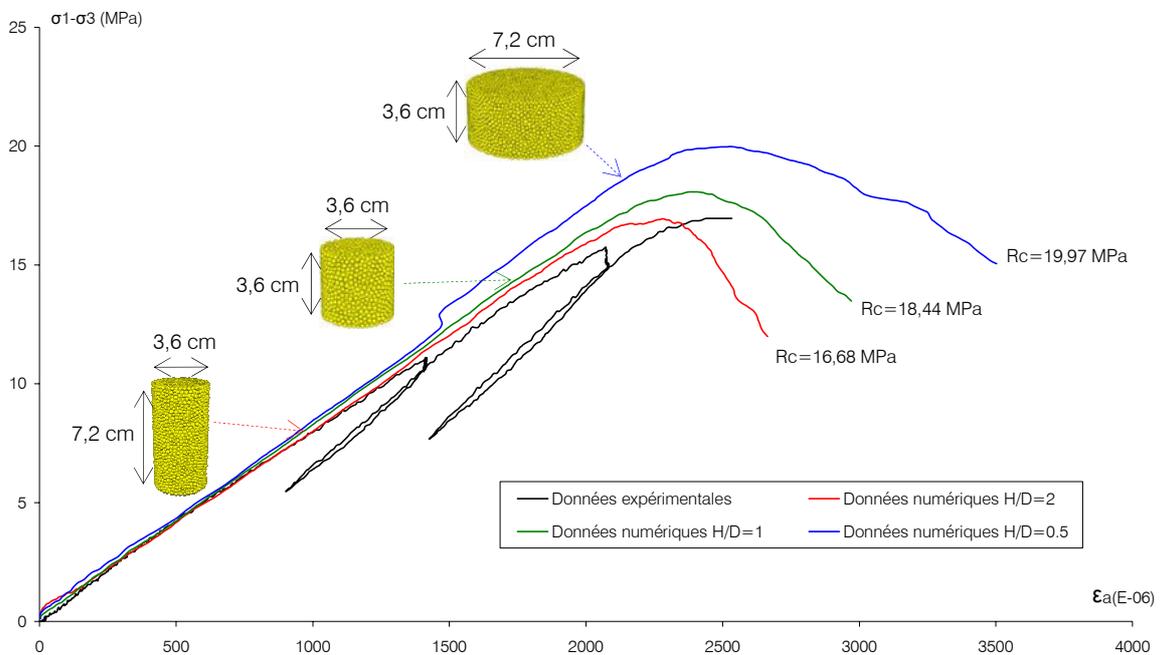


Figure 23 : Courbes contrainte-déformation axiale en fonction de l'élançement de l'échantillon dans le cas d'un essai de compression simple

Ces simulations montrent effectivement que lorsqu'on passe d'un élançement 2 à un élançement 0,5, la résistance à la compression de l'échantillon croît de 16,68 MPa à 19,97 MPa. Si l'on se rapporte à l'équation 16, Vigouroux prédit en fait une perte de résistance de l'ordre de 21% d'un élançement 0,5 à 2. Les ordres de grandeurs des résistances au pic calculés montrent de manière « surprenante » une diminution effectivement d'environ 21%, soit un écart de résistance de 3,29 MPa.

4.2- Propriétés « massif »

Afin d'être cohérent avec les modélisations des chapitres 3 et 4, nous devons affecter au futur pilier modélisé des propriétés « massif » et non celles du laboratoire, c'est-à-dire des valeurs de propriétés pondérées de l'effet de la fracturation (méthodologie de Hoek & Brown, voir chapitre 2). L'effet de la fracturation se traduit, entre autre, par une diminution de la cohésion et de

l'angle de frottement, donc par une réduction de la résistance à la compression. Dans le cas des modélisations des chapitres 3 et 4, la couche ferrifère est affectée d'une cohésion de 1,2 MPa, d'un angle de frottement de 35° et d'une résistance à la compression de 4,51 MPa.

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe 3.4.3, la résistance à la compression varie proportionnellement avec les valeurs affectées aux résistances normales et tangentielles du ciment. Ainsi pour obtenir une résistance au pic de 4,51 MPa, à partir des micropropriétés initiales ($R_c=19,97$ MPa, pour un élancement de 0,5), les valeurs de résistances du ciment doivent être divisées d'un facteur 4,4.

La figure 24 présente les courbes de contrainte-déformation suite à cette réduction de résistance et le tableau 9 les micropropriétés et les macropropriétés « massif ». A noter que les paramètres de rupture de Mohr-Coulomb ont été calculés à partir d'essais triaxiaux réalisés avec les mêmes confinements (1, 2, 4 et 10 MPa) que dans le cas du calage des propriétés du laboratoire (§ 3.4.5).

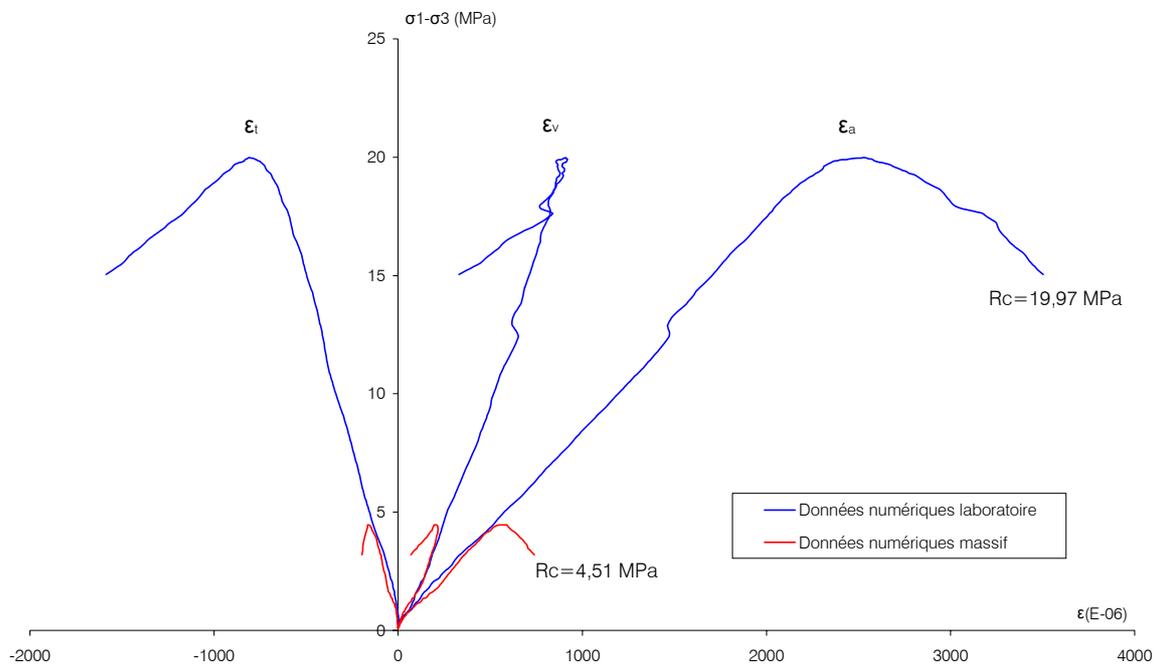


Figure 24 : Courbes contrainte-déformation en compression simple (laboratoire et massif) du pilier

Tableau 9 : Micropropriétés et macropropriétés numériques « massif » du pilier et comparaison aux propriétés « massif » issues de la méthodologie de Hoek & Brown (1997)

Micropropriétés « massif » du pilier				Macropropriétés du pilier			
Billes		Ciment		Numérique			« Massif »
				Moyenne	Ecart type		
ρ (kg.m ⁻³)	2800	E_c (GPa)	8,75	E (MPa)	8060,45	154,65	7801,51
D_{moy} (mm)	2,5	k_r/k_s	3,5	ν	0,242	0,007	0,250
E_c (GPa)	8,75	σ_c (MPa)	3 ± 1,1	R_c (MPa)	4,48	0,31	4,51
k_r/k_s	3,5	τ_c (MPa)	3 ± 1,1	Φ (°)	33,12	0,16	35,00
Φ (%)	35	λ	1	C (MPa)	1,20	0,08	1,20

Les propriétés « massif » ont été obtenues grâce à la méthodologie de Hoek & Brown (1997) et à partir des essais en laboratoires issus de Homand & Dagalier (voir chapitre 3).

4.3- Changement d'échelle

A ce stade, nous avons généré un échantillon d'élancement 0,5 auquel nous avons affecté des micropropriétés réduites correspondant à des macropropriétés « massif » (fig. 25).

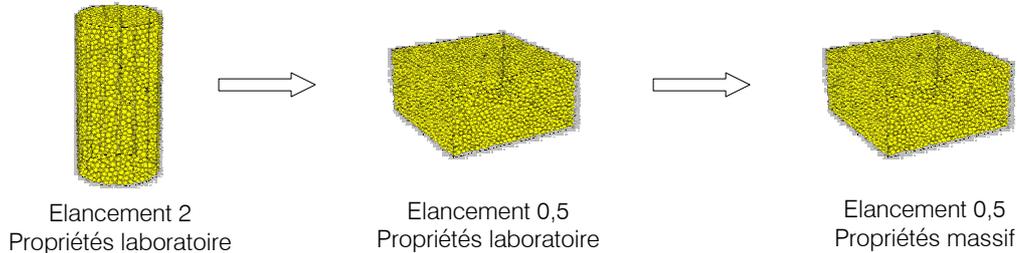


Figure 25 : Passage d'un échantillon cylindrique (propriétés laboratoire) à un échantillon rectangulaire (propriétés massif)

L'échantillon généré est actuellement de taille centimétrique (4 x 4 x 6 cm). Dans les futures simulations, le pilier est de dimension métrique. Nous devons donc passer d'un modèle centimétrique à un modèle de pilier métrique en multipliant les dimensions du modèle initial par un facteur 100. Nous pourrions conserver, dans le modèle métrique, une distribution de billes de taille centimétrique mais le nombre de billes serait beaucoup trop important, impliquant des temps de calculs trop longs. Par conséquent le rayon minimal des billes R_{\min} a été également multiplié d'un facteur 100, pour obtenir des tailles de billes de l'ordre décimétrique.

La figure 26 présente les courbes contrainte-déformation pour l'échantillon initial (centimétrique) et pour un échantillon de taille métrique. Ces deux derniers sont affectés des mêmes micropropriétés.

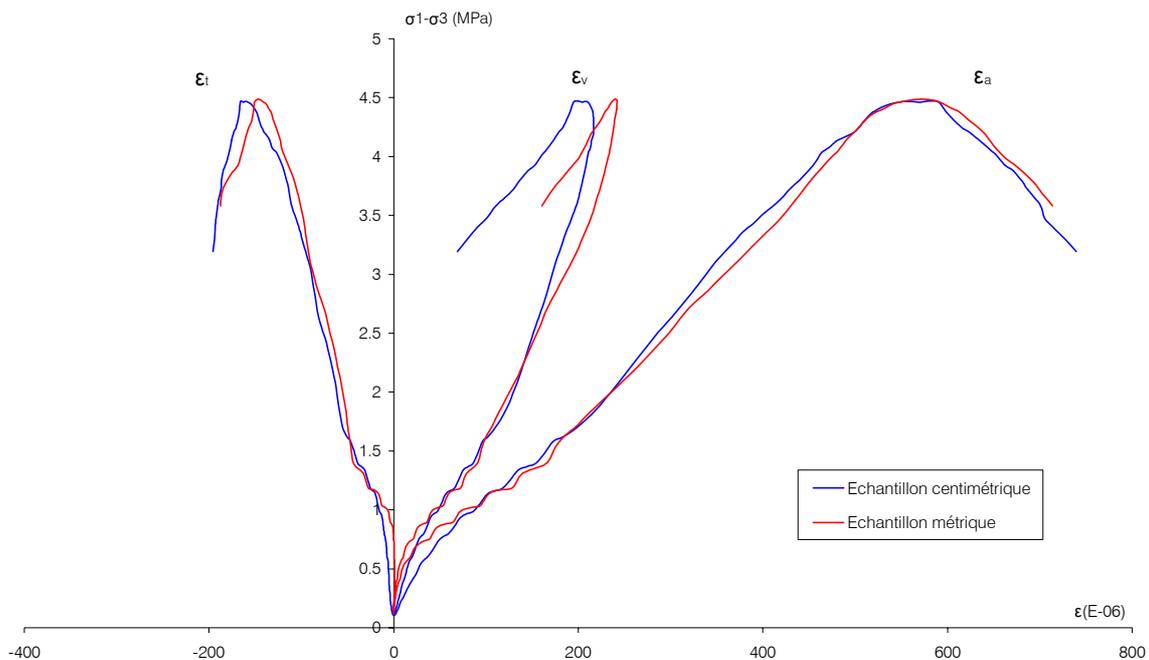


Figure 26 : Simulation d'essais en compression simple pour un échantillon centimétrique et métrique

Nous constatons que le changement d'échelle influence peu le comportement mécanique de l'échantillon. La résistance au pic ainsi que le module de Young et le coefficient de Poisson sont identiques pour les deux modèles. Le passage d'un modèle centimétrique à un modèle métrique est donc commode en jouant simplement sur le paramètre R_{\min} .

5- Stratégie de modélisation

L'objectif est de simuler le développement de la fracturation au sein d'un pilier de minerai de fer et de tenter de comprendre comment cette fracturation se transmet au recouvrement. Pour ce faire et par rapport aux études existantes dans la bibliographie, nous avons opté pour une approche d'association de codes de calcul où le pilier et la couverture sont modélisés distinctement.

La plupart des travaux récents, essentiellement fournis par Itasca (routines FISH) et faisant référence à l'association de codes calculs, présente des cas de modélisation en 2D. Initialement nous avons choisi de simuler des modélisations en 3D, permettant d'avoir une vision des phénomènes la plus « réaliste » possible. Par faute de temps, nous n'avons pas pu adapter les routines existantes et envisager des cas de modélisation en 3D. Afin de ne pas reprendre tout le travail de calibration en 2D, il a été décidé de conserver les micropropriétés issues de la calibration 3D (tableau 9). En effet le travail de calage des macropropriétés, effectué en 3D, présente l'avantage de prendre naturellement en compte la troisième direction de l'espace contrairement à une calibration en 2D. Il est difficile en effet, dans le cas d'un essai biaxial, de pouvoir calibrer correctement la déformation volumique de part la limitation des hypothèses planes.

Enfin, nous avons fait comme choix d'associer les codes UDEC[®]/PFC2D[®], soit une approche discontinue/discontinue. La couverture aurait été modélisée à l'aide du code UDEC[®] et le pilier par PFC2D[®]. L'avantage de cette méthode était de pouvoir prendre en compte l'effet d'une fracturation verticale dans le recouvrement. Comme nous l'avons vu auparavant, les développements de ces méthodes sont assez récents et n'ont été testés, par Itasca, que sur l'association des codes FLAC[®]/PFC2D[®]. Les travaux menés au cours de cette thèse, pour tenter d'associer UDEC[®] et PFC2D[®], n'ont pas été concluants. Le problème essentiel réside dans le fait que les ordres de grandeurs échangés ne sont pas cohérents, dus à des difficultés probables de synchronisation du pas de temps entre les deux codes. Par conséquent ces calculs n'ont pas pu aboutir. Il a donc été décidé de réaliser les modélisations à partir de l'association FLAC[®]/PFC2D[®].

6- Formulation de l'association milieu continu (FLAC[®]) / milieu discontinu (PFC2D[®])

Le principe de l'association entre les deux codes de calculs consiste à intégrer une inclusion discontinue (pilier modélisé sous PFC2D[®]) au sein d'un milieu continu (massif rocheux modélisé sous FLAC[®]). Les deux codes communiquent entre eux à l'aide d'une connexion TCP/IP qui permet de transmettre les informations en binaire, ce qui présente comme avantage de ne pas perdre d'information au niveau de la précision des données.

Le principe de communication entre les deux codes est le suivant : au niveau des nœuds de la frontière de la zone d'inclusion sous FLAC[®], les vitesses sont calculées et transmises sous PFC2D[®]. En contrepartie, le code PFC2D[®] reçoit ces vitesses nodales et renvoie à son tour des forces, qui sont appliquées au nœud de la zone d'inclusion sous FLAC[®] et ainsi de suite (fig.27).

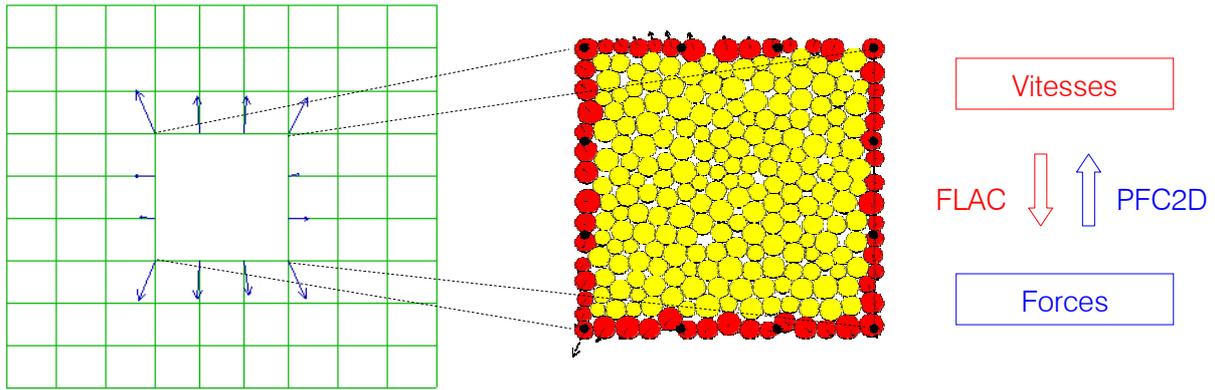


Figure 27 : Principe numérique de l'association FLAC[®]/PFC2D[®] (Potyondy, 2003)

Afin d'avoir une bonne transmission des données entre les deux codes, ils sont synchronisés sur le même pas de temps. Ceci permet à PFC2D[®] de recevoir les vitesses avant le calcul de l'équation de mouvement et d'envoyer les forces après le calcul de l'équation force-déplacement. Au contraire FLAC[®] envoie les vitesses nodales et reçoit les forces après la résolution de l'équation de mouvement. Enfin les masses des nœuds, aux frontières, sont multipliées par deux afin d'assurer l'intégration stable de l'équation de mouvement.

La structure permettant ce couplage entre les deux codes est représentée par des segments. Chaque segment est défini par deux nœuds de la grille de la zone d'inclusion sous FLAC[®]. Durant l'initialisation, FLAC[®] envoie le nombre de segments à PFC2D[®]. Une série de billes située sur la frontière de l'inclusion et qui intercepte les segments est alors reconnue par PFC2D[®]. Chaque bille reconnue est affectée et ne peut être interceptée qu'un seul segment (fig.28).

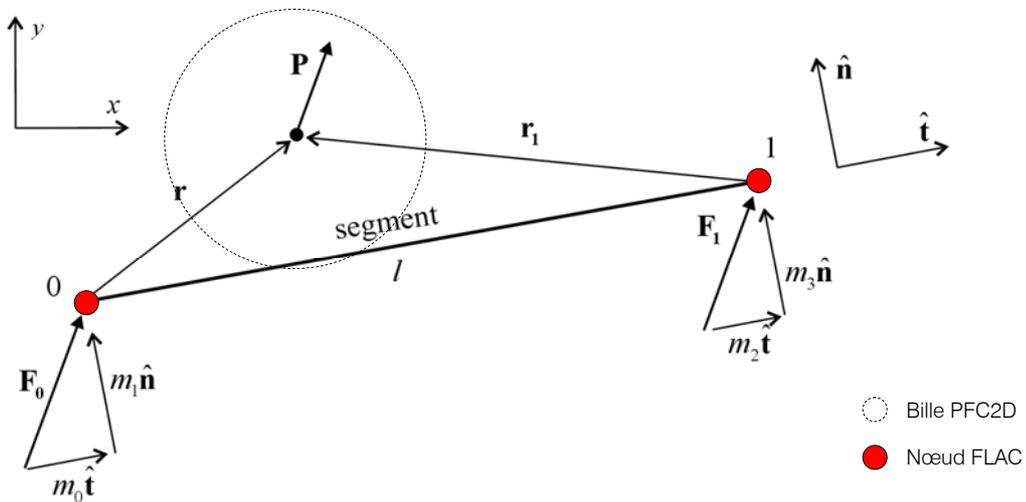


Figure 28 : Définition d'un segment et de ces notations (Potyondy, 2003)

Les forces, au niveau des billes, sont calculées à l'aide d'une procédure d'interpolation et sont ensuite affectées au sommet des segments (nœuds PFC[®]). Les vitesses nodales sous FLAC[®] sont récupérées par PFC2D[®] au niveau des sommets des segments et sont également interpolées pour être ensuite appliquées aux billes qui interceptent le segment.

6.1- Procédure d'interpolation des forces

La procédure est décrite à l'aide de la figure 28, sur laquelle un segment est défini par deux sommets x_0, x_1 , par une longueur l , et une force agit sur une particule localisée en x_p . Les forces agissant sur les sommets du segment, F_0 et F_1 , sont exprimées en termes de composantes normales et tangentielles :

$$F_0 = m_0 \hat{t} + m_1 \hat{n} \quad (16)$$

$$F_1 = m_2 \hat{t} + m_3 \hat{n} \quad (17)$$

où les constantes m_0, m_1, m_3 et m_4 sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- les composantes tangentielles à proximité de x_p sont distribuées à chaque sommet pour obtenir m_0 via :

$$m_0 = \left(\frac{|r_1|}{|r| + |r_1|} \right) (P \cdot \hat{t}) \quad (18)$$

- les forces qui agissent sur les sommets du segment doivent produire le même moment :

$$r \times P = \hat{l} \times F_1 = \hat{l} \times (m_2 \hat{t} + m_3 \hat{n}) \quad (19)$$

$$r \times P = l m_2 (\hat{t} \times \hat{t}) + l m_3 (\hat{t} \times \hat{n}) \quad (20)$$

$$(r_x P_y - r_y P_x) \hat{k} = l m_3 \hat{k} \quad (21)$$

- les forces qui agissent sur les sommets du segment doivent produire au total les mêmes forces sur la particule :

$$P = F_0 + F_1 \quad (22)$$

ce qui donne deux équations :

$$P_x = (m_0 + m_2) t_x - (m_1 + m_3) t_y \quad (23)$$

$$P_y = (m_0 + m_2) t_y + (m_1 + m_3) t_x \quad (24)$$

Ces équations permettent de définir m_1 et m_2 via :

$$m_1 = (P_y - m_3 t_x - m_0 t_y) t_x + (-P_x - m_3 t_y + m_0 t_x) t_y \quad (25)$$

$$m_2 = \begin{cases} \frac{P_x + (m_1 + m_3) t_y - m_0 t_x}{t_x}, & |t_y| < 0,1 \\ \frac{P_y - (m_1 + m_3) t_x - m_0 t_y}{t_y} \end{cases} \quad (26)$$

6.2- Procédure d'interpolation des vitesses

Le champ de vitesse est supposé varier linéairement sur chaque segment, avec des valeurs de vitesse définies sur chaque sommet du segment. La localisation de la particule est projetée sur la ligne définie par le segment et la vitesse est interpolée à ce point. Une erreur est donc introduite pour chaque particule dont le centre ne coïncide pas avec le segment, où le champ de vitesse, dans la direction perpendiculaire au segment, est négligé. Cette erreur peut être évitée en interpolant les vitesses dans cette direction. Malgré tout, dans le cas quasi-statique, les vitesses atteignent une valeur proche de zéro à l'équilibre, permettant ainsi de négliger ce champ de vitesse perpendiculaire.

Ainsi la vitesse de la particule est donnée par :

$$v(\xi) = v_0 + \xi(v_1 - v_0) \quad (27)$$

où ξ est la coordonnée locale définie par :

$$\xi = \frac{r \cdot \hat{t}}{l}, \quad r = x_p - x_0, \quad \hat{t} = \frac{x_1 - x_0}{l} \quad (28)$$

7- Méthodologie d'association des codes

7.1- Modèle sous FLAC[®]

7.1.1- Géologie, dimension et maillage

Le modèle de la couverture sédimentaire est le même que celui utilisé dans les chapitres 3 et 4. Pour mémoire, le recouvrement est constitué d'une série de couches calcaires raides (JCB, PCGC, PCB, HPC) et moins raides (PCEAM, OTC). En dessous de la série calcaire, on trouve les marnes de Charentes et le toit de la formation ferrifère. La couverture a donc une épaisseur de 130 m environ. La formation ferrifère est formée de trois unités, d'une puissance de 4 m (jaune, grise et brune), séparées par des intercalaires épais de 6 m. Au dessous, on trouve les marnes dites inférieures traduisant l'alternance des marnes (de très mauvaise qualité) et de la couche de minerai noirâtre généralement rencontrée au mur de la couche brune. Enfin, le modèle est complété par une unité résistante élastique (marne base) assurant une stabilité en profondeur.

Au final, le modèle est défini sur 600 m de large et sur 600 m de profondeur. On considère la présence d'une mine, uniquement dans la couche jaune et sur 350 m, exploitée avec un taux de défrêtement de 60%, soit des ouvertures de chambres de 8 m et une longueur de pilier de 6 m (fig.29).

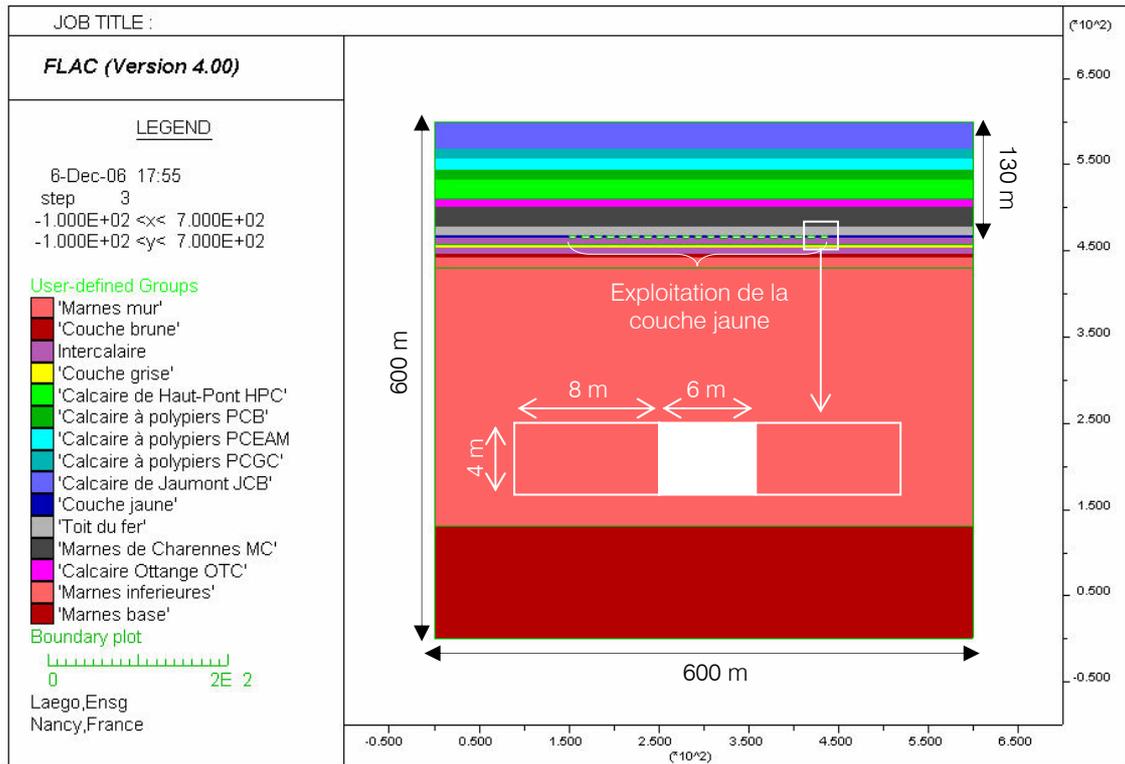


Figure 29 : Modèle de référence sous FLAC®

Le modèle contient au total 1 440 000 éléments. La couverture est discrétisée par des mailles de 1 m sur 1 m jusqu'au calcaire d'Ottange. Ensuite et jusqu'au mur de la couche jaune, le maillage est affiné, avec des éléments de 50 cm sur 50 cm, de sorte de pouvoir modéliser avec finesse les différents résultats des modélisations autour des piliers de l'exploitation. De la couche grise jusqu'au marnes inférieures, les mailles sont progressivement plus grossières (1 m sur 1 m et 2 m sur 2 m). Les marnes à la base du modèle sont représentées par des éléments de 4 m sur 4 m.

Enfin, le recouvrement est doté de joints horizontaux à chaque limite de couches afin de prendre en compte le rôle des discontinuités horizontales dans la couverture (fig.30).

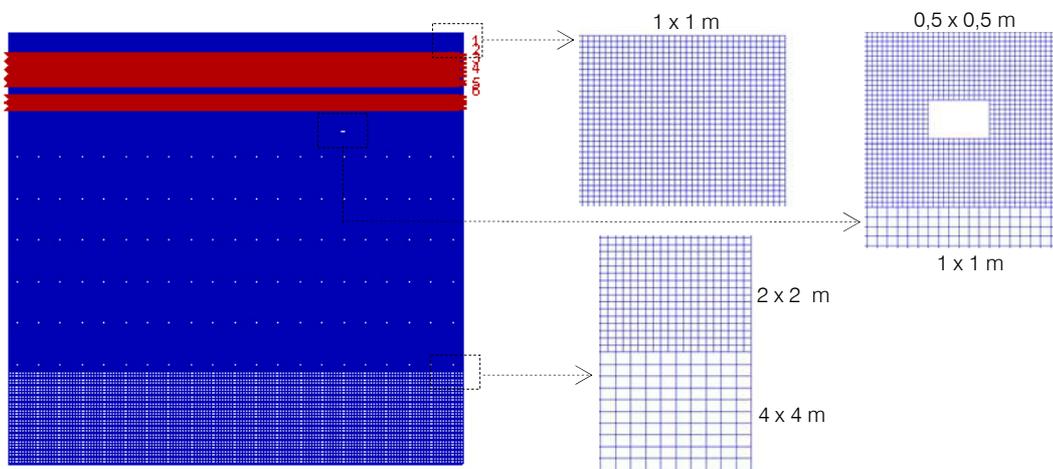


Figure 30 : Maillage et détails de maillage du modèle FLAC®, et définition des interfaces

7.1.2- Propriétés mécaniques des couches

Les propriétés mécaniques des formations sont celles utilisées au cours des modélisations 2D et 3D des deux chapitres précédents. Elles sont rappelées dans le tableau 10. Ce sont des propriétés « massif » issues de la caractérisation de Hoek & Brown (1997). Tous les matériaux ont un comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb et ont une masse volumique moyenne, ρ , de 2500 kg/m³. Pour le coefficient de Poisson, on prend les valeurs moyennes suivantes : 0,3 pour les marnes et 0,25 pour les calcaires.

Tableau 10 : Caractéristiques mécaniques « massif » des différents faciès-types

	E_m (GPa)	R_{c_m} (MPa)	C_m (MPa)	Φ_m (°)	K (MPa)	G (MPa)
JCB	22	9,62	1,3	60	14600	8800
PCGC-PCB	26	8,4	1,7	55	17400	10400
PCEAM	4	11,16	0,5	33	2600	1600
HPC	25	13,74	2,3	54	16800	10000
OTC	5	2,54	0,8	29	3100	1900
MC	6	3,2	1	30	5000	2300
Toit fer	5,8	3,4	0,9	26	3900	2300
Fer	7,8	4,5	1,2	35	5200	3100
Marnes mur	2	1	0,3	10	3300	1500
Marnes inférieures	7,8	4,5	1,2	35	5200	3100
Marnes base	31,2	-	-	-	20800	12500

7.1.3- Propriétés mécaniques des discontinuités

Les caractéristiques des joints sont déterminées à partir de la méthodologie de Bandis et al. (1983) comme vue au chapitre 3. Elles sont également rappelées dans le tableau 11.

Tableau 11 : Caractéristiques des joints réels issus de la méthodologie de Bandis et al. (1983)

	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)
JCB/PCGC	$4,41 \cdot 10^3$	$1,76 \cdot 10^3$
PCGC/PCEAM	$3,63 \cdot 10^3$	$1,45 \cdot 10^3$
PCEAM/PCB	$4,19 \cdot 10^3$	$1,68 \cdot 10^3$
PCB/HPC	$6,15 \cdot 10^3$	$2,46 \cdot 10^3$
HPC/OTC	$6,08 \cdot 10^3$	$2,43 \cdot 10^3$
OTC/Charentes	$6,65 \cdot 10^3$	$2,66 \cdot 10^3$
Charentes/Toit formations	$8,56 \cdot 10^3$	$3,42 \cdot 10^3$

Le comportement normal aux limites de couche est considéré comme élastique et sans résistance en traction. Dans la direction tangentielle, le comportement est élastoplastique parfait limité par le critère de Mohr-Coulomb.

7.2- Modèle sous PFC2D®

7.2.1- Géométrie du pilier

A l'aide de la méthodologie développée dans le paragraphe 4, le modèle de pilier généré est de dimension 4 x 6 m et affecté de propriétés « massif » définies à partir des micropropriétés présentées dans le tableau 9. Au total, le pilier contient 2300 billes, de rayon moyen 0,125 m.

Rappelons que le type de contact choisi est un modèle cohésif avec la présence d'un ciment entre chaque bille (« parallel bond ») capable de transmettre à la fois une force et un moment entre les particules.

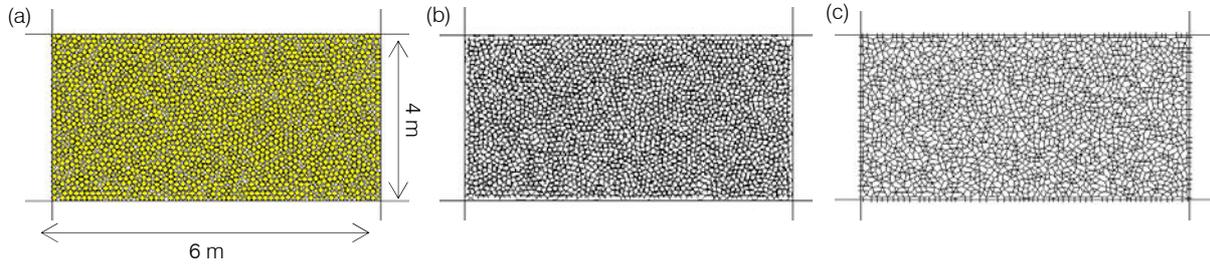


Figure 31 : (a) Géométrie du pilier et (b) réseau des liens cimentés et (c) réseau des contacts entre les billes

7.2.2- Procédure d'installation d'un état de contrainte initiale dans le pilier

La couche jaune exploitée se situant entre 132 et 136 m de profondeur et afin de pouvoir converger rapidement vers un état d'équilibre à la consolidation, il faut préalablement initialiser un état de contrainte dans le pilier. Sous le seul effet du poids des terrains sus-jacents, dans un cas isotrope et à une profondeur moyenne de 134 m, l'état de contrainte est d'environ 3,28 MPa.

Sous PFC2D®, il est possible d'initialiser un état de contrainte uniforme au sein d'un assemblage de billes de n'importe quelles formes. La procédure d'initialisation de cette contrainte est une méthode itérative et est présentée en annexe E1.

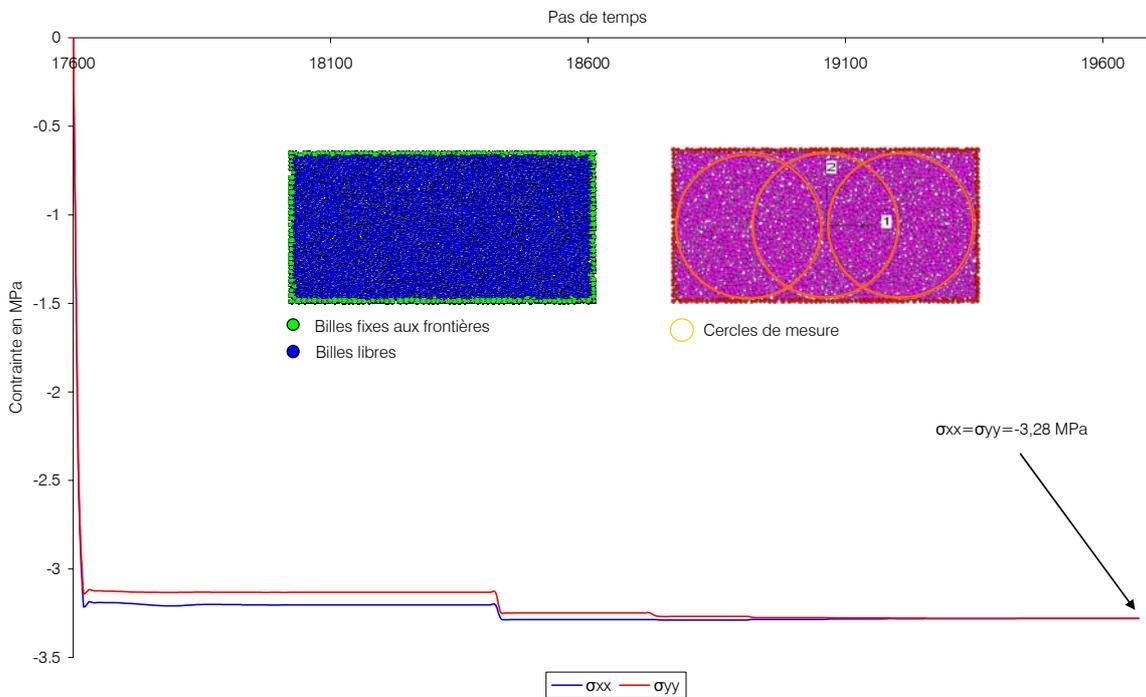


Figure 32 : Procédure d'installation d'un état de contrainte initial dans le pilier

On distingue sur la figure 32 que la contrainte voulue est atteinte au bout de 2000 itérations. La figure 33 présente les forces de contact et les forces du ciment au sein du pilier. Toutes les forces sont en compression, étant issues de l'état de contrainte de -3,28 MPa.

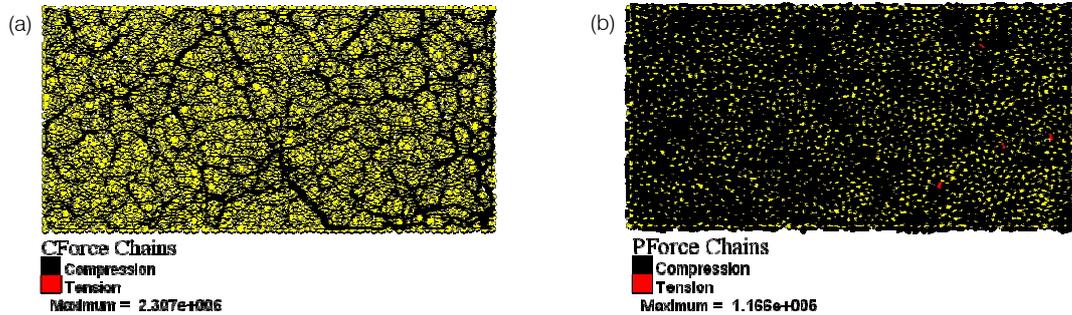


Figure 33 : (a) Forces de contact et (b) forces du ciment

On constate par ailleurs, une intensité maximale des forces de contact (2,3 MN) environ 10 fois plus grande que celle des forces de ciment (0,16 MN). Cette différence est directement liée par le calcul des forces au niveau des contacts et du ciment. En effet les forces de contact sont calculées à l'aide des équations 2 et 4, qui dépendent à la fois de la valeur des raideurs et des déplacements. Les forces de ciment sont également évaluées en fonction des raideurs et des déplacements mais aussi en fonction de la surface A du ciment (équations 10 et 11).

Les grandeurs physiques comme la porosité, les contraintes, le taux de déformation sont estimées à partir d'une surface de mesure, définie dans le modèle. Cette surface de mesure correspond à un cercle. Au sein de ces cercles de mesure, les grandeurs sont calculées à l'aide d'une procédure spécifique pour chaque paramètre. Nous ne rentrerons pas dans le détail de ces calculs ici. Dans notre cas, nous définissons trois cercles de mesure à l'intérieur du pilier, positionnés pour couvrir le plus grand nombre possible de billes (fig.32).

7.3- Conditions initiales, aux limites et phasage

La contrainte verticale est donnée par le poids des terrains sous-jacents et on considère que les contraintes initiales sont isotropes soit :

$$\sigma_h = \sigma_H = \sigma_v = \gamma h \quad (29)$$

Les phases de calculs sont les suivantes :

- définir une inclusion sous FLAC[®], en appliquant un modèle nul, afin d'établir une connexion avec PFC2D[®],
- établir un équilibre initial en soumettant le modèle aux conditions initiales des contraintes de chargement, des conditions aux limites (conditions à la base et aux frontières) et réaliser les calculs jusqu'à l'équilibre,
- excaver les quartiers de la couche jaune en une seule fois.

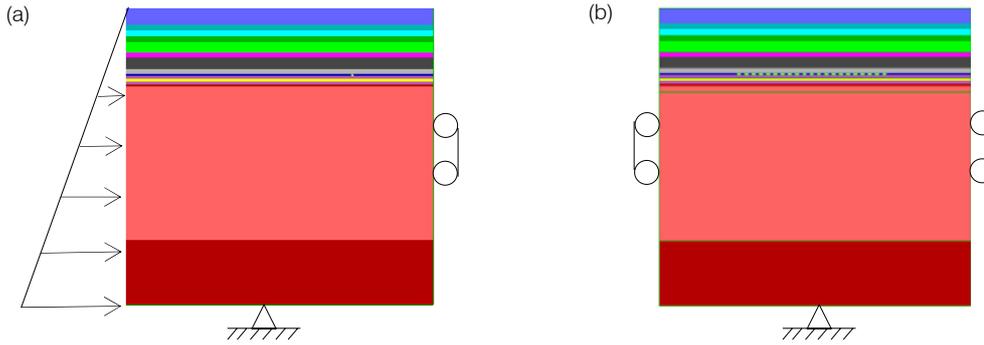


Figure 34 : Conditions initiales et aux limites au cours des phases de calculs : (a) phase de chargement et (b) exploitation de la couche jaune

On considéra deux modalités. Une où l'inclusion PFC2D[®] est située en bord ferme de la mine et l'autre en section courante (fig.35). Ceci nous permet d'étudier la transmission et le développement de la fracturation dans le pilier en fonction de sa position dans l'exploitation.

Par ailleurs, le maillage au niveau de l'exploitation et la taille du pilier implique que la connexion est faite à l'aide de 48 nœuds, représentant les sommets des 24 segments permettant la communication entre les deux codes.

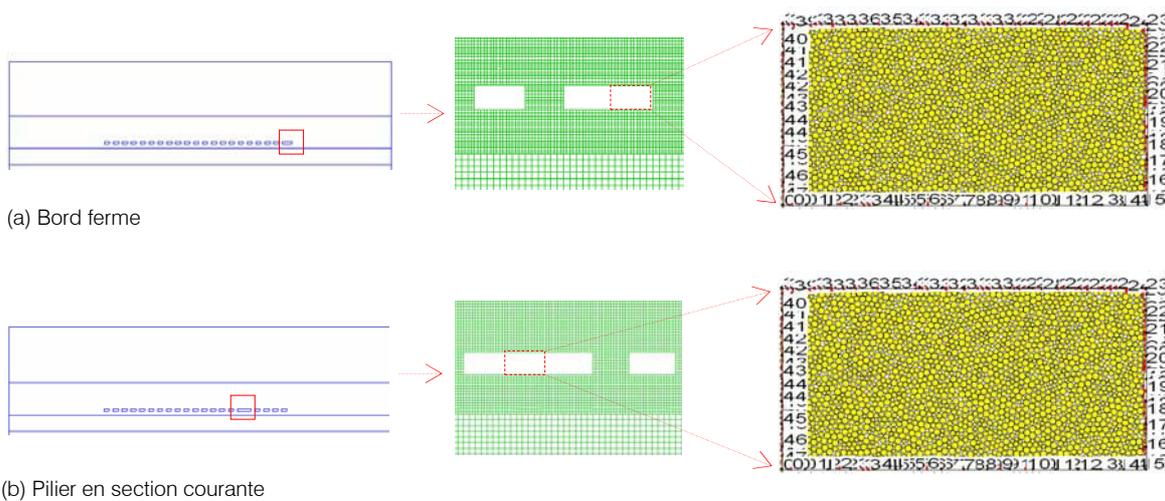


Figure 35 : Définition des zones d'inclusion PFC2D[®] dans FLAC[®]

8- Résultats des simulations

Afin d'appréhender le développement de la fracturation, nous avons effectué, dans un premier temps, des calculs dans le cas d'un pilier de minerai aux propriétés mécaniques saines (propriétés du tableau 9).

Par la suite, nous avons réalisé d'autres modélisations en prenant en compte, cette fois-ci, le vieillissement du pilier. A ce sujet, Grgic (2001) a montré que le vieillissement du minerai de fer est d'origine anthropique. En effet, on note une première dégradation du minerai due à la transformation par hydrolyse des phyllosilicates ferrifères diagenétiques présents dans le ciment inter-oolithique. Une seconde altération du minerai est également le fait d'une oxydation importante des carbonates de fer du ciment inter-oolithique puis à une néoformation

d'oxy-hydroxydes de fer. Par conséquent, les transformations minéralogiques et microstructurales se traduisent par une perte de la cohésion inter-granulaire de la roche. La simulation du vieillissement du minerai de fer est donc prise en compte à travers la dégradation de la cohésion du pilier. Nous avons donc envisagé un cas où le pilier est affecté de propriétés saines et un autre cas où la cohésion du pilier est diminuée progressivement de 10%, 15%, 20%, 25% et 30% (tableau 12). La perte de cohésion est appliquée, bien évidemment, à la fois sur le modèle FLAC[®] et PFC2D[®]. Sous PFC2D[®], elle s'implémente à l'aide d'un facteur multiplicateur appliqué aux résistances tangentielles et normales du ciment (« uniform strength reduction ») comme vu au paragraphe 4.2.

Tableau 12 : Relation entre la diminution de la cohésion et de la résistance à la compression

Réduction (%)	C (MPa)	Φ (°)	σ_c (MPa)
0	1,160	35	4,46
10	1,044	35	4,01
15	0,986	35	3,79
20	0,928	35	3,57
25	0,870	35	3,34
30	0,812	35	3,12

Les résultats des différentes simulations seront présentés de telle sorte que dans un premier temps nous décrirons les différents phénomènes (points plastiques, contraintes) observés les uns après les autres, et dans un deuxième temps nous interpréterons ces résultats.

8.1- Pilier sain

8.1.1- Pilier en section courante

La figure 36 présente l'étendue des points plastiques ainsi que les isovaleurs des contraintes horizontales et verticales, au niveau de l'inclusion du pilier PFC[®], sous FLAC[®].

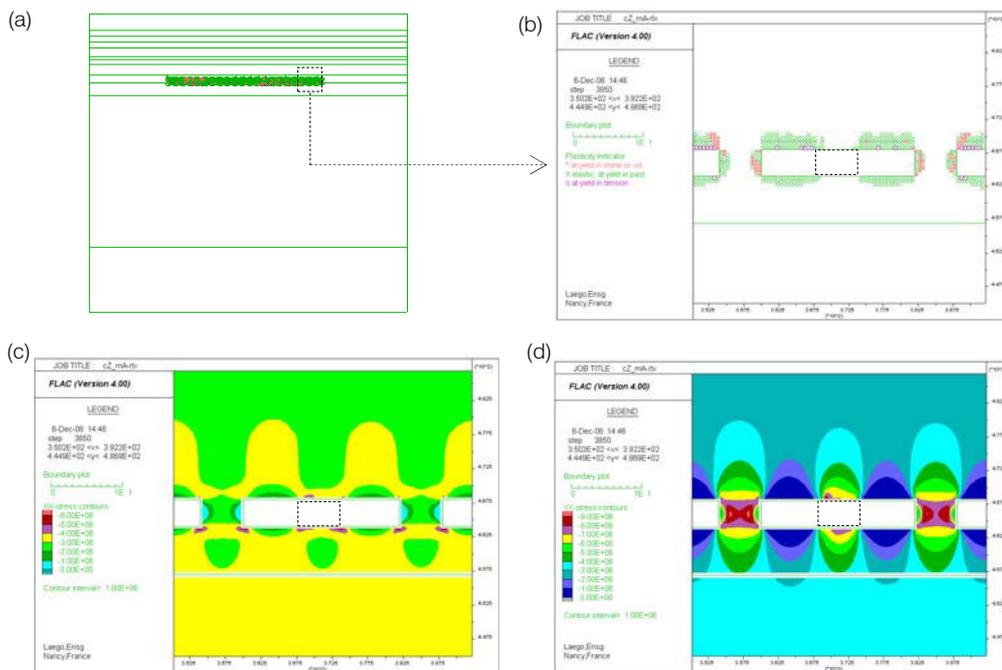


Figure 36 : (a) Points plastiques sur l'ensemble du modèle, (b) points plastiques, (c) contrainte horizontale et (d) contrainte verticale au niveau du pilier (section courante)

On constate une plastification uniquement localisée au niveau de l'exploitation de la couche jaune (fig.36a). Autour des chambres, les points plastiques se répartissent au toit et au mur. Les piliers sont rompus aux bords (fig.36b). La répartition des zones rompues n'est pas totalement symétrique. En effet la présence de l'inclusion PFC2D® entraîne une légère zone perturbée due, d'une part par un modèle de pilier qui n'est pas suffisamment fin, et d'autre part par la présence de vide dans le pilier, inhérent au réarrangement des billes afin d'éviter la présence de particules « flottantes » (moins de trois contacts).

La contrainte horizontale se détend progressivement du cœur au bord du pilier, diminuant de 3 MPa à 1 MPa (fig.36c). La redistribution des contraintes entraîne la présence d'une contrainte verticale plus importante que la contrainte horizontale, induit essentiellement par un report de contrainte vertical important sur le pilier. Elle atteint d'ailleurs, en cœur de pilier, 9 MPa soit une intensité trois fois plus importante que celle de la contrainte horizontale (fig.36d). Cette valeur est à rapprocher de celle donnée par la théorie des aires tributaires qui prévoit une contrainte de 8,3 MPa pour un taux de défrusement de 60%.

La figure 37 présente les déplacements, les forces de contact et de ciment ainsi que les microfractures du pilier sain modélisé sous PFC2D®. Notons, que pour la représentation des forces de contact et de ciment, l'épaisseur du trait est proportionnelle à l'intensité de la force.

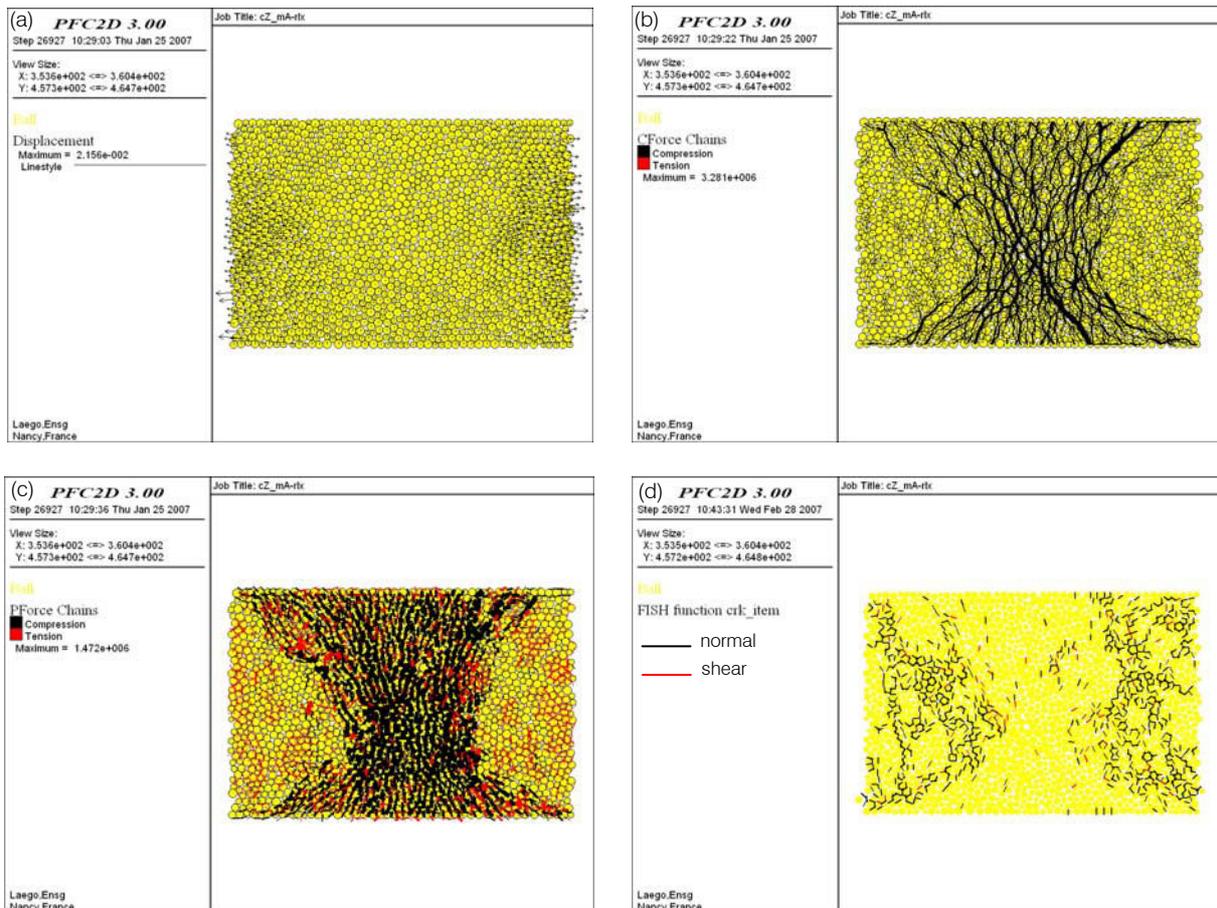


Figure 37 : (a) Déplacement (b) force de contact (c) force de ciment et (d) microfractures du pilier

L'excavation des chambres entraîne un déplacement latéral, au bord du pilier, de l'ordre de 2 cm environ (fig.37a). Le déconfinement du pilier implique également une diminution voire une disparition des forces de contacts sur ses bords. Au cœur du pilier, elles sont en compression et atteignent une intensité maximale de 3,28 MN (fig.37b). Au centre, la charge portée sur le

ciment est majoritairement en compression avec une intensité maximale de 1,47 MN. A l'inverse et en bordure de pilier, on constate que des liens cimentés ont rompu, tandis que ceux restant sont essentiellement en traction (fig.37c). Le ciment rompu, entre les particules, coïncide avec l'apparition de microfractures en traction en bord de pilier (fig.37d). On distingue, par ailleurs, la présence de quelques microfractures rompues en cisaillement mais de façon moins marquée.

L'extension de ces microfractures correspond et est à mettre en parallèle avec la présence des points plastiques observés dans le pilier sous FLAC[®] (fig.36b). On observe une assez bonne corrélation, entre les deux représentations, par rapport à l'étendue des points plastiques et des microfractures dans le pilier.

8.1.2- Bord ferme

Afin d'avoir les mêmes éléments de comparaison, nous représentons les mêmes paramètres (déplacements, forces de contact et de ciment et microfractures) mais cette fois-ci dans le cas du bord ferme (fig.38).

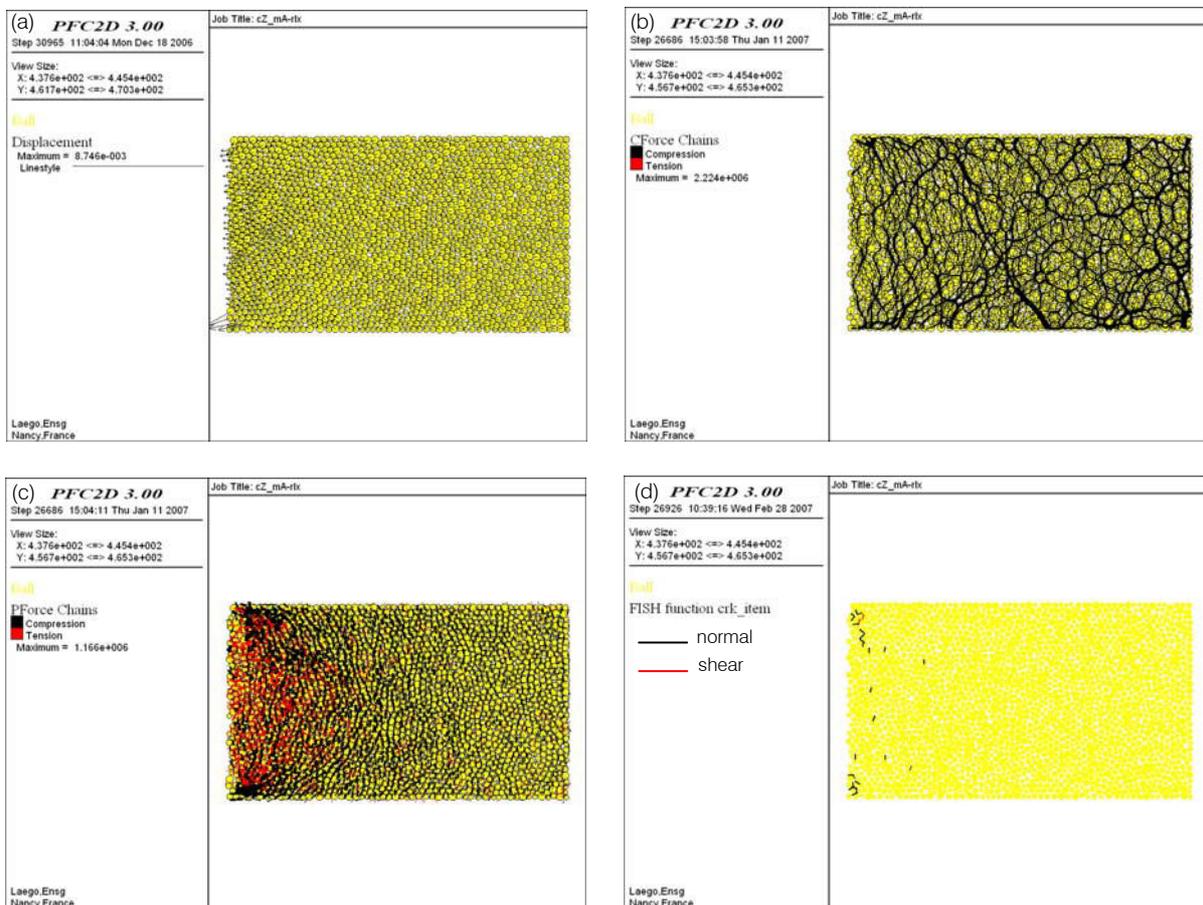


Figure 38 : (a) Déplacement (b) force de contact (c) force de ciment et (d) microfractures du pilier

Le déplacement, du bord ferme, montre que l'excavation de la chambre induit un mouvement latéral moins important que dans le cas du pilier en section courante. Ce déplacement atteint au maximum quelques millimètres (fig.38a). Les contacts entre les billes sont très peu affectés et leurs nombres restent quasi-identiques à l'état initial de contraintes et de forces observé sur la figure 33a. La présence de la chambre entraîne néanmoins, au niveau du ciment, l'apparition de forces en traction au niveau du bord gauche du pilier mais qui n'atteignent pas la limite de

rupture du ciment (fig.38c). Partout dans le reste du pilier, les charges sur le ciment restent en compression. On observe ainsi l'apparition de très peu de microfractures au sein du pilier (fig.38d).

8.1.3- Interprétation

Suivant les cas de pilier et suite à l'excavation de la chambre, la répartition des forces de contact et de ciment est différente. En effet dans la situation du pilier en section courante, les forces de déconfinement sont naturellement plus élevées, le pilier étant soumis à l'influence des chambres de chaque côté. Le ciment atteint donc sa limite de rupture et un nombre important de microfractures apparaît au niveau des bords. La présence de ces microfractures induit alors une diminution des contraintes en paroi du pilier. A l'inverse le bord ferme subit des forces de déconfinement beaucoup plus faibles et est donc moins assujéti à une microfracturation.

8.2- Prise en compte du vieillissement du pilier

8.2.1- Pilier en section courante

8.2.1.1- Evolution de la contrainte horizontale (FLAC®)

La figure 39 présente l'évolution des isovaleurs de la contrainte horizontale dans le pilier et la figure 40 le suivi de cette même contrainte mais en trois points distincts (bord droit, gauche et centre du pilier) et en fonction de la diminution de la cohésion du ciment.

Au fur et à mesure de la dégradation de la cohésion, la contrainte horizontale diminue au niveau des parois du pilier. A 10% de réduction, elle est respectivement de l'ordre de 0,05 et 0,3 MPa au niveau du bord droit et gauche du pilier. A 30% de réduction, celle-ci est quasi nulle, signe d'un déconfinement horizontal total. En cœur de pilier et jusqu'à 20% de perte de cohésion, la contrainte augmente de 2,5 à 4 MPa. A partir de ce seuil, elle décroît pour atteindre finalement une valeur voisine de 3 MPa.

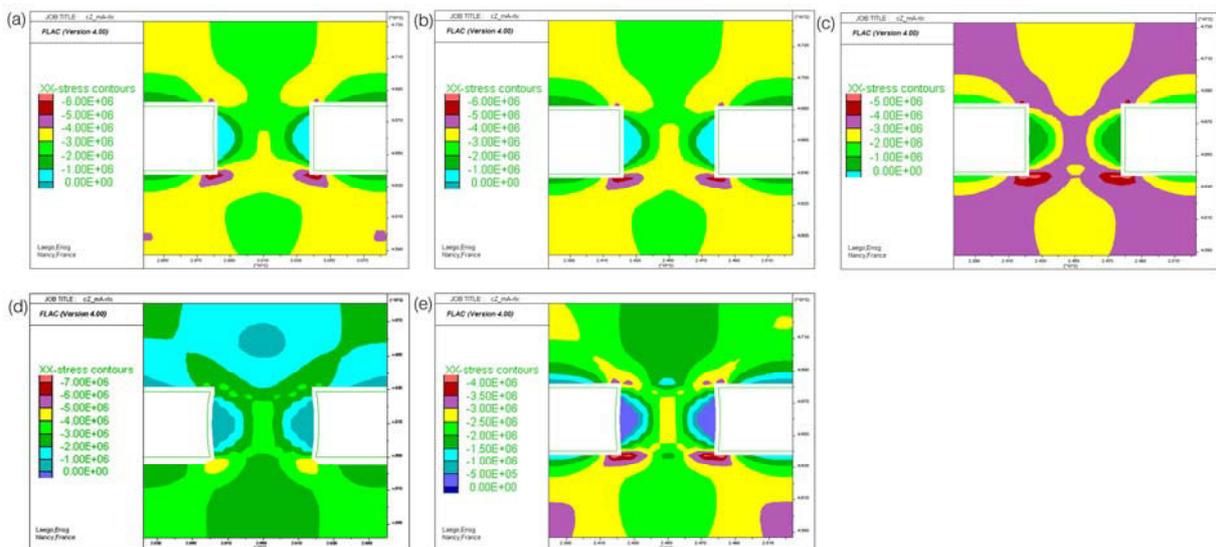


Figure 39 : Evolution de la contrainte horizontale pour un pilier en section courante dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

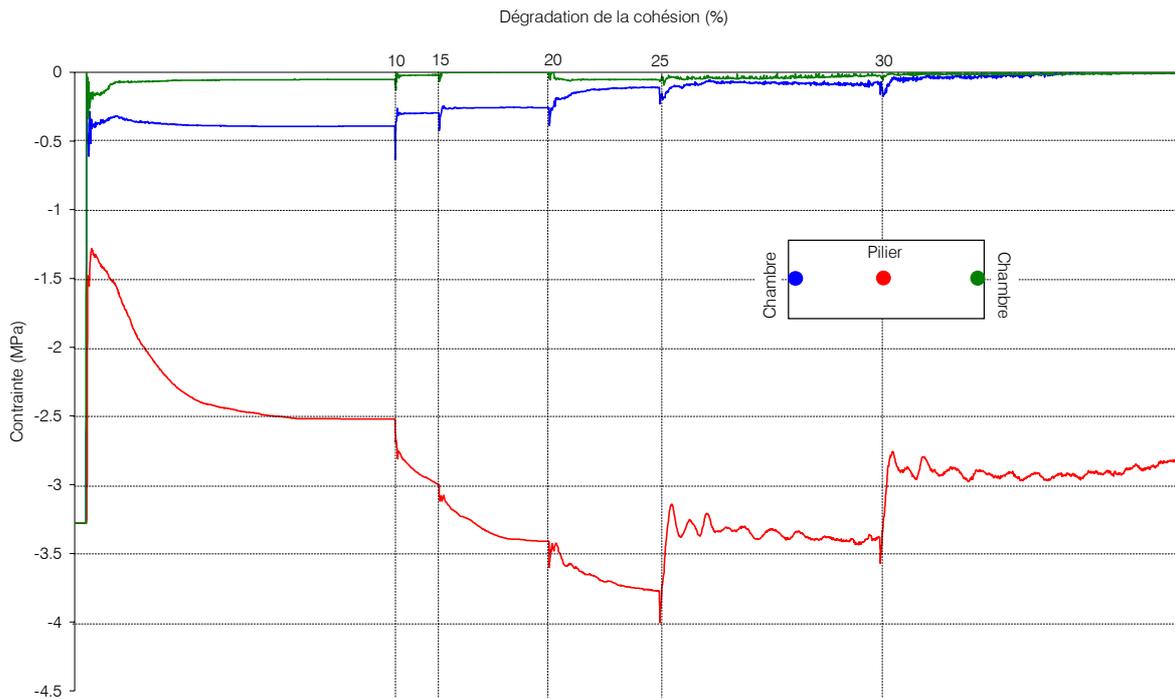


Figure 40 : Evolution de la contrainte horizontale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord gauche ; rouge : centre ; vert : bord droit)

8.2.1.2- Evolution de la contrainte verticale (FLAC®)

Si on s'intéresse à la contrainte verticale dans le pilier (fig.41 et 42), on constate que, similairement à la contrainte horizontale, elle diminue en bord de pilier avec la perte de cohésion. Néanmoins, elle est deux fois plus élevée (≈ 2 MPa à 30%) que la contrainte horizontale (≈ 0 MPa à 30%). A l'inverse en cœur de pilier, cette même contrainte, augmente jusqu'à une dégradation de 20% pour atteindre 13,5 MPa environ, soit une contrainte pratiquement cinq fois plus importante que la contrainte horizontale. A partir de cette limite, le cœur du pilier se détend progressivement pour arriver, au final, à un état de contrainte verticale de 9,7 MPa.

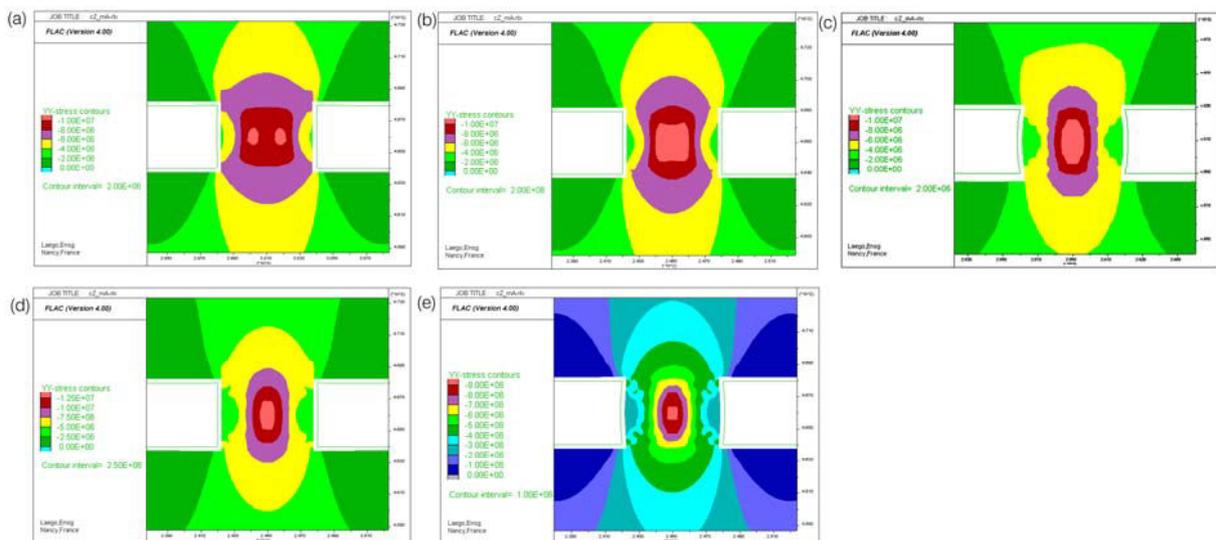


Figure 41 : Evolution de la contrainte verticale pour un pilier en section courante dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

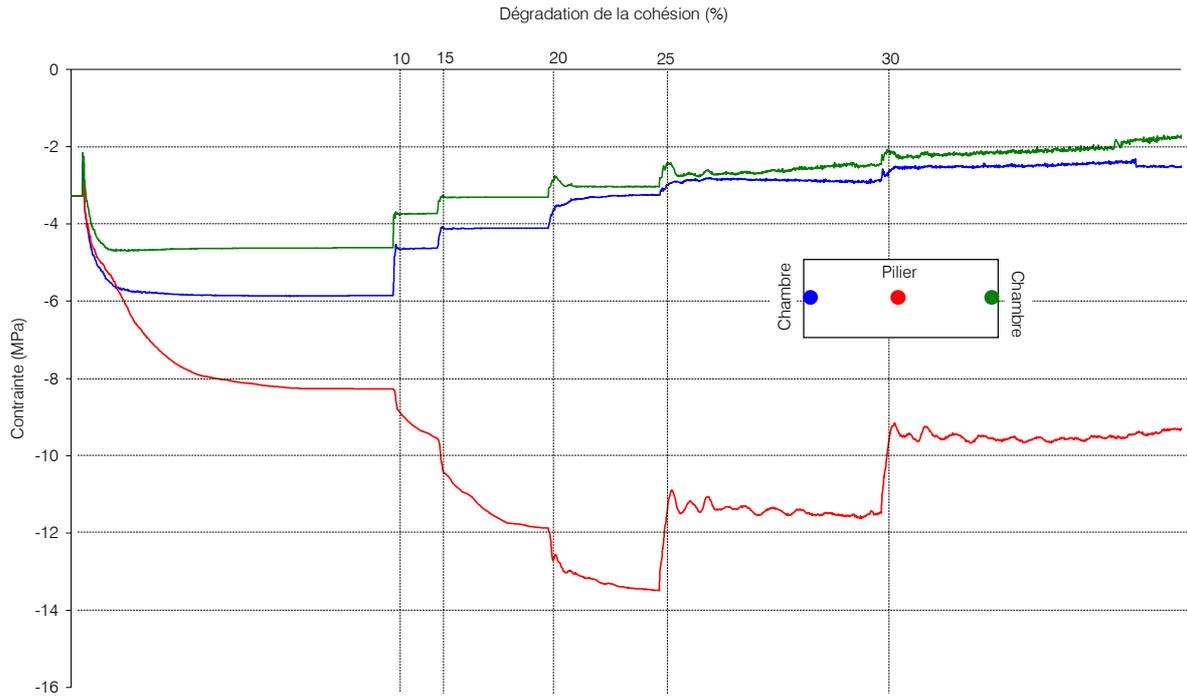


Figure 42 : Evolution de la contrainte verticale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord gauche ; rouge : centre ; vert : bord droit)

8.2.1.3- Evolution de la fracturation dans le pilier

Nous allons à présent nous concentrer plus particulièrement sur le développement de la fracturation dans le pilier en fonction de la diminution de la cohésion. Pour ce faire, nous suivrons distinctement, les forces de contact, les forces de ciment et la microfracturation au sein du modèle PFC2D[®]. La figure 43 présente l'évolution des forces de contact suivant cette dégradation.

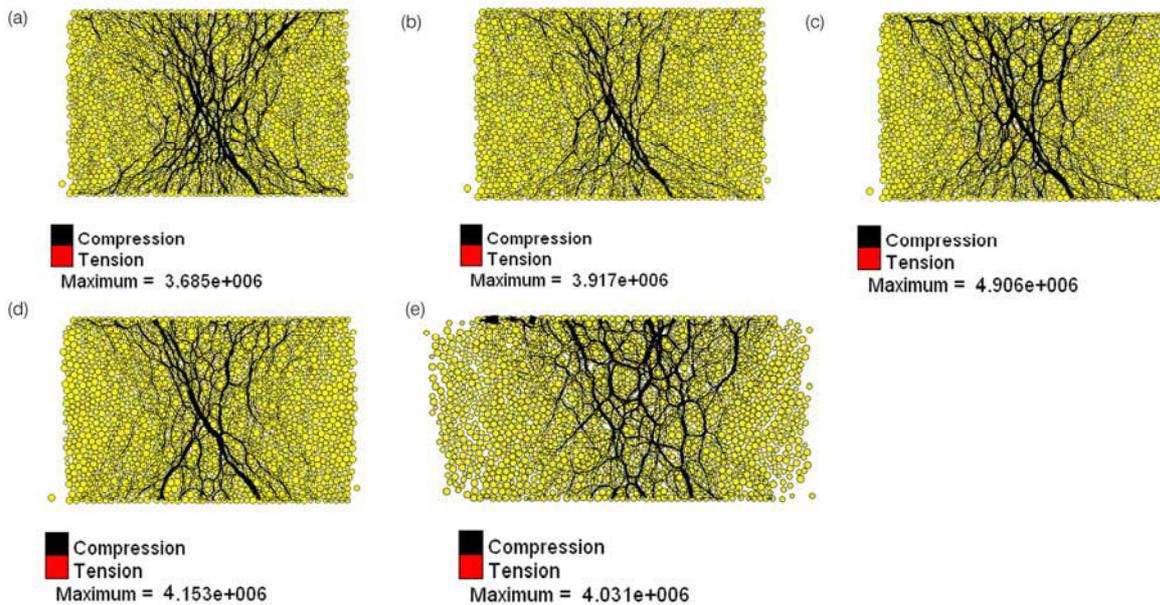


Figure 43 : Evolution des forces de contact en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

Les forces de contact sont, jusqu'à une diminution de 20% de la cohésion, importantes en cœur de pilier. On peut d'ailleurs distinguer une ligne de force maximale, au milieu du pilier, orientée à 45° environ. En bordure, elles sont pratiquement nulles et ceci pour tous les cas. L'évolution de ces forces de contact reste cohérente avec l'examen des contraintes, fait ci-dessus, où les contraintes sont faibles voire nulles en bordure et fortes au centre du pilier. Cette différence de grandeurs des forces de contact entre le centre et le bord du pilier est le résultat d'une redistribution progressive des forces due, d'une part à la présence de la chambre adjacente et, d'autre part à la diminution de la cohésion. Elles atteignent un maximum de 4,9 MN pour 20% de dégradation. A partir de cet état, le pilier commence à se dégrader et est complètement endommagé à 30% de réduction. Dans ce dernier cas, les forces de contact se réduisent brutalement pour atteindre un maximum de 4 MN et se réorganisent complètement (on ne distingue plus la ligne de force maximale observée dans le cas du minerai sain).

Si on observe les forces au niveau du ciment intergranulaire (fig.44), on constate que celles-ci se dégradent au fur et à mesure de la diminution de la cohésion pour disparaître complètement à 30% de dégradation. Les charges portées par le ciment sont globalement en compression au centre du pilier et en traction en bordure, uniquement pour les trois premiers cas.

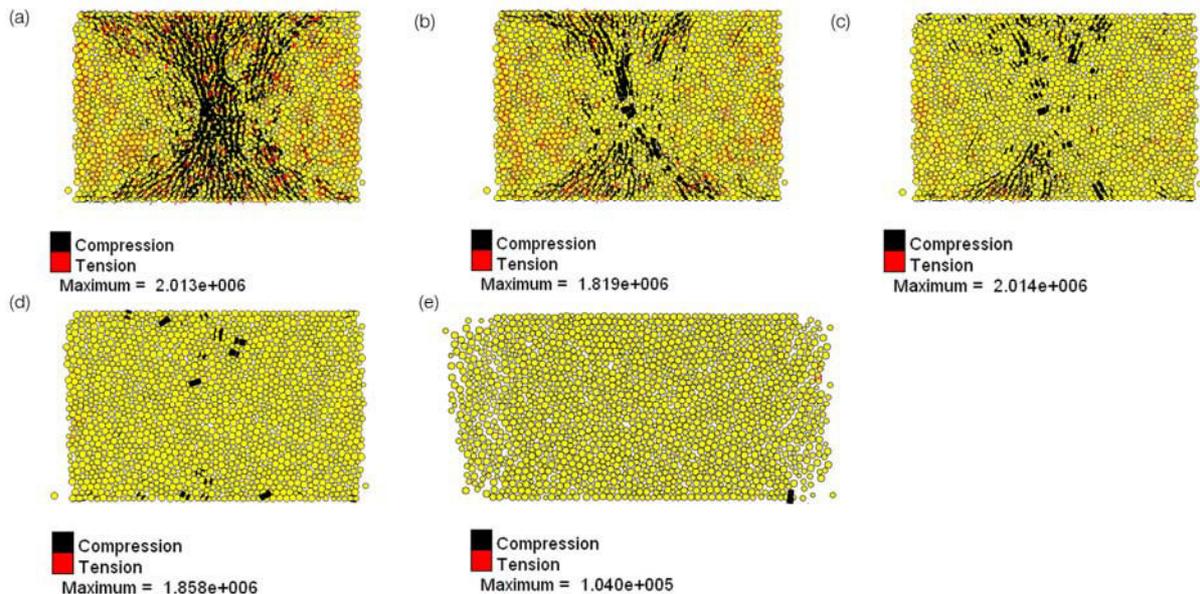


Figure 44 : Evolution des forces de ciment en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

La figure 45 présente le développement des microfractures au sein du pilier. Le nombre de microfractures augmente naturellement avec la perte de cohésion du pilier. A 30%, on enregistre une ruine complète du pilier. On distingue, comme dans le cas du minerai sain, deux types de microfractures : celles en traction (en noire) qui s'organisent en bordure de pilier et qui coïncident avec les ruptures du ciment où les grains ne sont plus en contact et, celles en cisaillement (en rouge) qui sont identifiées essentiellement au centre du pilier et qui correspondent à des ruptures du ciment mais entre deux billes qui restent en contact (fig.46).

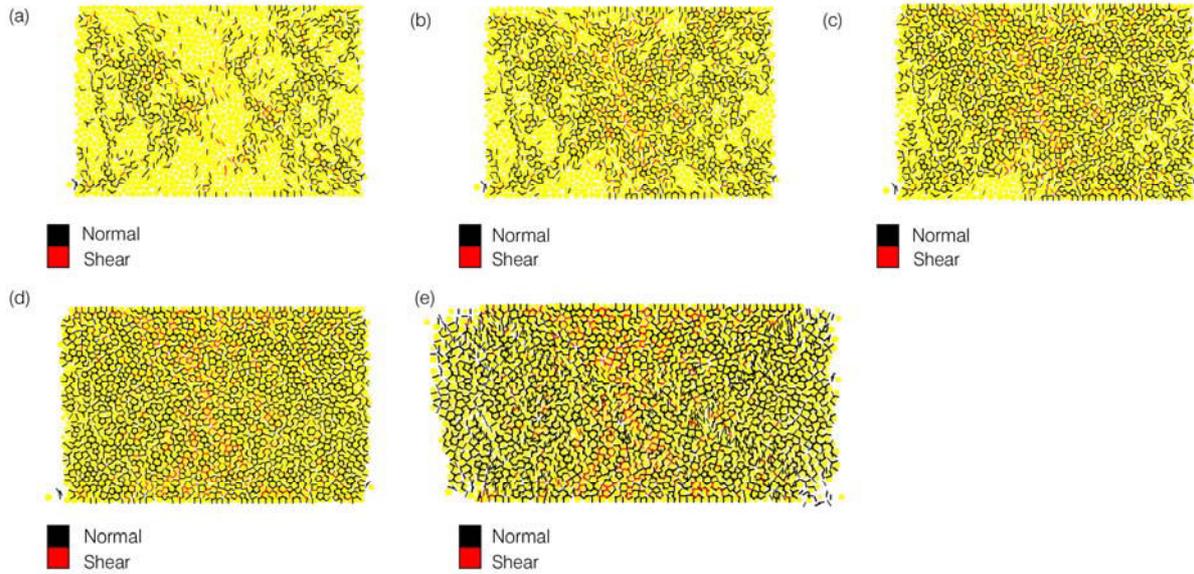


Figure 45 : Evolution des microfissures en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

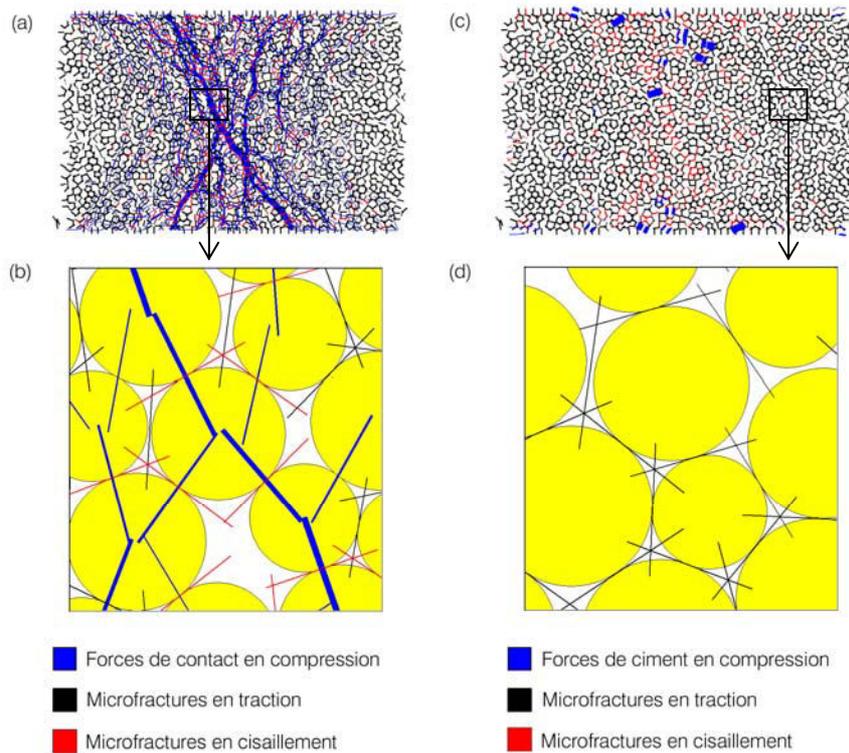


Figure 46 : (a) Forces de contact et microfissures, (b) détail des forces de contact, (c) forces de ciment et microfissures et (d) détail des forces de ciment dans le pilier dégradé à 25%

8.2.1.4- Interprétation

Nous avons pu voir qu'en bord de pilier, les contraintes horizontales et verticales diminuent avec la perte de cohésion. A l'inverse et jusqu'à 20% de dégradation de la cohésion, celles-ci

augmentent en cœur de pilier. Dans le même temps et en rapport avec l'évolution de ces contraintes, les forces de contact diminuent en bord de pilier et augmentent en cœur de pilier. D'un point de vue du développement de la fracturation, la chute des contraintes en paroi du pilier coïncide avec l'apparition de microfractures correspondant à du ciment rompu entre deux billes. A partir de 25% de perte de cohésion, les contraintes horizontales et verticales diminuent. Cette baisse des contraintes implique alors l'apparition de microfractures plus importante au cœur du pilier.

En résumé, on observe l'apparition de deux types de « mécanismes de rupture » au sein du pilier (en section courante) en fonction de la diminution de la cohésion :

- une rupture en tension du ciment, en paroi, où il y a une perte de contact entre les grains (pas de force de contact) et où les sont contraintes minimales,
- une rupture en cisaillement du ciment, au centre, où les billes restent en contact (présence de force de contact) et où les contraintes sont maximales.

8.2.2- Bord ferme

Nous allons à présent effectuer le même type d'analyse mais en s'intéressant cette fois-ci au comportement du bord ferme.

8.2.2.1- Evolution de la contrainte horizontale (FLAC®)

L'examen de la contrainte horizontale, au niveau du bord ferme (fig.47 et 48), montre que l'état de contrainte diminue rapidement avec la perte de la cohésion. Au centre et dans le massif, l'évolution des contraintes horizontales est semblable. Elles varient peu jusqu'à une dégradation de 20% et sont de l'ordre de 3,2 MPa. A partir de 25% de perte de la cohésion, les contraintes horizontales subissent une augmentation en compression et atteignent une valeur de 5,1 MPa et 6,6 MPa à 30%.

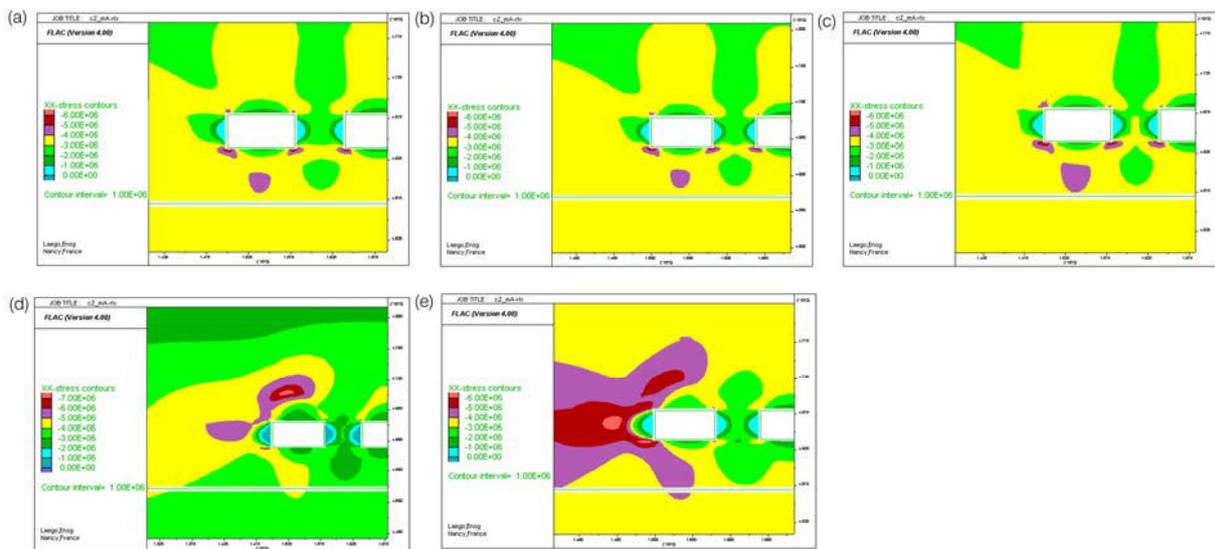


Figure 47 : Evolution de la contrainte horizontale pour le bord ferme dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

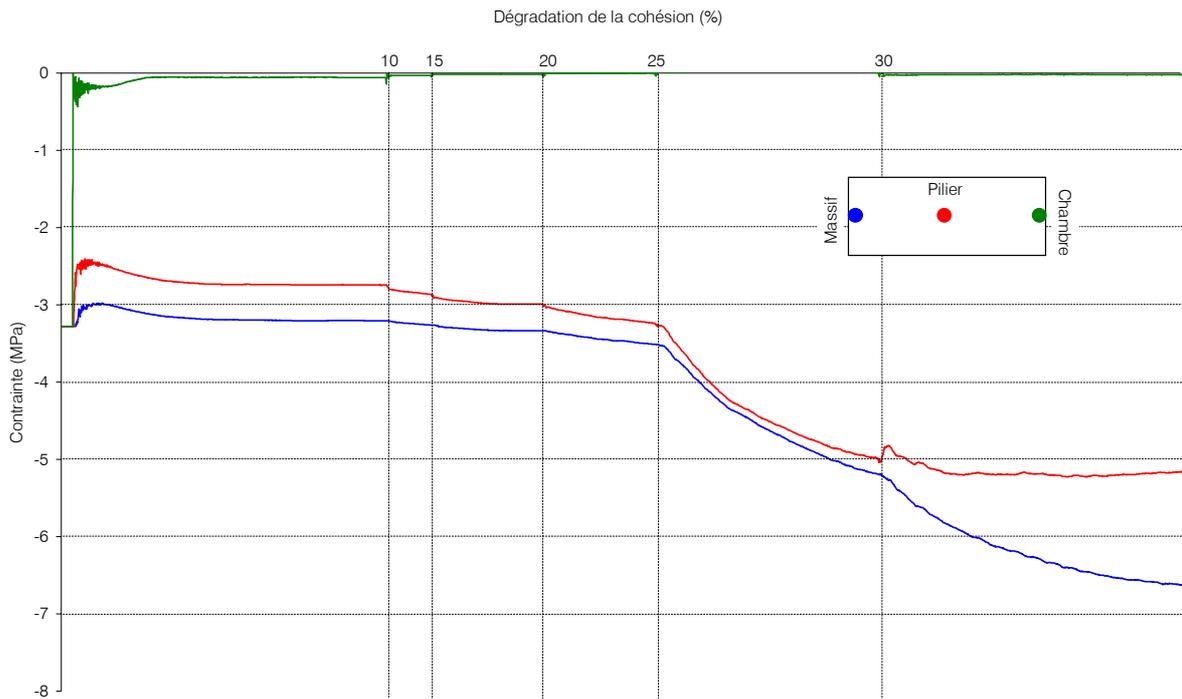


Figure 48 : Evolution de la contrainte horizontale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord en contact avec le massif ; rouge : centre ; vert : bord ferme)

8.2.2.2- Evolution de la contrainte verticale (FLAC®)

L'évolution de la contrainte verticale (fig. 49 et 50) montre que le bord ferme subit une détente progressive pour atteindre un état de contrainte verticale de 2,8 MPa. Au centre du pilier, elle est globalement constante (5 MPa) et à partir de 20% de dégradation augmente pour atteindre un maximum de 14,2 MPa à 30% de réduction de cohésion. Enfin au niveau du massif, l'évolution de la contrainte verticale est pratiquement semblable mais elle est plus faible que précédemment (8 MPa à 30%).

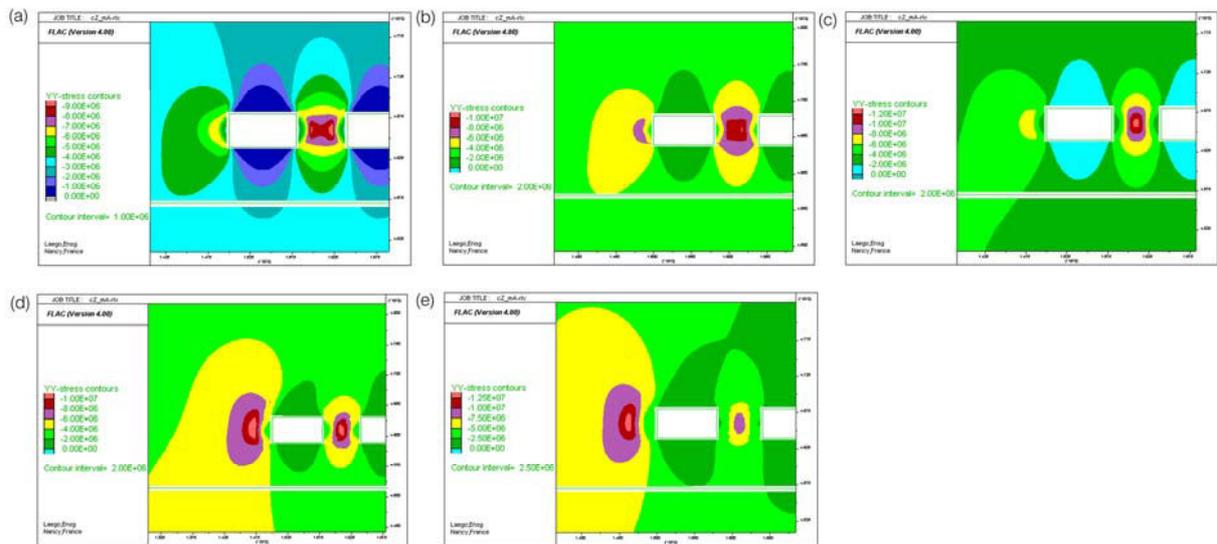


Figure 49 : Evolution de la contrainte verticale pour le bord ferme dont la cohésion est dégradée de (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

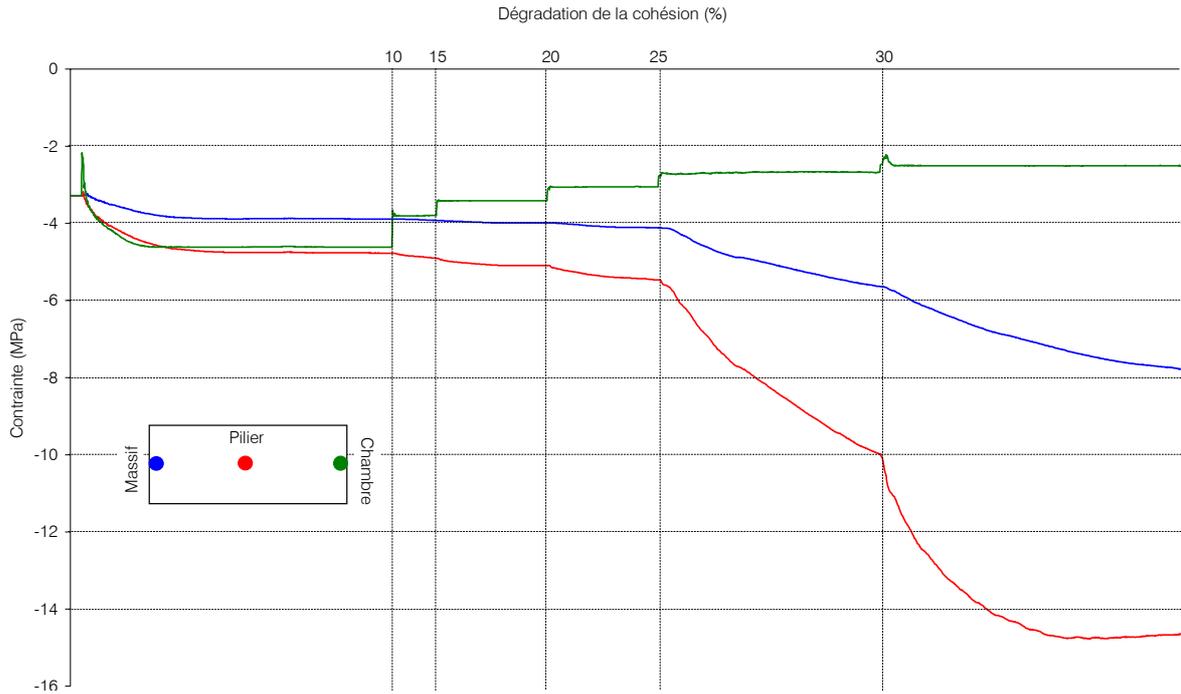


Figure 50 : Evolution de la contrainte verticale en trois points dans le pilier en fonction de la dégradation de la cohésion (bleu : bord en contact avec le massif ; rouge : centre ; vert : bord ferme)

8.2.2.3- Evolution de la fracturation au niveau du bord ferme

Les figures 51, 52 et 53 exposent les forces de contact, de ciment et le développement des microfractures dans le cas du bord ferme.

A 10% de diminution de la cohésion, les forces de contact n'ont quasiment pas évolué par rapport au cas du pilier sain. Il semble qu'une faible dégradation de la cohésion ne se fait pas ressentir au niveau du pilier. Par la suite, on commence à distinguer l'effet de la perte de cohésion du pilier par une diminution des forces de contact uniquement sur le bord ferme. A 25% et 30% de réduction, la zone déconfinée est bien marquée, où l'on constate que les contacts entre les billes sont de plus en plus faibles et moins nombreux au cœur du pilier.

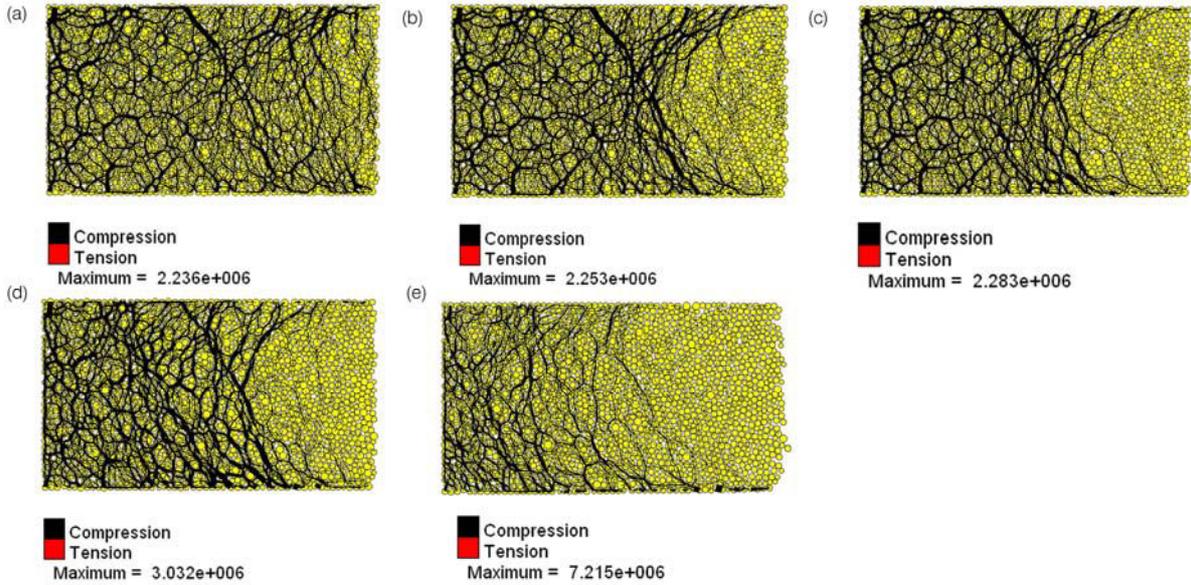


Figure 51 : Evolution des forces de contact en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

L'examen de la figure 52 montre que le ciment entre les particules se rompt au fur et à mesure que la cohésion diminue. Dans les trois premiers cas, il est en traction en bord ferme et se maintient en compression dans le reste du pilier. Enfin dans les deux derniers cas, le ciment est quasiment (20%) et complètement (30%) rompu dans tout le pilier. Les forces en traction n'existent plus et seules quelques forces en compression subsistent dans la partie la plus encreée dans le massif.

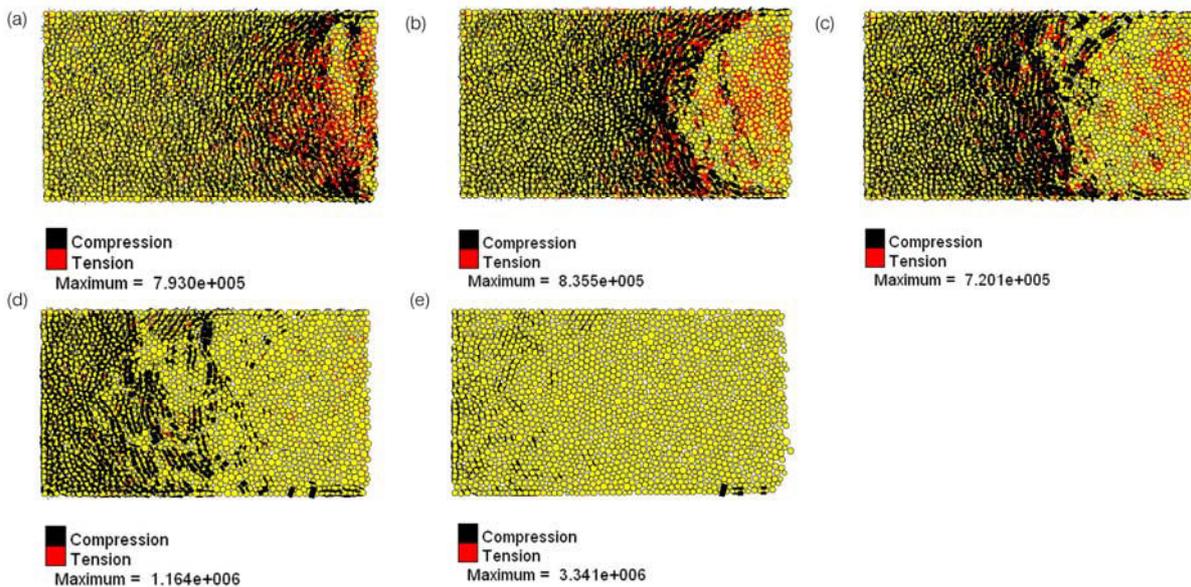


Figure 52 : Evolution des forces de ciment en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

En conséquence, on distingue le développement de microfractures dans le pilier (fig.53). A 10%, elles sont peu présentes et majoritairement en traction. A 15% et 20%, elles apparaissent en plus grand nombre. Elles correspondent au ciment qui a rompu entre deux billes, qui ne

sont plus en contact. On dénote également quelques microfractures en cisaillement. A 25% de perte de cohésion, le pilier est beaucoup plus endommagé et à 30% entièrement fracturé. Dans ce dernier cas, les microfractures en traction sont essentiellement localisées sur le bord ferme. A l'inverse sur le bord droit (au niveau du massif), les fractures sont en cisaillement correspondant, comme dans le cas du pilier en section courante, à des fractures qui se créent lorsque deux billes restent en contact mais où le ciment a atteint sa limite en résistance tangentielle.

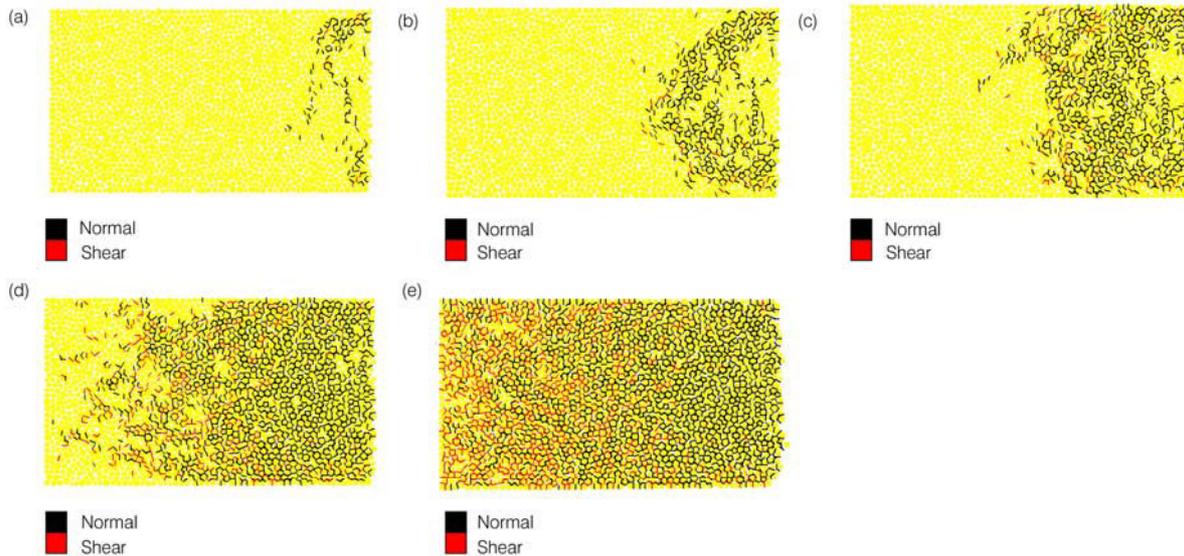


Figure 53 : Evolution des microfractures en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

8.2.2.4- Interprétation

Nous avons observé que les contraintes horizontales et verticales, au niveau du bord ferme, diminuent. La contrainte horizontale atteint une valeur proche de zéro à 10% de perte de cohésion (fig.48). Au contraire, la contrainte verticale reste toujours en compression (fig.50). L'évolution des ces contraintes entraîne un nombre de contact qui diminue sur le bord ferme mais de manière moins conséquente que dans le cas du pilier en section courante. Pour la partie située dans le massif, on constate une augmentation des contraintes plus particulièrement marquée à partir de 25% de dégradation de la cohésion. Cette hausse des contraintes est naturellement due à un déconfinement nul impliquant d'ailleurs la présence d'un nombre de contact important. Ainsi la décohéation du ciment entraîne les mêmes types de « mécanismes de rupture » observés que dans le pilier en section courante. On constate, sur le bord ferme, des ruptures en tension, où les billes ne sont plus en contact, provoquant ainsi une chute des contraintes. Le mécanisme de rupture du ciment en cisaillement se place dans la partie située dans le massif, où les billes sont toujours en contact et les contraintes sont maximales.

8.3- Conséquences dans le recouvrement

Les différentes figures présentées ci-dessous sont issues du modèle où l'inclusion PFC2D[®] se situe en bord ferme (fig.35a) sachant que le reste des piliers modélisés sous FLAC[®] sont au nombre de 23.

8.3.1- Fermeture des discontinuités

Nous aurions pu bien sûr suivre plusieurs paramètres et à toutes les limites de couches mais pour des questions de lisibilité et afin de ne pas être trop fastidieux, nous nous sommes cantonnés à ne représenter que les fermetures de joints. Nous avons donc choisi de suivre l'évolution de la fermeture des joints horizontaux au niveau de deux limites de couches : JCB/PCGC et PCGC/PCEAM (fig.54), c'est-à-dire à la jonction de couches raides et tendres. La perte de cohésion des piliers entraîne dans la couverture une fermeture de joints de plus en plus importante, et ceci pour les deux discontinuités. On relève, à 10% de diminution de la cohésion et jusqu'à 25%, des déplacements de l'ordre de quelques millimètres. A 30%, les fermetures de joints sont plus conséquentes et atteignent l'ordre du centimètre. Ces mouvements sont donc synonymes d'une mise en flexion progressive des couches, avec une flèche maximale au centre.

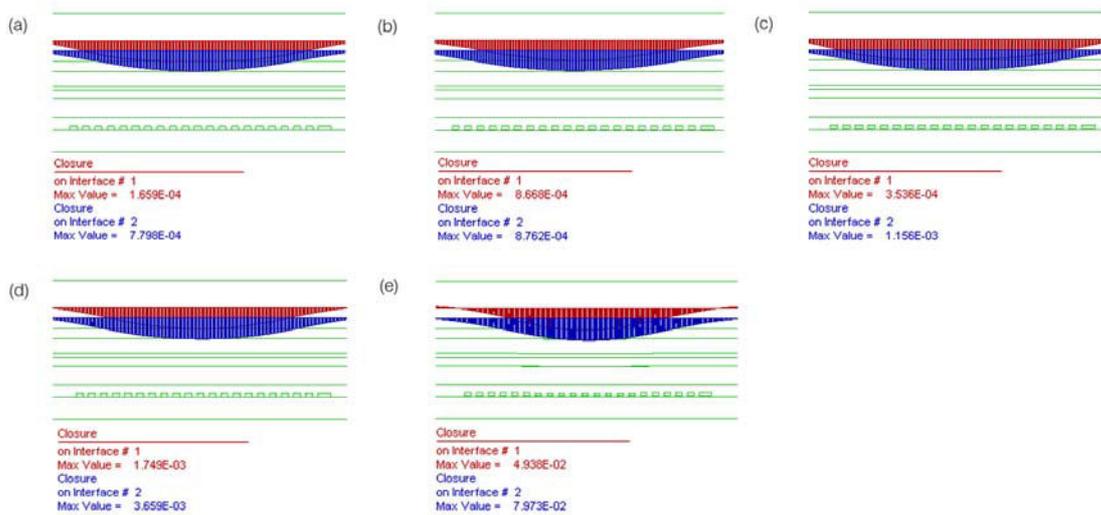


Figure 54 : Fermeture de la discontinuité horizontale entre JCB/PCGC (rouge) et PCGC/PCEAM (bleu) en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

8.3.2- Evolution de la plastification

La figure 55 présente le développement de la plastification dans un pilier FLAC[®] et dans le recouvrement en fonction de la diminution de la cohésion.

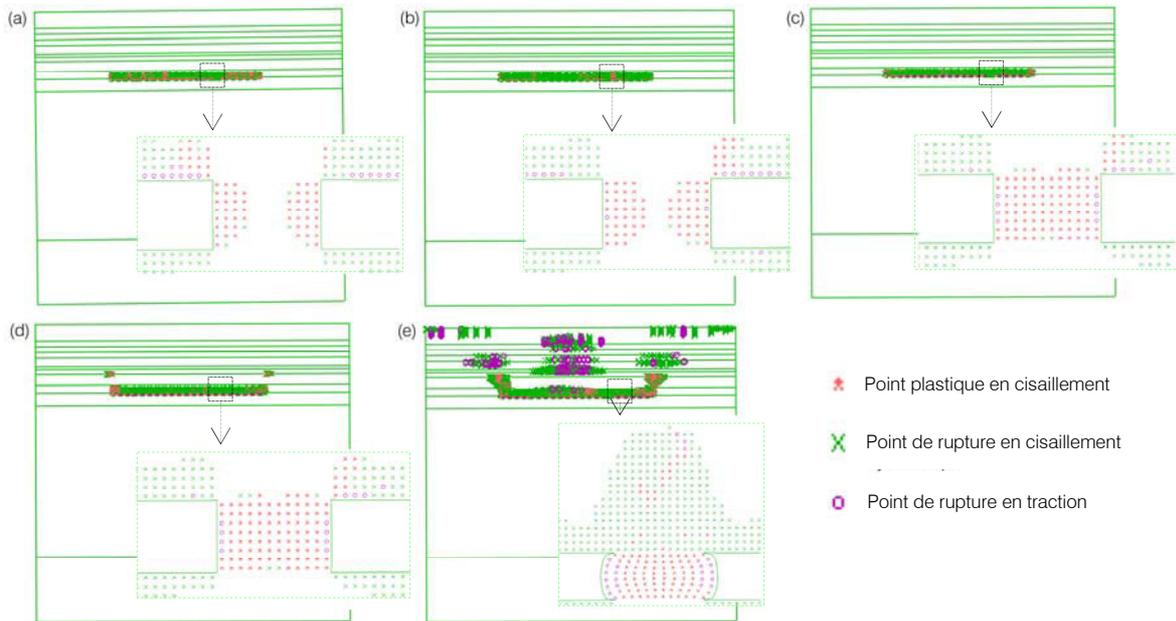


Figure 55 : Evolution de la plastification au sein d'un pilier et dans le recouvrement en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

Le pilier se plastifie naturellement, de plus en plus, au fur et à mesure que la cohésion diminue. Il est complètement rompu lorsque la cohésion est dégradée de 20%. Cet état correspond au seuil à partir duquel les contraintes horizontales et verticales, au cœur du pilier, en section courante, atteignent leurs valeurs maximales (fig.40 et 42). Les contraintes relevées dans le bord ferme, ne sont pas, à ce stade, maximales. Enfin, jusqu'à cette limite, le recouvrement ne subit aucune rupture.

En revanche, lorsque la cohésion du pilier est dégradée à 25% et 30%, on voit apparaître, dans la couverture, la présence de points plastiques, correspondant à l'instant où les contraintes en cœur de pilier, en section courante, commencent à se détendre. A l'inverse pour le bord ferme, les contraintes subissent une compression pour atteindre leurs valeurs maximales liées à un report de contrainte. Les premières ruptures surviennent à la limite calcaire d'Ottange/marnes de Chareennes. Par la suite, la fracturation se développe et se généralise, au niveau des bords fermes de l'exploitation, dans le toit immédiat de la couche jaune et dans les marnes de Chareennes. Dans le même temps, d'autres fractures émergent essentiellement dans les formations raides, c'est-à-dire dans les calcaires de Haut-Pont (HPC), les calcaires à polypiers (PCGC et PCB) et dans les calcaires de Jaumont (JCB).

8.3.3- Déplacement vertical

Le déplacement vertical induit dans le recouvrement (fig.56) évolue de la même façon que la plastification observée précédemment. Près de l'exploitation et pour les deux premières simulations (10% et 15%), les déplacements verticaux sont de l'ordre du millimètre. Par la suite, la couverture est assujettie à un déplacement plus grand qui atteint un maximum de 12,5 cm (25%) et 50 cm (30%) au centre de l'exploitation au niveau du toit immédiat et des marnes de Chareennes. Ces affaissements plus importants sont évidemment à mettre en relation avec l'état des piliers qui, comme nous l'avons vu dans le paragraphe 8.2.1.3, sont grandement endommagés à partir de 25% de perte de cohésion du ciment.

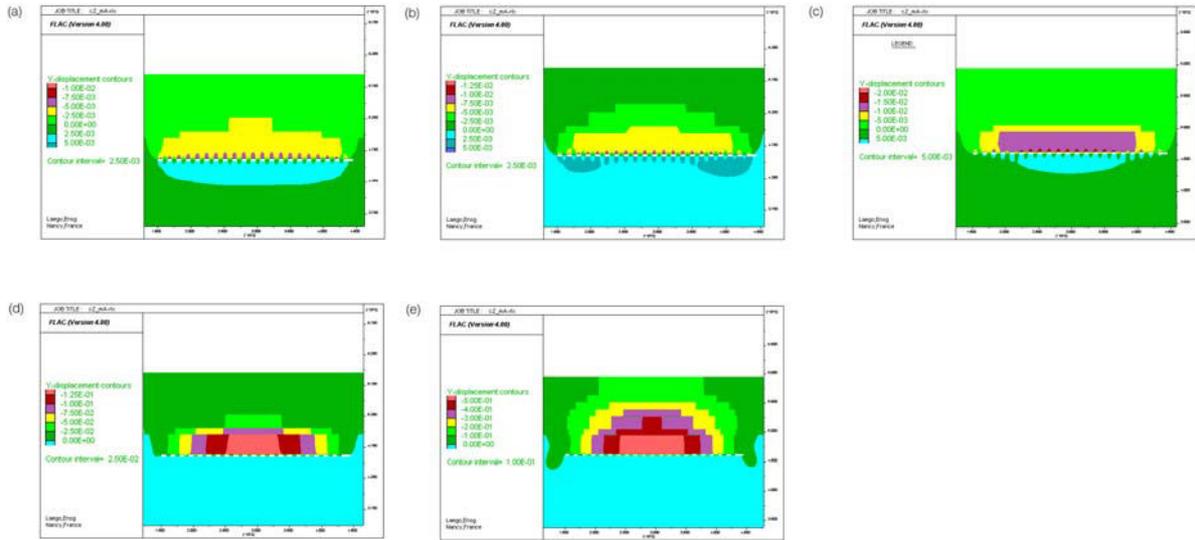


Figure 56 : Evolution du déplacement vertical dans le recouvrement en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

En surface (fig.57), la perte de cohésion des piliers se traduit par un affaissement plus marqué à partir de 30% de diminution de la cohésion. En effet, pour les quatre premiers cas, le déplacement vertical enregistré n'est quasi pas détectable. Il est au maximum de l'ordre de 3 mm dans la situation à 25% de dégradation, soit négligeable. En revanche, lorsque le recouvrement se plastifie plus intensément (à partir de 30% de perte de cohésion), l'affaissement est 50 fois plus important, soit au centre de la cuvette de l'ordre de 15 cm. Ces déplacements ne traduisent évidemment pas les ordres de grandeur observés en réalité sur le terrain. En effet, les affaissements mesurés sont au maximum de 2,23 m pour le cas de l'affaissement d'Auboué (rue de Metz, 1996). Ils nous renseignent néanmoins sur le seuil à partir duquel on peut noter la présence de ruptures dans le recouvrement, et surtout nous permettent d'établir une relation entre l'état de rupture de la couverture et l'état de fracturation des piliers en profondeur.

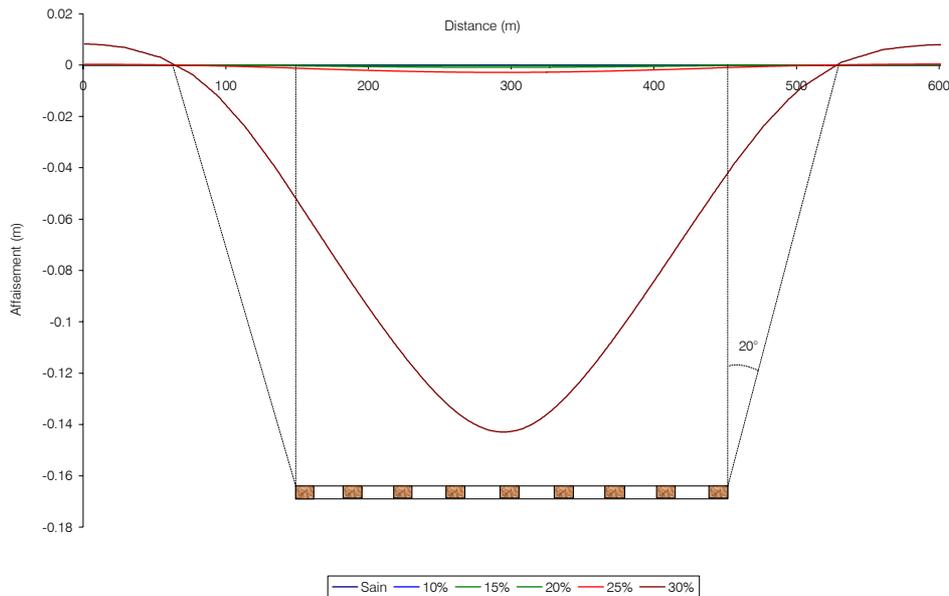


Figure 57 : Evolution de l'affaissement en surface en fonction de la cohésion dégradée à (a) 10%, (b) 15%, (c) 20%, (d) 25% et (e) 30%

8.3.4- Evolution de la microfracturation

Afin de tenter d'établir une relation entre les ruptures enregistrées dans le recouvrement et le comportement du pilier (en section courante et en bord ferme), nous avons choisi de suivre le nombre des microfractures (en traction et en cisaillement) avec l'évolution du déviateur des contraintes (en trois endroits du pilier) et suivant la dégradation de la cohésion (fig. 58 et 59).

Dans le cas du pilier en section courante, sain, l'excavation des chambres entraîne la formation de ruptures majoritairement en traction. En effet, on recense au total 948 microfractures, dont 856 en traction, localisées essentiellement en bordure de pilier, et 92 en cisaillement. En paroi gauche et droite, le déviateur des contraintes est respectivement de 5,5 et 4,5 MPa tandis qu'il est de 5,7 MPa au centre. A 10% et 15% de perte de cohésion, le nombre de microfractures évolue peu. Le pilier a gagné respectivement 252 et 51 ruptures en traction et, 35 et 144 ruptures en cisaillement. Dans le même temps, le déviateur en bord de pilier continue à diminuer et celui au centre augmente progressivement. A 20% de dégradation de la cohésion, le déviateur, au cœur du pilier, est maximal et cet état de contrainte coïncide avec un développement important de microfractures essentiellement en traction. A ce stade, le pilier comporte 3000 ruptures correspondant à un endommagement quasi complet du ciment entre les grains. Par la suite, le déviateur au centre diminue progressivement, accompagné par la formation d'autres ruptures, mais en nombre moins important, aboutissant à la rupture complète du pilier. Au final, le pilier comporte 3341 microfractures dont 87% sont en traction et 13% en cisaillement.

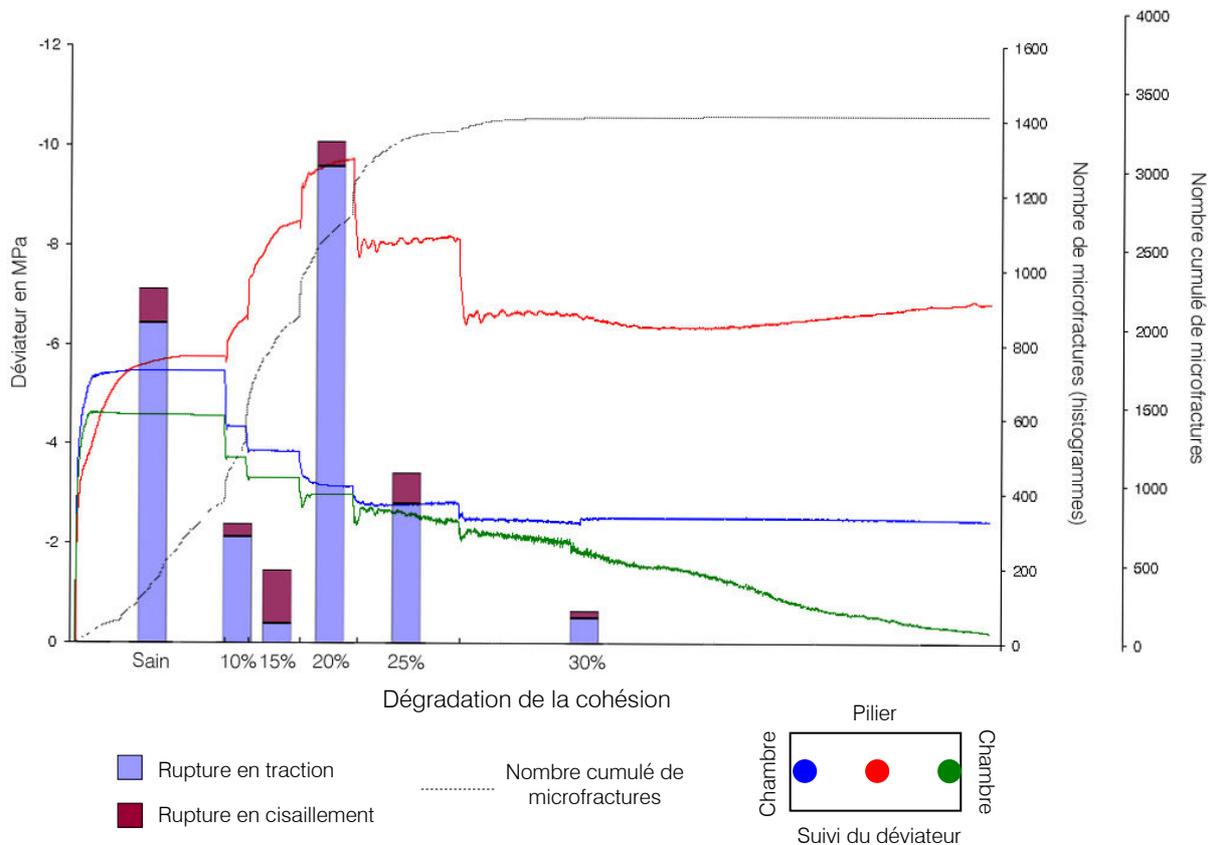


Figure 58 : Evolution du nombre de microfractures (en traction et en cisaillement) suivant le déviateur de contrainte et en fonction de la perte de cohésion pour le pilier en section courante

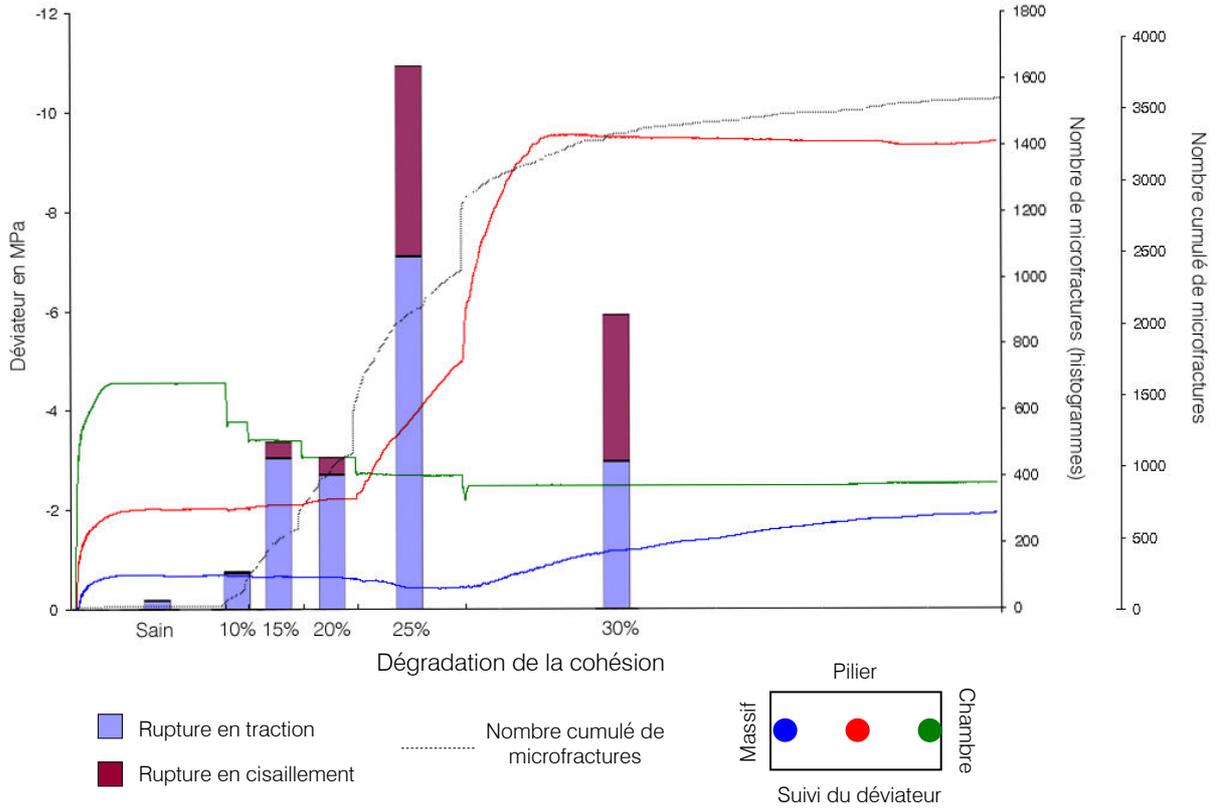


Figure 59 : Evolution du nombre de microfractures (en traction et en cisaillement) suivant le déviateur de contrainte et en fonction de la perte de cohésion pour le bord ferme

La progression des microfractures dans le bord ferme est différente du cas précédent (fig.59). Lorsque les chambres sont excavées, le pilier, avec la cohésion initiale de 1,2 MPa, n'est pratiquement pas fracturé (42 microfractures dont 36 en traction et 6 en cisaillement). Au fur et à mesure que la cohésion diminue et ce jusqu'à 20% de dégradation, le nombre de microfractures (essentiellement en traction) augmente progressivement. Cet accroissement relativement stable des microfractures correspond à une évolution du déviateur de contrainte, au centre du pilier, quasiment stable (à 2,25 MPa) et à une diminution graduelle du déviateur en bord du pilier en contact avec la chambre. A ce stade, le pilier comporte 1314 ruptures dont 1128 en traction et 186 en cisaillement. A partir de 25% de perte de cohésion, la quantité de microfractures croît brutalement, concordant avec une augmentation du déviateur au centre du pilier. Le nombre de microfractures en cisaillement est de 691, localisées sur le bord droit du pilier (fig.52d) et celui en traction de 2055, soit au total 2746 ruptures. Par la suite le déviateur continue à progresser, entraînant la formation d'autres ruptures en traction et en cisaillement, en proportion égale. Le pilier est ainsi complètement endommagé avec un total de 3632 microfractures, dont 68% en traction et 32% en cisaillement.

La figure 60 résume les faits observés auparavant. Elle présente l'évolution du nombre de microfractures en fonction de la perte de cohésion et suivant les deux cas de figure de situation de pilier.

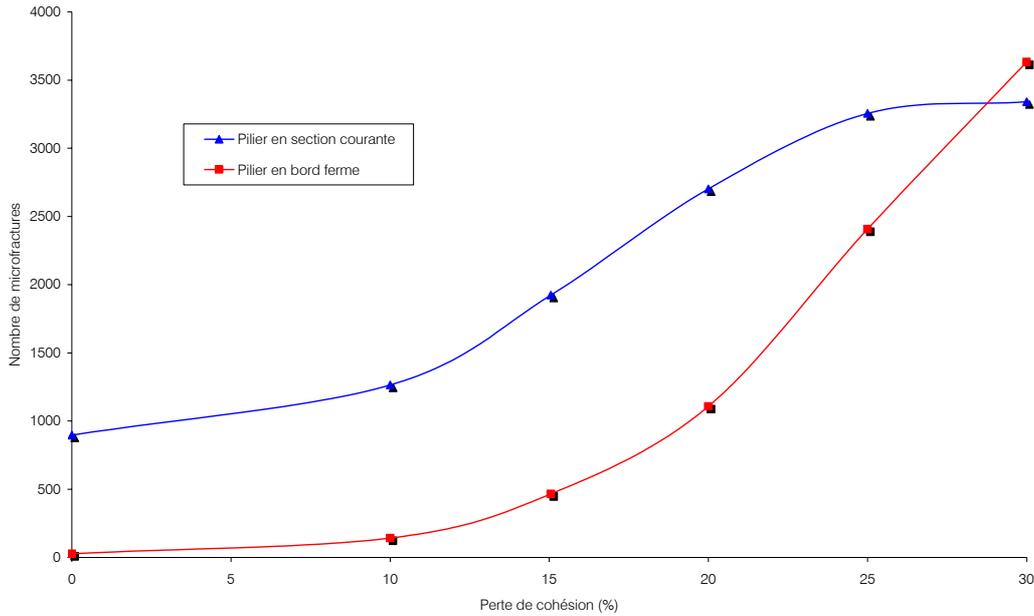


Figure 60 : Evolution du nombre total de microfractures en fonction de la perte de cohésion

Lorsque la cohésion se dégrade, le pilier situé en section courante se rompt quasi complètement, à 20% de dégradation. Il a atteint à ce stade 84% de sa fracturation totale, dont 73% en traction et 11% en cisaillement. A ce même stade, le bord ferme a atteint 30% de sa fracturation finale, dont 27% en traction et 3% en cisaillement, et n'est pas par conséquent encore grandement endommagé. Néanmoins, la rupture quasi complète du pilier en section courante n'entraîne pas de ruptures dans le recouvrement.

A partir de 25% de perte de cohésion, les bords fermes sont surchargés et rompt avec un nombre important de microfractures en cisaillement localisées principalement sur une moitié du pilier. Le pilier est alors fracturé à 75%, dont 56% en traction et 19% en cisaillement. On distingue alors dans le recouvrement les premiers points plastiques.

Enfin au-delà de 30% de perte de cohésion, le nombre de microfractures dans le pilier en section courante n'évolue pratiquement plus, au contraire du bord ferme, qui gagne encore des fractures. Les zones rompues en cisaillement, dans le bord ferme, déclenchent un front de points plastiques sur les bords de l'exploitation qui se transmet dans le toit immédiat et dans les marnes de Chareennes. L'apparition des points plastiques dans le toit immédiat s'explique par le fait que les bords de l'exploitation ont rompu impliquant alors une rupture généralisée du recouvrement qui vient alors surcharger les piliers au centre de l'exploitation. Enfin, on constate l'apparition d'autres points plastique dans le recouvrement essentiellement dans les formations raides.

9- Conclusions

Ce dernier chapitre a tenté de mettre en évidence la relation entre le développement de la fracturation dans les piliers et les conséquences induites, en termes de rupture, dans le recouvrement. Pour répondre à cette question, il a été décidé de mener des simulations numériques basées sur une approche numérique associant deux codes : FLAC[®] (approche continue) et PFC[®] (approche discontinue).

Un pilier de mine a donc été généré sous PFC[®]. Auparavant, un travail paramétrique de calibration des microparamètres du minerai de fer a été mené afin de pouvoir reproduire, au

mieux, le comportement mécanique macroscopique du pilier. La calibration a été faite à partir d'un ensemble d'essais uniaxiaux et triaxiaux réalisés sur des échantillons de minerai de la couche grise. Ainsi, un jeu de microparamètres a été déterminé correspondant aux propriétés d'un milieu cohésif doté d'un ciment intergranulaire. Par la suite, nous avons ajusté ces micropropriétés dans le but d'obtenir des macropropriétés « massif », représentant les propriétés mécaniques du pilier mais pondérées de l'effet de la fracturation.

Une fois ce travail de calibration achevé, un ensemble de routines a été mis en place afin de pouvoir établir une connexion entre les deux codes. Cette connexion s'opère à l'aide d'une reconnaissance de segments sous PFC[®] ayant pour sommets les nœuds de la grille de maillage FLAC[®]. La communication entre les deux codes de calcul transite via des échanges de forces (pour PFC[®]) et de vitesses (pour FLAC[®]). L'avantage de ce type de méthode est sa mise en place assez rapide et permet de réaliser un certain nombre de modélisations avec des temps de calculs convenables.

Nous avons étudié deux types de pilier : un situé dans l'exploitation, dit « en section courante », et l'autre placé à l'extrémité de l'exploitation, dit « en bord ferme ». Nous avons également simulé le vieillissement des piliers par une dégradation du ciment entre les grains comme il a été montré expérimentalement par Grgic (2001).

Dans le cas du minerai sain, les piliers ne présentent pas le même état de fracturation. Le pilier situé en section courante est beaucoup plus plastifié que le bord ferme, ce dernier n'étant pas soumis aux mêmes forces de déconfinement.

L'effet de la dégradation de la cohésion, simulant le vieillissement du pilier, entraîne, pour les deux cas, une augmentation de la fracturation et, une diminution des forces de contact entre les billes et des forces de ciment. On constate par ailleurs deux types de mécanismes de rupture. Pour le pilier en section courante, des ruptures en traction se développent essentiellement au bord du pilier, où les forces de contact et de ciment sont faibles voire nulles. Une rupture en cisaillement apparaît au cœur du pilier où cette fois-ci, les forces de ciment sont nulles mais les forces de contact encore existantes. Le bord ferme présente les mêmes types de mécanismes.

La fracturation, dans les deux piliers, ne se développe pas de la même façon suivant l'état de la cohésion de ces derniers. En effet dans le pilier en section courante, elle augmente à 20% de perte de cohésion, où le déviateur est maximal au centre du pilier. Dans le bord ferme, cette augmentation soudaine apparaît plus tard, c'est-à-dire à 25% de dégradation, coïncidant avec l'accroissement du déviateur de contrainte au centre du pilier. A partir de cet instant, dans le recouvrement, les joints subissent une fermeture au centre de plus en plus importante, synonyme d'une mise en flexion des couches de la couverture. La plastification apparaît et se généralise à 30% de perte de cohésion des piliers. Une plastification importante se manifeste au-dessus du bord ferme, où les zones rompues atteignent le toit immédiat de la formation ferrifère et se transmettent dans les marnes de Charentes, puis se développent dans le reste du recouvrement. L'affaissement vertical enregistré en surface, au seuil 30% de dégradation, est d'ailleurs plus conséquent.

La rupture totale des piliers n'intervient pas pour le même état de dégradation mais dépend de la position du pilier dans l'exploitation. Le pilier en section courante rompt totalement à 20% de dégradation alors que le bord ferme rompt à 25% de dégradation. C'est d'ailleurs, la rupture totale de ce dernier qui entraîne alors dans le recouvrement l'apparition généralisée de points plastiques.

Conclusions générales Perspectives

Pendant de nombreuses années, la sidérurgie lorraine a été la première de France. Cette activité créa des vides souterrains d'un volume global de plusieurs centaines de millions de m³. Ainsi « *le reflux des activités minières laisse 2 500 communes sous la menace des grands vides creusés pour alimenter l'industrie. Les Lorrains subissent les mines de fer, 40 000 km de galeries, 1 500 km² affectés, 120 maisons détruites en 1996-1997 pour le seul bassin ferrifère.* » (Libération, 11 juin 2004). Ces chiffres viennent souligner l'importance de prendre en compte ces risques et de résoudre les problèmes qui se posent en regard de la sécurité en surface, notamment les habitations, et de l'aménagement du territoire. Pour répondre à ces attentes nouvelles, le GISOS (Groupement d'intérêt scientifique sur l'Impact et la Sécurité des Ouvrages Souterrains) a été fondé en 1999. Le travail présenté dans ce mémoire rentre dans le cadre d'une des problématiques du GISOS, à savoir le devenir à long terme des exploitations.

La méthodologie et le plan de ce travail de thèse a été construit sur les points suivants :

- une caractérisation mécanique de la couverture en tentant de mettre en évidence la présence d'un banc raide dans la couverture,
- l'étude du comportement de la couverture vis-à-vis d'une situation de vallée et de plateau (dotée ou non d'une fracturation verticale),
- l'étude du comportement du recouvrement dans une situation géomorphologique de type reculée de vallée,
- et enfin l'étude du développement de la fracturation dans un pilier de mine et les conséquences induites dans la couverture.

Le premier chapitre a permis de présenter la méthodologie de caractérisation de la couverture menée par GEODERIS. Elle a consisté principalement à définir un critère géologique permettant de mettre en évidence la présence d'un banc raide dans la couverture. Cette condition est d'ailleurs nécessaire pour qu'un effondrement brutal se produise. Ainsi, pour une zone d'aléa donnée, les valeurs du critère géométrique et du critère géologique permettent de classer cette zone en risque d'affaissement progressif ou d'effondrement brutal. Du fait de la situation préoccupante en Lorraine, la méthodologie de GEODERIS a été menée dans l'urgence, laissant quelques hypothèses de travail sans justifications précises. A travers un travail à la fois bibliographique, statistique et méthodologique, nous avons pu justifier rigoureusement les fondements de la méthodologie et lever les doutes qui pouvaient persister.

Le deuxième chapitre s'est attardé sur le rôle d'une vallée et d'un plateau sur le comportement de la couverture. En effet, le critère géologique évalue la massivité de la couverture par la présence ou non d'un banc raide. Néanmoins, la massivité des formations repose sur la notion de raideur des bancs, qui n'est pas une caractéristique intrinsèque, mais est une grandeur qui doit être évaluée dans un contexte géomorphologique. Nous avons donc pu démontrer, à travers des simulations numériques en 2D, qu'une situation de vallée diminue la raideur de la couverture, tandis qu'une situation de plateau augmente la massivité du recouvrement. Si le massif est doté d'une fracturation verticale, cette massivité est d'autant plus amoindrie. Par la suite, il serait intéressant d'entreprendre les mêmes types de modélisations mais en jouant de façon plus contrastée sur la nature du recouvrement. En effet, nous pourrions mettre en relation la détente créée par la vallée (en termes de déplacement et d'énergie libérée) suivant la lithologie de la couverture, c'est-à-dire suivant la présence plus ou moins marquée de formations massives dans la couverture. Ce type d'étude permettrait d'affiner le rôle d'une vallée sur la raideur du recouvrement. Enfin les calculs de dissipations d'énergie demandent encore du travail afin de s'assurer de leurs justesses.

Le troisième chapitre a permis de s'intéresser à un autre type de géomorphologie : la reculée de vallée. Cette situation particulière correspond à une entaille importante dans un massif favorisant probablement des zones en surcontrainte, impliquant ainsi une augmentation de la massivité de la couverture. Initialement, nous avons étudié quelques solutions analytiques sur la répartition de contraintes autour de cavités triangulaires. Ces solutions ont mis en évidence la présence de surcontraintes horizontales sur un des sommets de la cavité. Par la suite, un ensemble de modélisations 3D a permis de justifier ces observations. En effet, nous avons pu mettre en évidence la présence d'une zone en surcontrainte située superficiellement, c'est-à-dire dans les calcaires de Jaumont. Cette zone se situe à l'extrémité de la reculée de vallée et disparaît progressivement avec la profondeur. Nous avons pu également mettre en évidence l'influence de la nature du recouvrement sur la dimension de cette zone surcontrainte. Parallèlement à l'étude de la situation de vallée et de plateau, il serait intéressant d'évaluer l'effet d'une reculée de vallée sur la massivité de la couverture en évaluant des bilans énergétiques. Ces bilans nous permettraient de hiérarchiser quantitativement les différentes situations géomorphologiques les unes par rapport aux autres et ainsi d'évaluer plus précisément l'effet du contexte morphologique sur la massivité du recouvrement.

Il faut retenir de ces deux derniers chapitres que les différents phénomènes observés (zone en surcontrainte, déplacement, énergie, etc.) doivent être vus comme des éléments précurseurs qui sont susceptibles ou non de provoquer un effondrement brutal. En effet, dans le cas d'une situation de plateau et de reculée de vallée, les déplacements bloqués et les concentrations de contrainte peuvent entraîner une accumulation importante d'énergie, qui à long terme peut se s'accumuler et se libérer soudainement provoquant alors une rupture brutale du recouvrement. A l'inverse, la présence d'une vallée et d'une fracturation verticale sont des situations qui facilitent naturellement les dissipations d'énergies. La couverture, dans ce cas, n'accumule pas une grande quantité d'énergie et donc est moins assujettie à une rupture brutale.

Enfin, au cours du dernier chapitre, nous nous sommes intéressés au développement de la fracturation dans un pilier de mine. La mise en place des simulations a comporté deux phases. La première de ces phases a consisté à générer un pilier de mine sous le code PFC[®]. Les hypothèses mêmes de ce code de calcul ont nécessité à mener un travail préalable de calibration des microparamètres. L'objectif de cette calibration est de reproduire le plus justement possible le comportement macroscopique du minerai de fer. Les microparamètres obtenus ont été issus d'un ensemble d'essais mécaniques réalisés sur le minerai de fer de la couche grise. Les propriétés finales du pilier ont été calibrées de sorte que l'on ait des propriétés dites « massif ».

La deuxième étape de ce chapitre a consisté à mettre en place l'association entre les deux codes de calcul FLAC[®] et PFC[®]. La couverture sédimentaire, dotée de discontinuités horizontales, a été modélisée sous FLAC[®], et au sein de ce modèle une inclusion a été définie pour le pilier PFC[®]. Les simulations ont été réalisées dans le cas d'un pilier aux propriétés saines et d'autres avec la cohésion dégradée simulant le vieillissement de ce dernier. Deux cas de situation de pilier ont été examinés : un pilier situé en section courante et l'autre en bord ferme. Les résultats des simulations ont montré qu'on observe deux types de mécanisme de rupture suivant la perte de cohésion. Des fractures se développent en traction en bordure du pilier, où les grains ne sont plus en contact et d'autres en cisaillement, en cœur de pilier, où cette fois-ci les grains restent en contact. Suivant la position du pilier, ces fractures ne se développent pas aux mêmes états de dégradation. Le pilier situé en section courante rompt complètement à 20% de perte de cohésion. A ce stade, nous ne distinguons pas de ruptures dans le recouvrement. A partir de 25% de dégradation, le bord ferme rompt à son tour entraînant alors la propagation de fractures dans le pilier. Il semble donc que la fracturation dans la couverture dépende essentiellement de l'état des bords fermes, qui au fur et à mesure que les piliers en section courante cèdent, subissent les reports de contraintes jusqu'à leurs

limites de rupture. Néanmoins il serait intéressant de mener des simulations, en mode dynamique, permettant ainsi de travailler à partir des sources d'émission acoustique. La génération de ces émissions acoustiques pourrait alors être mise en relation avec les mesures que l'on peut faire sur le terrain notamment dans le cadre des surveillances microsismiques des zones à risque d'effondrement.

En résumé, l'ensemble des modélisations numériques présentées dans ce mémoire ont permis de valider les prémisses initiales concernant le rôle de la morphologie et du pilier sur le comportement de la couverture. Ces développements numériques peuvent alors être susceptibles d'apporter des informations sur le rôle de couverture dans le cas des mines de fer de Lorraine. Ils peuvent ainsi apporter une aide à l'analyse et à la prévision des zones assujetties au risque d'effondrement brutal ou d'affaissement progressif (cartographie d'aléa) dans un souci de gestion des risques.

Références bibliographiques

1. ADAMS J., BELL J.S. (1991) – Crustal stresses in Canada, in *The Geology of North America, Decade Map Vol.1, Neotectonics of North America*, Geological Society of America, Boulder, Colorado, pp.367-86.
2. A.F.T.E.S. (2003) – Recommandations relatives à la Caractérisation des Massifs Rocheux utile à l'Etude et à la Réalisation des Ouvrages Souterrains, Tunnels et Ouvrages Souterrains, N°77.
3. AHOLA M.P (1990) – Geomechanical evaluation of escarpments subjected to mining induced subsidence, in *Proc. 31st US Symp. Rock. Mech.*, Golden, Balkema, Rotterdam, pp.129-36.
4. AKHPATELOV D.M, TER-MARTIROSYAN Z.G. (1971) – The stressed state of ponderable semi-infinite domains. *Armenian Acad. Sci. Mech. Bull.*, 24, 33-40.
5. AMADEI B. (1983) – *Rock Anisotropy and the Theory of Stresses Measurements*, Lecture Notes in Engineering, Springer-Verlag.
6. AMADEI B., and PAN E. (1992) – Gravitational stresses in anisotropic rock masses with inclined strata. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol 29, 225-36.
7. AMADEI B., SAVAGE W.Z. and SWOLFS H.S. (1987) – Gravitational stresses in anisotropic rock masses, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol 24, 5-14.
8. AMADEI B., SAVAGE W.Z. and SWOLFS H.S. (1988) – Gravity-induced stresses in stratified rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.*, Vol 21, 1-20.
9. AMADEI B., STEPHANSON O. (1997) – *Rock stress and its measurement*, Chapman & Hall.
10. ARIF I. (1998) – Etude des états de contraintes dans les talus, calculés par éléments finis, utilisation des programmes ELFI3F, SAP2D et CESFI, Mémoire de DEA, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, INPL, Nancy, juin 1998.
11. BANDIS S.C., LUMSDEN A.C. and BARTON N.R. (1983) – Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 20, 249-268.
12. BARTON N., LIEN R. & LUNDE J. (1974) – Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mechanics*, 6: 189-236.
13. BIENIAWSKI ZT. (1967) – Mechanism of brittle fracture of rock: Part 1- Theory of the fracture process, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.4, 395-406.
14. BIENIAWSKI ZT. (1973) – Engineering classification of rock masses. *Trans S African Inst Civ Engrs* ;15(12):335-44.
15. BIENIAWSKI ZT. (1984) – *Rock Mechanics Design In Mining and Tunneling*, BALKEMA A. A., Rotterdam, Boston.

16. BIENIAWSKI ZT. (1989) – Engineering Rock Mass Classification-A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering, Part 4, pp 51-71.
17. BILLAUX D., CUNDALL P. (1993) – Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens, Revue Française de Géotechnique, n°63, pp. 9-21.
18. BREKKE T., SELMER-OLSEN R. (1966) – A survey of the main factors influencing the stability of underground constructions in Norway, in Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech. (ISRM), Lisbon, Lab. Nac. De Eng. Civil, Lisbon, Vol. II, 257-60.
19. BROCH E., SORHEIM S. (1984) – Experiences from the planning, construction and supporting of a road tunnel subjected to heavy rockbursting. Rock Mech. Rock Eng., 17, 15-35.
20. CARVALHO J. (2004) – Estimation of rock mass modulus. Personal communication.
21. CHAPLOW R., ELDRED C.D (1984) – Geotechnical investigations for the design of an extension to the Kariba South underground power station, Zimbabwe, in Proc. ISRM Symp. On Design and Performance of Underground Excavations, Cambridge, British Geotechnical Society, London, pp. 213-19.
22. COON RF., MERRIT AH. (1970) – Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices, Determination of the In Situ Modulus of Deformation of Rock, ASTM STP 477, Philadelphia, p. 154–73.
23. CUNDALL P.A. (1987) – Distinct element models of rock and soil structure, Analytical and Computational methods in engineering rock mechanics, George Allen and Unwin eds, London, pp. 129-163.
24. DEERE DU., HENDRON AJ., PATTON FD., CORDING EJ. (1967) – Design of surface and near surface construction in rock, Proceedings of the Eighth US Symposium on Rock Mechanics—Failure and Breakage of Rock, Newyork. p. 237–302.
25. DECK O. (2002) – Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti, Thèse INPL, Nancy, décembre 2002.
26. DESAI C.D., CHRISTIAN J.T. (1977) – Constitutive laws for geological media, Numerical methods in geotechnical engineering, edited by Desai, C.D. and Christian, J.T., Mc Graw Hill, pp. 65-115.
27. DIEDERICHS MS., KAISER PK. (1999) – Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the Vousoir analogue revisited, Int J Rock Mech Min Sci ; Vol 36: 97–117.
28. EBISU S., AYDAN O., KOMURA S., KAWAMOTO T. (1992) – Comparative study on various rock mass characterization methods for surface structures, Proceedings of the Eurock'92. London: Thomas Telford; p. 203–8.
29. EL SHAYEB Y. (2000) – Prévision des conséquences des affaissements miniers dans les mines de fer de Lorraine. Etude méthodologique pour la détermination du type d'effondrement attendu : Analyse des données détaillée et élaboration d'une fonction discriminante, Auxirbat Recherche, Paris, novembre 2000.

30. ELSHAYEB Y., KOUNIALI S., JOSIEN J.P and GUENIFFEY Y. (2001) – Towards the determination of surface collapse type over abandoned mines in the Lorraine Iron basin, Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2001. Espoo/Finland. 4-7 june 2001, pp. 819-824.
31. FAIRHURST C., PIGUET J.-P. & VAN DER MERWE N. (2003) – Examen de la méthode GEODERIS d'évaluation des risques et des conséquences potentielles relatifs aux affaissements de surface dans le bassin ferrifère lorrain, Version française.
32. GRACIANSKY P.C., JACQUIN T. (2003) – Évolution des structures et de la paléogéographie au passage Lias-Dogger dans le bassin de Paris d'après les données de la subsurface. Bull.Soc.géol.Fr, t.174, N°1, pp.3-17, 18 fig.
33. GAO H. (1991) – Residual elastic strain in rocks. Tectonophysics, 15, 297-330.
34. GARDNER WS. (1987) – Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont, Smith RE, editor. Foundations and excavations in decomposed rock of the piedmont province, GSP ASCE, n°9, p. 62–86.
35. GERCEK H. (1997) – An elastic solution for stresses around tunnels with conventional shapes, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol.34, No. 3-4.
36. GREENSPAN M. (1944) – Effect of a small hole on the stresses in a uniformly loaded plate. Q. J. Appl. Math., 2, 60-71.
37. GRGIC D. (2001) – Modélisation du comportement à court terme et à long terme des roches de la formation ferrifère lorraine, Thèse INPL, Nancy, octobre 2001.
38. GUILLOCHEAU F., ROBIN C., METTRAUX M., DAGALLIER G., ROBIN F.X. & LE SOLLEUZ A. (2002) – Le Jurassique de l'Est du bassin de Paris. Bull.Inf.Géol.Bass.Paris, Vol.39, N°3, p.23-47.
39. HARRISON J. P., HUDSON J. A. (2000) – Engineering Rock Mechanics – Part 2: Illustrative Worked Examples, p. 117-125.
40. HAZZARD JF., YOUNG RP. (2002) – Moment tensors and micromechanical models, Tectonophysics, 356 : 181-97.
41. HOEK E. et al. (1995) – Support of underground excavations in hard rock, Balkema, Rotterdam.
42. HOEK E., BROWN ET. (1997) – Practical estimates of rock mass strength. Int J Rock Mech Min Sci ; Vol 34(8):1165–86.
43. HOMAND F., DAGALLIER G., (2004b) – Etude des formations de couverture des zones à risque d'effondrement brutal non écarté (Arbed), rapport LAEGO-ENSG ref. LG.FH.ARB.PSI.RPRE.03.0248.B.
44. HOMAND F. (2004) – Etude des formations de couverture au droit de zones à risque, rapport GEODERIS référencé LG.FH.GEO.PSI.RPRE.03.0248.A, juillet 2004.
45. HOMAND F. (2003) – Synthèse des travaux de recherche 1999-2002, rapport GISOS ref. LG.FH.SOS.PSI.RPRE.03.0062.B.doc, janvier 2003.

46. HOUPERT R. (1979) – Le comportement à la rupture des roches, Comptes rendus du Congrès International de Mécanique des Roches de Montreux, Vol. 3, 107-114.
47. INGLIS C.E. (1913). – Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners. Trans. Inst. Naval. Arch., 55, 219-230.
- ITASCA Consulting Group Inc. (2002) – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2 Dimensions, User's Manual, version 4.0
48. ITASCA Consulting Group Inc. (2002) – Particle Flow Code in 2 Dimensions, User's Manual, version 3.0
49. ITASCA Consulting Group Inc. (2003) – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Manual, version 2.1
50. ITASCA Consulting Group Inc. (2003) – Particle Flow Code in 3 Dimensions, User's Manual, version 3.0
51. ITASCA Consulting Group Inc. (2005) – Universal Distinct Element Code, User's Manual, version 4.0
52. JAVELAUD E. (2004) – Etude des formations de couverture des zones à risques d'effondrement brutal non écarté - Cas d'Audun-Le-Tiche, Rapport de DEA, LAEGO, Ecole doctorale RP2E.
53. KIRSCH G. (1898) – Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Zeit. Ver. Deut. Ing. J., 42, 797-807.
54. KOUNIALI S. (2000) – Prévion des conséquences des affaissements miniers dans les mines de fer de Lorraine. Étude méthodologique pour la détermination du type d'effondrement attendu. Rapport INERIS réf. DRS-00-225300/R01 pour le MINEFI, 25 juin 2000.
55. KULATILAKE P.H.S.W., UCPIRTI H., WANG S., RADBERG G., STEPHANSSON O. (1992) – Use of the distinct element method to perform stress analysis in rock with non-persistent and to study the effect of joint geometry parameters on strength and deformability of rock masses. Rock Mech. and Rock Engng., 25, 253-284.
56. LACOMME A. (2003) – Recherche, par sondages carottés, de formation pouvant jouer le rôle de « banc raide », dans plusieurs zones d'aléa du bassin ferrifère lorrain. Rapport final. BRGM/R-52641-FR, 110 p., 13 fig., 7 tabl., 3 ann., 2 pl.
57. LE ROUX J. (1997) – Structure du Nord-Est du Bassin de Paris in. Journées Scientifiques ANDRA, Bar-le-Duc, 27,28/10/97, EG1 p.12
58. LE ROUX J., STEINER P., PIRONON B. & BELLORINI J.P. (1978) – Subsidence et sédimentation dans l'Est du bassin de paris. Manifestations tectoniques au Jurassique moyen dans le synclinal de Joeuf (Meurthe-et-Moselle). Actes 103^e Congr.Nat.Soc.savantes, Nancy, S. Sci., fasc.IV, p.363-374.
59. LIAO J.J., SAVAGE W.Z., AMADEI B. (1992) – Gravitational stresses in anisotropic ridges and valley with small slopes. J. Geophys. Res., 97, 3325-36.

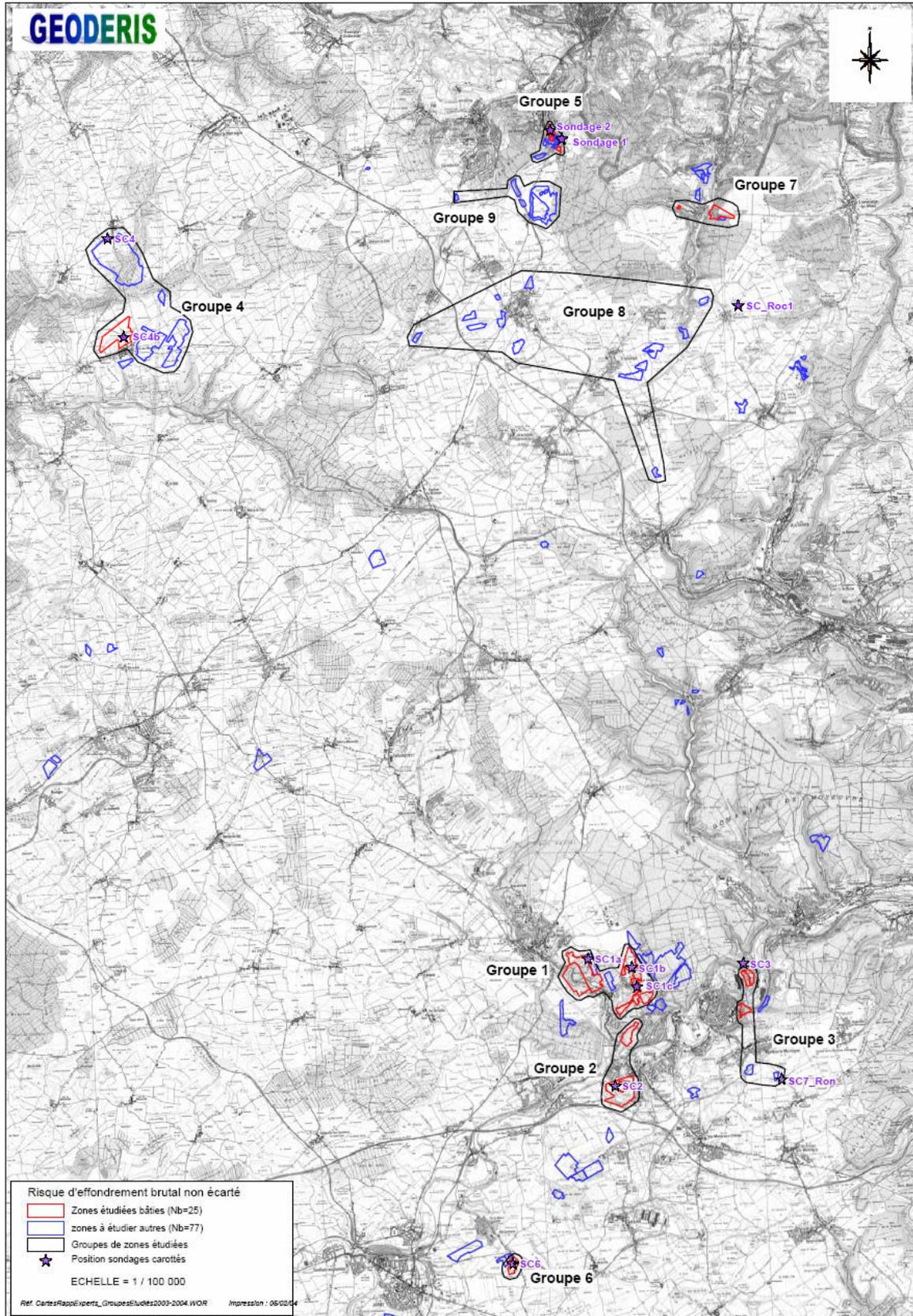
60. LING L. (2003) – A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 40, pp. 283-353.
61. LIU L., ZOBACK M.D (1992) – The effect of topography on the state of stress in the crust: application to the site of the Cajon Pass Scientific Drilling Project. *J. Geophys. Res.*, 97, 5095-108.
62. LORIG L.J., BRADY B.G.H. (1984) – A hybrid computational scheme for excavation and support design in jointed rock media, Brown ET, Hudson JA, editors, *Proceeding of the international symposium on design and performance of underground excavations*, British Geotechnical Society, p. 105-12.
63. MARTI J., CUNDALL P.A. (1982) – Mixed discretization procedure for accurate solution of plasticity problems, *Int. J. Num. Methods Eng.*, Vol 6, pp. 129-139.
64. MARTNA J. (1988) – Distribution of tectonic stresses in mountainous areas, in *Proc. Int. Symp. on Tunnelling for Water Resources and Power Projects*, New Delhi.
65. MARTAN J., HANSEN L. (1986) – Initial rock stresses around the Vietas headrace tunnels no. 2 and 3, Sweden, in *Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stockholm, Centek Publ., Luleå, pp. 605-13.
66. MAURY V. (1979) – Effondrements spontanés, synthèse d'observations et possibilité de mécanisme initiateur par mise en charge hydraulique, *Industrie Minérale*; 511-522.
67. McTIGUE D.F., MEI C.C. (1981) – Gravity induced stresses near topography of small slopes. *J. Geophys. Res.*, 86, 9268-78.
68. McTIGUE D.F., MEI C.C. (1987) – Gravity induced stresses near axisymmetric topography of small slopes. *Int. J. Num. Anal. Math. Geomech.*, 11, 257-68.
69. McTIGUE D.F., STEIN R.S. (1984) – Topographic amplification of tectonic displacement: Implications for geodetic measurement of strain changes. *J. Geophys. Res.*, 89, 1123-31.
70. MERRIEN-SOUKATCHOFF V. (2001) – Détermination des conditions aux limites pour un calcul de stabilité de talus, *Revue Française de Géotechnique*, 92, 3ème trimestre 2000, 31-39.
71. MESTAT P. (1993) – Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis, LCPC, Série Géotechnique GT52.
72. MITRI H.S., EDRISSI R., HENNING J. (1994) – Finite element modeling of cablebolted stopes in hard rock ground mines. Presented at the SME annual meeting, New Mexico, Albuquerque, p. 94-116.
73. MUSKHELISHVILI N.I. (1953) – Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity, J.R.M. Radock (trans.), Noordhoof, Groningen, The Netherlands.
74. NICHOLSON G.A. , BIENIAWSKI ZT. (1990) – A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. *Int J Min Geol Eng* ;8:181-202.
75. PAN E., AMADEI B. (1993) – Gravitational stresses in long asymmetric ridges and valleys in anisotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 30, 1005-8.

76. PAN E., AMADEI B. (1994) – Stresses in an anisotropic rock mass with irregular topography. *ASCE J. Eng. Mech.*, 120, 97-119.
77. PAN E., AMADEI B., SAVAGE W.Z. (1994) – Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys in anisotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, 293-312.
78. PAN E., AMADEI B., SAVAGE W.Z. (1995) – Gravitational stresses and tectonic stresses in anisotropic rock with irregular topography. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 32, 201-14.
79. PINEAU JL. (1978) – Contribution à la caractérisation géomécanique des roches. Application au minerai de fer, thèse INPL, Nancy, 252 p.
80. POTYONDY D. (2003) – Technical Note: FLAC-PFC2D Mechanical Coupling, Internal files
81. POTYONDY D., CUNDALL PA. (2004) – A bonded-particle model for rock, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol.41(8) : 1329-64.
82. PRIEST S. D., HUDSON J. A. (1976) – Discontinuity Spacings, in *Rock. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.13, pp. 135-148.
83. READ SAL., RICHARDS LR., PERRIN ND. (1999) – Applicability of the Hoek–Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks, Vouille G, Berest P, editors. *Proceedings of the ninth international congress on rock mechanics*, Paris, August, vol. 2; p. 655–60.
84. RUMMEL F., ZOBACK M.L. (1986) – Stresses and tectonics of the upper continental crust – a review, in *Proc. Int. Symp. On Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stockholm, Centek Publ., Luleå, pp. 177-86.
85. SERAFIM JL., PEREIRA JP. (1983) – Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski, *Proc. Int. Symp. Eng Geol Underground Construction (Lisbon) 1(II):33–44.*
86. STEPHENS RE., BANKS DC. (1989) – Moduli for deformation studies of the foundation and abutments of the Portugues Dam Puerto Rico, *Rock mechanics as a guide for efficient utilization of natural resources: Proceedings of the 30th US symposium*, Morgantown. Rotterdam: Balkema; p. 31–8.
87. SALAMON M. D. G. (1968) – Elastic Moduli of a Stratified Rock Mass, in *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol 5, pp.519-527.
88. SAVAGE W.Z., SWOLFS H.S. (1986) – Tectonic and gravitational stress in long symmetric ridges and valleys. *J. Geophys. Res.*, 91, 3677-85.
89. SAVAGE W.Z., SWOLFS H.S., POWERS P.S. (1985) – Gravitational stress in long symmetric ridges and valleys. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22, 291-302.
90. SAVAGE W.Z. (1994) – Gravity induced stresses in finite slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31, 471-83.
91. SONMEZ H., GOKCEOGLU C., ULUSAY R. (2004) – Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system, *Int J Rock Mech Min Sci* ;1:849–57.

92. SROLOVITZ D.J. (1989) – On the stability of surfaces of stressed solids. *Acta Metall.*, 37, 621-5.
93. STURGUL J.R., SCHEIDEGGER A.E., GREENSHPAN Z. (1976) – Finite element model of a mountain massif. *Geology*, 4, 439-42.
94. SWOLFS H.S., SAVAGE W.Z. (1985) – Topography, stresses, and stability at Yucca Mountain, Nevada, in *Proc. 26th US Symp. Rock Mech.*, Rapid City, Balkema, Rotterdam, pp. 1121-9.
- SAVIN G.N. (1961) – *Stress Concentration Around Holes*, E.Gros (trans.), Pergamon, Oxford, UK.
95. TER-MARTIROSYAN Z.G., AKHPATELOV D.M. (1972) – The stressed state of an infinite slope with a curvilinear boundary object to a field of gravity and percolation. *J. Prob. Geomech.*, 5, 81-91.
96. TANG C.A., THAMB L.G., LEEB P.K.K., TSUIB Y., LIUB H. (2000) – Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression, Part II: constraint, slenderness and size effect, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol.37, 571-583.
97. TER-MARTIROSYAN Z.G., AKHPATELOV D.M., MANVELYAN R.G. (1974) – The stressed state of rock masses in a field body forces, in *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech. (ISRM)*, Denver, National Academy of Sciences, Washington DC, Part A, pp. 569-74.
98. TEYSSEN T.A.L. (1984) – Sedimentology of the Minette oolitic ironstones of Luxembourg and Lorraine : a Jurassic subtidal sandwave complex. *Sedimentology*, Vol.31, p.195-211.
99. THIRY-BASTIEN P. (2002) – Stratigraphie séquentielle des calcaires bajociens de l'Est de la France (Jura-Bassin de Paris), Thèse Université Claude Bernard, Lyon 1, 377p.
100. TINCELIN E., SINOU P. (1962) – Effondrements brutaux et généralisés – Coups de toit, *Revue Industrielle et Minérale*.
101. TINCELIN E. (1982) – La stabilité de la surface à l'aplomb des exploitations souterraines en mines métalliques ou assimilées – Piliers abandonnés ou îlots, *Industrie Minérale – Les Techniques*.
102. TINCELIN E. (1995) – Essais d'explication des grands effondrements spontanés survenus dans les mines de fer depuis le début du siècle, *Rapport de l'Ecole des Mines de Paris*.
103. VIGOUROUX A. (1975) – Etude du comportement mécanique du minerai de fer de Lorraine en fonction de la géométrie des éprouvettes d'essai, DEA INPL, Nancy.
104. ZHANG L., EINSTEIN H.H. (2004) – Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses, *Int J Rock Mech Min Sci* ; Vol 41:337–341.

Annexes

Annexe **A**



Annexe **B**

Annexe B1 : Localisation des sondages

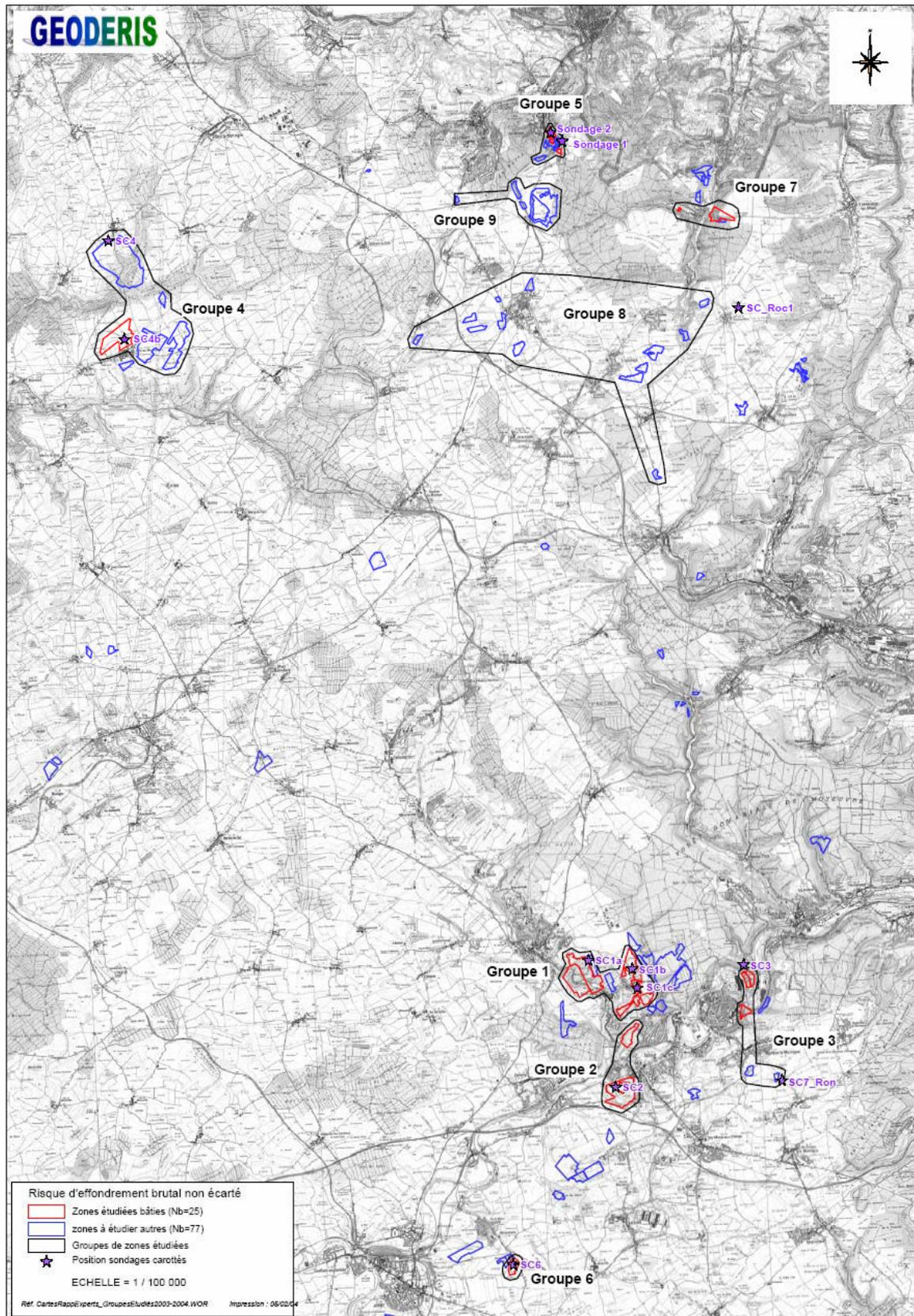
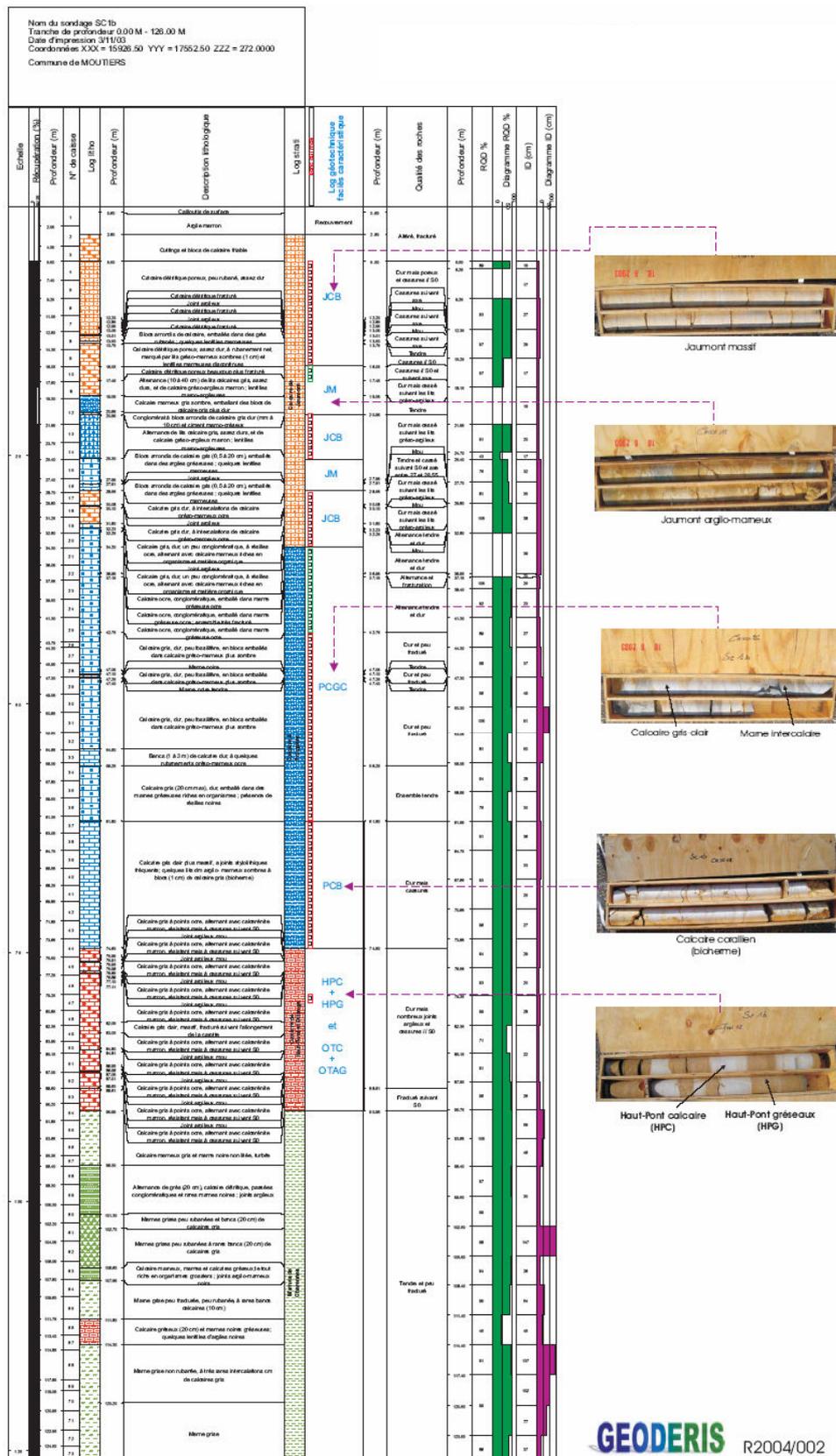


Figure B1-1 : Localisation des sondages forés à l'aplomb ou à proximité de zones historiques d'accidents miniers (GEODERIS, 2003)

Annexe B2 : Exemple d'une reconnaissance de faciès-type



Annexe B3 : Définition du RQD

Le concept du RQD a été développé en 1964 par D. U. Deere et publié pour la première fois par D. U. Deere et des chercheurs de l'Université de l'Illinois en 1967. Dans les années 70, il a été utilisé comme un paramètre de base dans différents systèmes de classification des massifs rocheux.

1- Principe

Le RQD est relié à d'autres paramètres comme la fréquence des fractures, l'intervalle entre les fractures et des valeurs de modules *in situ*. Une méthode de mesure du RQD a été déterminée (fig.B3-1) et discutée en raison de la difficulté de détermination de ce paramètre.

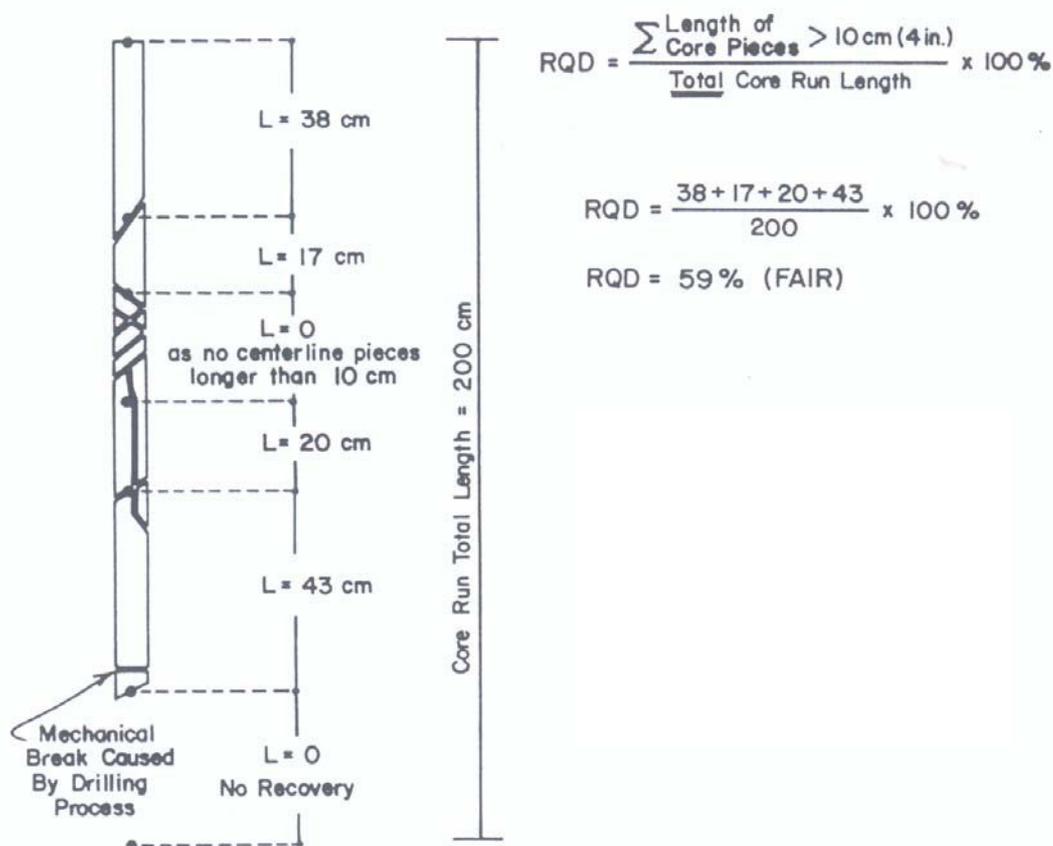


Figure B3-1 : Méthode de mesure et de calcul du RQD (Deere & Deere, 1988).

2- Procédure de réalisation du sondage carotté

Une première discussion porte sur le diamètre des carottes à réaliser et sur la technique de réalisation du sondage qui doit être adaptée afin de ne pas trop influencer la formation de fractures artificielles lors de la réalisation du sondage. Les diamètres recommandés pour les carottes sont 54.7 mm (NX) et 47.5 mm (NQ)

3- Mesure de la longueur des éléments de roche intacte

Les morceaux de carottes de roche intacte à prendre en compte dans le calcul du RQD, sont ceux dont la longueur est supérieure ou égale à une longueur minimum fixée qui est généralement de 10 cm. D'autres longueurs minimales ont été proposées comme le double du diamètre de la carotte, mais les auteurs recommandent la valeur 10 cm afin que les RQD soient standardisés et comparables. De plus, l'intervalle entre les discontinuités est indépendant du diamètre de la carotte. Les fractures causées par le forage doivent être ignorées dans le calcul du RQD, surtout dans le cas de matériaux qui ont tendance à se déliter en feuillets. Les mesures nécessaires au calcul du RQD doivent être faites juste après l'extraction de la carotte toujours pour limiter les erreurs, si les matériaux se fracturent par dessiccation ou subissent une variation de volume suite au déconfinement. Ces mesures se font préférentiellement sur l'axe central de la carotte.

Le RQD est très sensible à la longueur de la passe sur laquelle sont effectuées les mesures, surtout lorsque les discontinuités sont inégalement réparties. La longueur de passe recommandée est de 1 m à 1,5 m.

4- Prise en compte du degré d'altération de la roche

D'après la définition du RQD, seuls les éléments de roche intacte doivent être pris en compte dans le calcul du RQD. Si la roche est altérée, elle doit être déclassée dans l'échelle de qualité définie à partir des valeurs du RQD (tableau B3-1).

Deux solutions extrêmes ont été proposées pour prendre en compte l'altération de la roche. La première consiste à rejeter systématiquement les éléments pour lesquels il y a un doute sur le fait qu'ils soient intacts, et la deuxième à compter tous les éléments intacts ou non en signalant seulement par un astérisque (RQD*) la présence d'éléments altérés.

Ces deux solutions présentent l'inconvénient de ne pas prendre en compte le degré d'altération de la roche. Si le massif présente des zones altérées, la première sous-estime la qualité de la roche et la deuxième la surestime.

Suite à une discussion sur les six degrés d'altération des roches définis par la Société Internationale de Mécanique des Roches (I : Non Altéré, II : Légèrement Altéré, III : Modérément Altéré, IV : Très Altéré, V : Complètement Altéré, et VI : Sol Résiduel), les auteurs recommandent de prendre en compte dans le calcul du RQD les éléments de classes I et II, les éléments de classe III mais en les signalant avec un astérisque, et de rejeter les éléments de classes IV, V et VI.

5- Applications

Le RQD donne une première indication sur la qualité de la roche (tableau B3-1).

Tableau B3-1 : Rapport entre la valeur du RQD et la qualité de la roche (Deere 1964)

RQD en %	Qualité de la roche
< 25	Très mauvaise
25-50	Mauvaise
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

Il permet de repérer les zones qui peuvent poser des problèmes lors de la construction d'un ouvrage souterrain et donc de les éviter. Dans le cas des tunnels, il permet également comme la classification RMR, dans laquelle il a été intégré par la suite, de déterminer le type de soutènement à mettre en place.

Des recherches sur les corrélations pouvant exister entre le RQD et le module de déformation du massif E_m ont aboutit à la formule de détermination de E_m en fonction du RQD établie par Bieniawski en 1989.

6- Limites de l'utilisation du RQD comme indicateur de la qualité de la roche

Le RQD peut être calculé directement sur le terrain mais il peut y avoir des incertitudes dues à la méthode de mesure. Ces incertitudes sont directement reliées à la réalisation même du forage, par exemple lorsque le pourcentage de récupération est faible.

De plus, la valeur du RQD dépend de l'orientation des discontinuités dans le massif. Si les discontinuités sont réparties aléatoirement dans toutes les directions du massif rocheux, le RQD mesuré sera du même ordre de grandeur quelle que soit la direction du forage et un seul forage peut être suffisant. Mais s'il existe une orientation préférentielle des discontinuités, l'AFTES recommande de réaliser plusieurs forages dans différentes directions pour recouper toutes les familles de discontinuités.

Annexe B4 : Définition du ID

L'indice ID est défini comme la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long d'une ligne de mesure dont il convient de préciser la longueur et l'orientation. Il est donc nécessaire de réaliser des mesures dans plusieurs directions à choisir judicieusement en fonction des directions caractéristiques des discontinuités et de l'orientation de l'ouvrage.

Les classes de densité de discontinuité définies à partir de l'indice ID sont présentées dans le tableau B4-1.

Tableau B4-1 : Classe de densité de discontinuités le long d'une ligne de mesure

Classes	Valeurs de l'indice ID (cm)	Termes descriptifs de la densité de discontinuité
ID 1	> 200	Densité de discontinuités très faible
ID 2	60-200	Densité de discontinuités faible
ID 3	20-60	Densité de discontinuités moyenne
ID 4	6-20	Densité de discontinuités forte
ID 5	< 6	Densité de discontinuités très forte

Il est également recommandé (fig.B4-1) :

- d'établir un histogramme des longueurs pour chaque ligne de mesure, et de calculer l'écart-type S correspondant ainsi que le coefficient de variation :

$$CV = \frac{S}{ID}$$

- d'établir la courbe cumulative de répartition des longueurs de tronçons de carottes (équivalent d'une courbe granulométrique) afin d'obtenir une image complète de la densité de fracturation. A partir de cette courbe, on peut quantifier un module de fracturation moyen représenté par la médiane, et la dispersion schématisée, par exemple par les deux quartiles 25 et 75%.

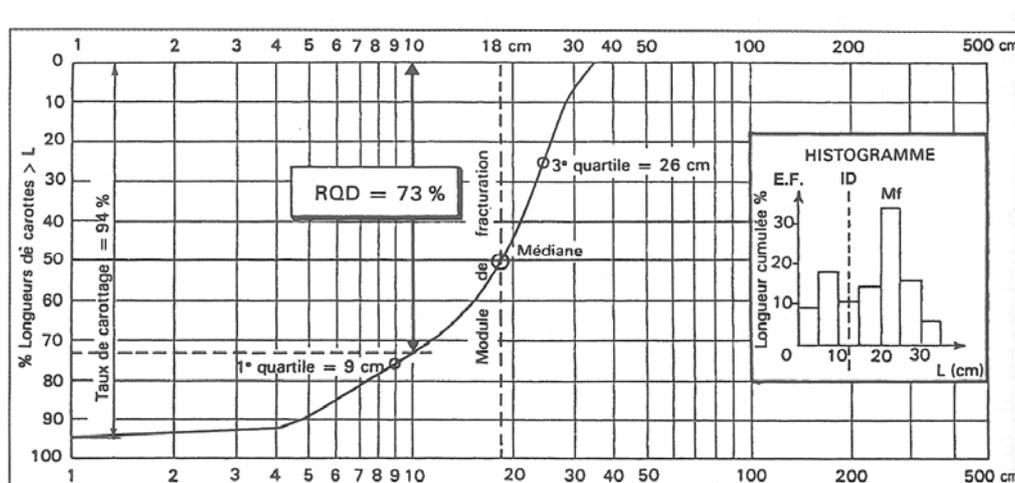


Figure B4-1 : Histogramme et courbe cumulative des longueurs de carottes dans un sondage (d'après C.Louis, 1974)

Annexe B5 : Quelques outils de statistique descriptive

1- Classement

- Maximum
- Minimum
- Etendue : écart entre le maximum et le minimum, donne une indication sur l'étalement de la distribution.

$$\text{Etendue} = \text{Maximum} - \text{Minimum}$$

2- Valeurs centrales

- Moyenne arithmétique : la moyenne arithmétique a le désavantage d'être sensible aux valeurs extrêmes :

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (1)$$

- Moyenne géométrique : la moyenne géométrique est moins sensible aux valeurs extrêmes :

$$\bar{x}_G = \sqrt[n]{\prod x_i} \quad (2)$$

3- Mesures de dispersion

- Ecart-type : l'écart type mesure en quelque sorte la moyenne des écarts à la moyenne, comme cette dernière il est sensible aux valeurs extrêmes.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i^2 - \bar{x}^2)}{n}} \quad (3)$$

Si l'on souhaite comparer deux séries de valeurs exprimées dans des unités différentes, on utilise plutôt le coefficient de variation.

- Variance : la variance est égale au carré de l'écart-type. Par conséquent elle est également sensible aux valeurs extrêmes. Sous Excel cette fonction est définie de la façon suivante :

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i^2 - \bar{x}^2)}{n} \quad (4)$$

- Coefficient de variation : le coefficient de variation exprime l'écart-type en pourcentage de la moyenne et permet de comparer la dispersion de séries de mesures qui n'ont pas les mêmes unités. Il est défini par :

$$\text{c.v.} = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (5)$$

-
- Ecart-moyen : moyenne des valeurs absolues des écarts par rapport à la moyenne. Sous Excel, cette fonction est définie par :

$$\text{e.m.} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n |x_i - \bar{x}| \quad (6)$$

- Coefficient d'asymétrie : Il renvoie l'asymétrie d'une distribution, il caractérise le degré d'asymétrie d'une distribution par rapport à sa moyenne arithmétique. Sous Excel, ce coefficient est défini par :

$$\text{c.a.} = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \right)^3 \quad (7)$$

Si c.a. est positif, la moyenne est plus grande que la médiane et donc il y a plus de valeurs inférieures à la moyenne que de valeurs supérieures.

Si c.a. est nul, la moyenne est égale à la médiane, il y a autant de valeurs supérieures à la moyenne que de valeurs inférieures.

Si c.a. est négatif, la moyenne est plus petite que la médiane et donc il y a plus de valeurs supérieures à la moyenne que de valeurs inférieures.

Annexe B6 : Définition du RMR

Le système de classification des massifs rocheux à partir d'un indice RMR (Rock Mass Rating) a été développé par Bieniawski en 1973, au départ à partir de l'étude de 300 tunnels (situés principalement en Afrique du Sud dans des terrains sédimentaires et à faible profondeur), puis à partir de l'étude de nombreux autres cas de tunnels internationaux.

1- Principe et définitions

Cette classification géomécanique, développée afin de déterminer le type de soutènement à mettre en place dans les tunnels selon les propriétés mécaniques du massif où ils se trouvent, prend en compte six paramètres qui sont mesurables directement sur le terrain ou à partir d'échantillons prélevés dans le massif. Ces paramètres sont les suivants :

- la résistance en compression uniaxiale R_c de la roche intacte,
- l'indice RQD (Rock Quality Designation),
- l'intervalle entre discontinuités (ID),
- la nature des discontinuités,
- les conditions hydrogéologiques,
- l'orientation des discontinuités.

Ces paramètres n'ayant pas tous la même importance dans la classification d'un massif rocheux, des notes leurs ont été attribuées. L'indice RMR est égal à la somme de ces notes et est donc compris entre 8 et 100 (fig.B6-1).

On distingue :

- le RMR_{dw} calculer à partir des paramètres A_b , A_s , et S (fig.B6-1),
- le RMR de base qui est égal à la somme des six notes A_1 , A_2 , A_3 , A_4 , A_5 , et B ,
- le RMR₈₉ qui est égal au RMR de base mais la note A_5 étant fixée à 15 (conditions hydrogéologiques idéales : complètement sec, (tableau B6-1)),
- et le RMR ajusté qui tient compte de tous les paramètres.

L'ajustement sur l'orientation des discontinuités a été développé uniquement dans le cas d'une application aux tunnels et a pour but de déterminer si cette orientation est défavorable ou non par rapport au tunnel.

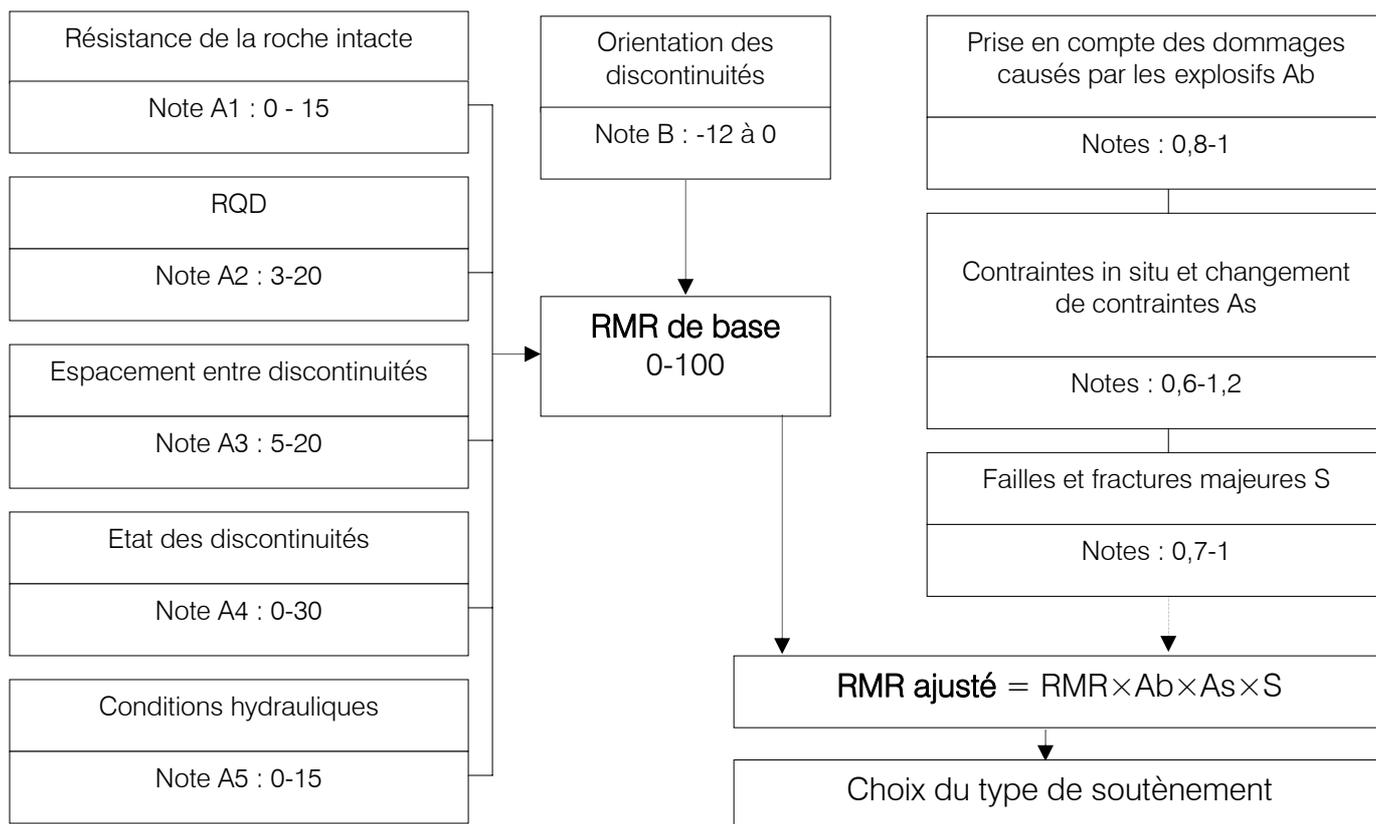


Figure B6-1 : Paramètres pris en compte dans la détermination du RMR (d'après Bieniawski 1984).

2- Détail des notes attribuées aux différents paramètres intervenant dans la détermination du RMR

Tableau B6-1 : Evolution des notes attribuées aux différents paramètres intervenant dans la classification RMR (d'après Milne Hadjigeorgiou et Pakalnis (1998))

Paramètres	Evolution des notes maximales attribuées aux différents paramètres depuis le développement de la classification RMR				
	1973	1974	1975	1976	1989
Rc	10	10	15	15	15
RQD	16	20	20	20	20
ID	30	30	30	30	20
Espacement des joints	5				
Continuité des joints	5				
Conditions hydrogéologiques	10	10	10	10	15
Altération	9				
Nature des discontinuités		15	30	25	30
Direction et pendage des discontinuités		15			
Orientation des discontinuités par rapport à l'axe du tunnel	3-15		0-12	0-12	0-12

Le RQD et l'intervalle entre discontinuités étant corrélés, cette caractéristique du massif rocheux intervient deux fois dans l'estimation du RMR. La note attribuée au paramètre ID a d'ailleurs été diminuée depuis la création de cette classification.

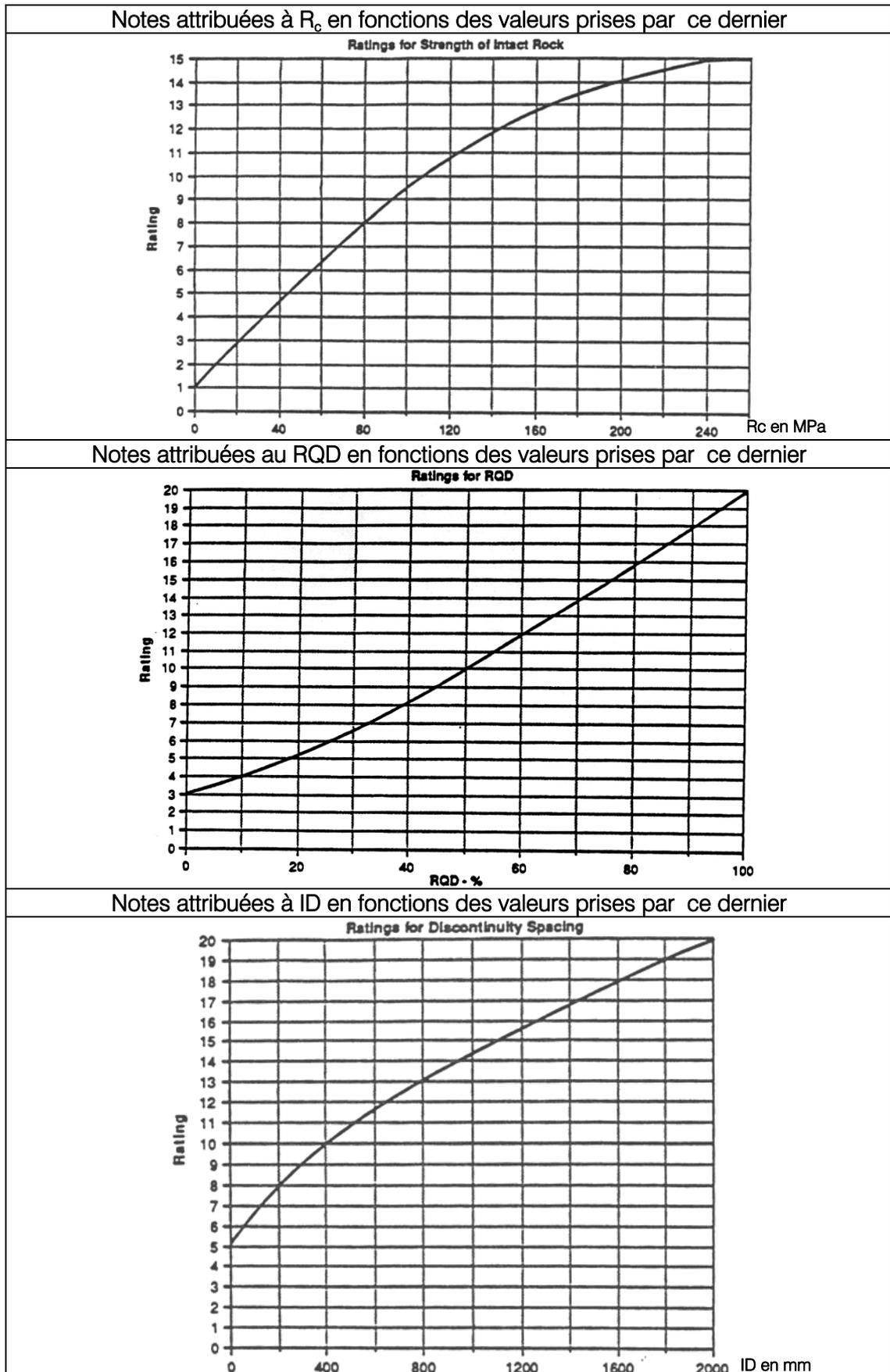
Tableau B6-2 : Détails des notes attribuées aux différents paramètres selon les valeurs prises par ces derniers et ajustements de ces notes (d'après Bieniawski (1989)).

A. PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES								
Paramètres		Gammes de valeurs						
Résistance de la roche	Indice Franklin Is en MPa	> 10	4-10	2-4	1-2	Pour des faibles valeurs de Is on considère plutôt Rc		
	Résistance en compression uniaxiale Rc en MPa	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Note A1		15	12	7	4	2	1	0
RQD en %		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Note A2		20	17	13	8	3		
Intervalle entre discontinuités ID en cm		>200	60 - 200	20-60	6-20	<6		
Note A3		20	15	10	8	5		
Nature des discontinuités		Surfaces très rugueuses Non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1mm Epontes faiblement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1mm Epontes fortement altérées	Surfaces lustrées ou Remplissage < 5 mm ou Epaisseur de 1 à 5 mm Joint continu	Remplissage mou > 5mm ou Epaisseur >5 mm Joint continu		
Note A4		30	25	20	10	0		
Conditions hydrogéologiques	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	0	<10	10-25	25-125	> 125		
	Ratio = Pression eau / Contrainte principale majeure	0	<0,1	0,1 - 0,2	0,2 – 0,5	>0,5		
	Conditions générales	Complètement sec	Humide	Mouillé	Suintant	Débitant		
Note A5		15	10	7	4	0		

B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DU RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (cf. F.)						
Direction et pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Notation	Tunnels et mines	0	-2	-5	-10	-12
	Fondations	0	-2	-7	-15	-25
	Talus	0	-5	-25	-50	-60

C. CLASSES DE MASSIFS ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR					
Gammes de valeurs du RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Description du rocher	Très bon	Bon	Moyen	Médiocre	Très médiocre

D. PROPRIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES					
Classe	I	II	III	IV	V
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15 m	1 ans pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 heures pour une portée de 2,5 m	30 min pour une portée de 1 m
Cohésion du massif rocheux en KPa	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif rocheux en °	>45	35-45	25-35	15-25	<15
E. INDICATIONS POUR LA NOTATION « Nature Des Discontinuités »					
Longueur de discontinuités en m	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
Note	6	4	2	1	0
Ouverture des discontinuités en mm	Aucune	< 0,1	0,1 - 1	1 - 5	> 5
Note	6	5	4	1	0
Rugosité des épontes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse	Lustrée
Note	6	5	3	1	0
Altération des discontinuités	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé
Note	6	5	3	1	0
Matériaux de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5 mm
Note	6	4	2	2	0
F. INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITES POUR LA STABILITE DES TUNNELS					
Horizontale du plan de discontinuité perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)			Horizontale du plan de discontinuité parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)		
Creusement dans le sens du pendage					
Pendage entre 45 et 90° : Très favorable		Pendage entre 20 et 45° : Favorable		Pendage entre 45 et 90° : Très défavorable	
Note : 0		Note : -2		Note : -12	
Note : 0		Note : -2		Note : -5	
Creusement contre le sens du pendage					
Pendage entre 45 et 90° : Moyen		Pendage entre 20 et 45° : Défavorable		Pendage entre 0 et 20° et orientation quelconque : Moyen	
Note : -5		Note : -10		Note : -10	
Note : -5		Note : -10		Note : -10	

Figure B6-2 : Courbes expérimentales donnant les notes attribuées aux paramètres R_c , RQD, et ID.

Les courbes de la figure B6-2 permettent de déterminer plus précisément les notes attribuées aux paramètres R_c , RQD et ID car elles sont représentées comme des fonctions continues des ces paramètres. Cependant, l'influence sur le calcul du RMR est faible.

3- Applications de la classification RMR

3. 1- Ouvrages souterrains

La classification RMR a de nombreuses applications dans différents domaines posant des problèmes de dimensionnement d'ouvrages de soutènement comme celui des tunnels, des fondations, des pentes, des cavités ou des mines. Dans le cas des tunnels, cette classification permet de déterminer le type de soutènement à mettre en place selon la classe à laquelle appartient le massif rocheux.

3. 2- Détermination d'autres indices

Le GSI correspond (de manière très empirique) à la valeur de RMR dans laquelle la note représentative des conditions hydrogéologiques est prise à 15 et la note d'ajustement relative à l'orientation des discontinuités par rapport à la direction du creusement est prise égale à 0 :

$$GSI = RMR - 5 \quad \text{pour } RMR_{99} > 23 \quad (1)$$

L'indice GSI peut également être déterminé à partir de l'indice Q de Barton :

$$GSI = 9 \ln Q + 44 \quad (2)$$

3. 3- Détermination de certaines caractéristiques mécaniques du massif rocheux

Plusieurs fonctions permettant de déterminer le module de déformation du massif rocheux, et présentées dans ce rapport, dépendent du RMR. L'indice RMR peut intervenir également dans la détermination de la résistance du massif rocheux à partir du critère de rupture de Hoek & Brown.

3. 4- Limites de l'utilisation de la classification géomécanique basée sur la détermination de l'indice RMR

Cette classification ayant été établie à partir de cas concrets particuliers de mines et de tunnels, il arrive que dans certains cas elle donne des résultats qui ne reflètent pas la réalité (Bieniawski 1989). Les classes permettant de déterminer le soutènement nécessaire dans le cas des ouvrages souterrains peut conduire à surdimensionner ce dernier (Bieniawski 1989). Enfin, il est préférable de comparer les résultats obtenus avec d'autres classifications.

Annexe B7 : Le critère de rupture de Hoek & Brown (Document d'information D4-08 Laego-Ensg)

1- Introduction

Un massif rocheux fracturé est un système constitué :

- d'éléments de roche intacts
- de discontinuités (en fonction du nombre de discontinuités, de leur orientation et nature, les blocs intacts vont subir des rotations, se translater, pour reprendre les contraintes qui leurs sont appliquées).

Le critère de rupture empirique de Hoek et Brown est une modélisation du comportement des massifs rocheux fracturés. Pour l'établir il est nécessaire d'étudier :

- Les éléments de roche intacts, ce sont les blocs non fracturés qui se trouvent entre les discontinuités. Leur taille varie du millimètre au mètre et leur comportement est en général élastique et isotrope.
- Les surfaces de discontinuités (joints).

Nous présentons ici :

- L'équation du critère de Hoek et Brown généralisé et le schéma général de la recherche de ses paramètres.
- La détermination du comportement des blocs rocheux intacts.
- La détermination des paramètres de Mohr-Coulomb équivalents du massif rocheux fracturé : cohésion, angle de frottement ; de sa résistance à la traction, à la compression, et de son module de déformabilité.

Tableau B7-1 : Calcul et acquisition des paramètres du critère de Hoek et Brown

CALCUL ET ACQUISITION DES PARAMETRES DU CRITERE DE HOEK ET BROWN		
Critère de Hoek et Brown généralisé (pour un massif rocheux fracturé)	Détermination de σ_{ci} et m_i sur les éléments de roche intacts isotropes	Détermination de m_b , s et a à l'aide du GSI
Formule du critère généralisé de Hoek et Brown ^a $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)$ σ'_1 = contrainte maximale à la rupture σ'_3 = contrainte minimale à la rupture m_b = valeur de la constante de Hoek et Brown pour le massif rocheux étudié s et a = constantes fonctions des caractéristiques de la roche. s dépend du degré de fissuration de la roche. Pour une roche intacte $s=1$ et pour une roche fracturée $s < 1$. σ_{ci} = résistance à la compression simple des éléments de roche intacts.	S'il est possible de faire des essais de compression et des essais triaxiaux en laboratoire. L'analyse d'essais triaxiaux sur des éléments de roche intacts isotrope montre que l'équation du critère de rupture généralisé de Hoek et Brown devient : $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma'_3 + s \sigma_{ci}^2}$ En traçant σ_3 en fonction de σ_1 on détermine σ_{ci} et m_i .	Formule donnant m_b en fonction de m_i et du GSI : $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$
	Si GSI > 25 (le GSI est estimé sur carotte) $s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)}$ $a = 0.5$	Si GSI < 25 . (Le GSI est alors estimé à partir du RMR). $s = 0$ $a = 0.65 - \frac{GSI}{100}$

2- Détermination de σ_{ci} et m_i sur les éléments de roche intact isotropes

Les constantes σ_{ci} et m_i doivent être déterminées par l'analyse statistique d'essais triaxiaux et d'essais de compression. Les résultats expérimentaux sont reportés dans un plan $(\sigma_1 - \sigma_3)^2$; σ_3 . Le critère de Hoek et Brown s'écrit alors :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2 \quad (1)$$

La droite de régression permet de calculer le meilleur ajustement des paramètres m_i et σ_{ci}

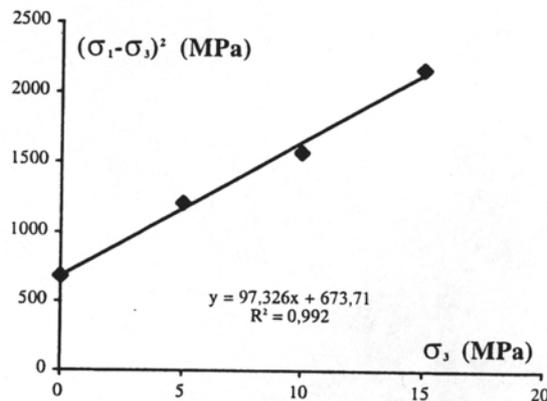


Figure B7-1 : Critère de Hoek et Brown (bon ajustement)

Il arrive que l'ajustement soit difficile à réaliser. Trois cas se présentent :

- Un essai triaxial donne des résultats non cohérents avec les autres essais, il est alors supprimé et les paramètres sont calculés à partir du nouvel ajustement.
- L'essai de compression donne des résultats non cohérents avec les autres essais, il est alors supprimé. On utilise comme valeur de la résistance à la compression celle issue de l'ajustement de Mohr-Coulomb.
- La valeur de s obtenue est très différente de 1. En effet pour l'interprétation d'essais de laboratoire, on considère que $s=1$. On ne choisit pas le meilleur ajustement, mais on le contraint (ajustement forcé) en recherchant la valeur de pente qui donne pour s la valeur la plus proche de 1.

3- Calcul de la résistance à la traction du massif rocheux

Ayant la valeur du GSI, celle du paramètre m_i des éléments de roche intacts, de m_b et de s en procédant comme expliqué auparavant, on peut déterminer la résistance à la traction du massif rocheux par la formule suivante, avec s calculé comme exposé au tableau B7-1 :

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} (m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s}) \quad (2)$$

4- Détermination des paramètres de Mohr-Coulomb équivalents (angle de frottement, cohésion), du module de déformation et de la résistance à la compression du massif

Il n'existe pas de relation directe entre les critères de Hoek et Brown et de Mohr-Coulomb, et l'évaluation de c' et ϕ' pour un matériau étudié par Hoek et Brown est complexe. Aussi pour déterminer c' et ϕ' , on trace la courbe du critère de rupture généralisé de Hoek et Brown (1) du massif, qu'on interprète comme des résultats d'essais triaxiaux.

Dans le cas de cette étude, la contrainte normale a été prise comme étant égale aux poids des terrains. Pour une contrainte normale moyenne spécifiée, on calcule la contrainte tangentielle correspondante.

On peut ensuite calculer les paramètres de Mohr-Coulomb équivalents par les formules suivantes :

$$- \text{Angle de frottement : } \Phi' = \arctan \left(AB \left(\frac{\sigma'_{ni} - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^{B-1} \right) \quad (3)$$

Avec σ'_{ni} la contrainte normale moyenne spécifiée, A et B les paramètres de la courbe exponentielle.

$$- \text{Cohésion : } c' = \tau - \sigma'_{ni} \tan \phi' \quad (4)$$

Pour la résistance à la compression du massif et le module de déformabilité une formule est proposée :

$$- \text{Résistance à la compression uniaxiale du massif : } \sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (5)$$

- Module de déformabilité pour une roche de résistance inférieure à 100 MPa :

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \quad (6)$$

5- Exemple de calcul des paramètres équivalents

Calcul des paramètres C, ϕ et E équivalents

Methode de Hoek et Brown (1997)

1. Paramètres connus :

GSI: Géological strength Index
 σ_{ci} : Résistance à la compression simple (roche intacte)
 m_i : constante de Hoek-Brown pour la roche intacte

GSI =	67
σ_{ci} =	54 (MPa)
m_i =	10

2. Calcul des coefficients s et a (Hoek et Brown)

m_b : constante de Hoek Brown pour le massif
 $m_b = m_i \cdot \text{Exp}((\text{GSI}-100)/28)$ =====>
 Si GSI>25 s= Exp((GSI-100)/9) et a=0.5
 Si GSI<25s= 0 et a=0.65-GSI/200

m_b =	3.0772
---------	--------

Valeurs calculées =====>

s =	0.0256
a =	0.5

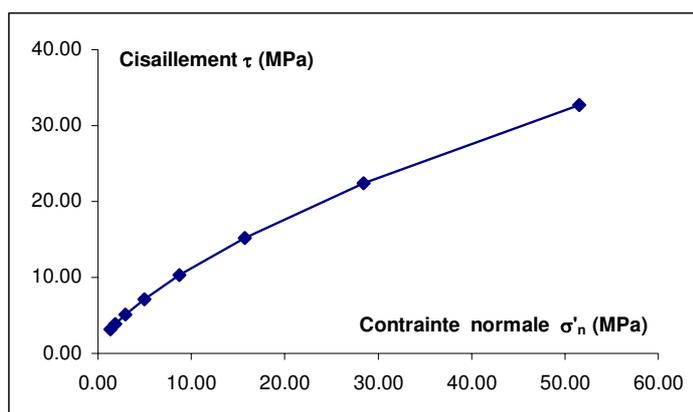
3. Calcul de la contrainte de traction du massif

(Ref '95) $s_t m = -s \cdot \sigma_{ci} / m_b$ =====>
 (Ref '97) $s_t m = \sigma_{ci} / 2 \cdot (m_b - \text{Racine}(m_b^2 + 4 \cdot s))$ =====>

$s_t m$ =	-0.449 (MPa)
$s_b m$ =	-0.447 (MPa)

4. Définition de la courbe τ vs. s_n

σ'_3	σ'_1	Δ	σ'_n	$\sigma'_n \cdot \sigma_t m$	τ	Résultats intermédiaires				
						X	Y	XY	X ²	τ calc
0.23	10.85	8.83	1.31	1.76	3.21	-1.49	-1.23	1.82	2.21	3.26
0.46	12.75	7.76	1.86	2.31	3.91	-1.37	-1.14	1.56	1.87	3.94
0.92	16.00	6.51	2.93	3.38	5.12	-1.20	-1.02	1.23	1.45	5.11
1.84	21.34	5.26	4.95	5.40	7.14	-1.00	-0.88	0.88	1.00	7.06
3.68	29.87	4.17	8.74	9.19	10.34	-0.77	-0.72	0.55	0.59	10.17
7.35	43.35	3.31	15.71	16.15	15.20	-0.52	-0.55	0.29	0.27	14.98
14.70	64.87	2.66	28.42	28.87	22.36	-0.27	-0.38	0.10	0.07	22.33
29.40	99.83	2.18	51.55	52.00	32.70	-0.02	-0.22	0.00	0.00	33.45
Somme =====>						-6.64	-6.14	6.44	7.47	



Paramètres de la courbe exponentielle	
B =	0.6872
A =	0.6358

5. Paramètres équivalents (c' , ϕ' et E') du terrain pour un couple (s_m , t_m)

Contrainte normale moyenne

σ_m =	0.24 (MPa)
τ_m	1.714 (MPa)

Paramètres équivalents

Angle de frottement (ϕ') °	59.68
Cohésion (c')	1.303 (MPa)
Module de déformation (E')	19552 (MPa)
Résist. du massif à la compression (σ_{cm})	9.621 (MPa)

Annexe B8 : Méthodes d'homogénéisation des modules élastiques selon Salamon (1968)

Pour prendre en compte l'influence des joints sur la résistance et la déformabilité du massif, les méthodes dites d'homogénéisation des propriétés mécaniques sont souvent utilisées. Elles consistent à homogénéiser les propriétés d'un massif fracturé composé de deux ou trois familles de discontinuités parallèles en un milieu isotrope transverse ou orthotrope. Parmi ces méthodes, on peut distinguer celle de Salamon (1968) qui, à partir des caractéristiques élastiques de couches isotropes transverses, détermine les modules élastiques pour un milieu équivalent homogène. Gerrard (1982) généralise cette méthode pour des couches aux propriétés élastiques orthotropes.

1- Cas d'un milieu constitué d'un empilement de couches isotropes transverses (Salamon, 1968)

Le massif rocheux stratifié est constitué de couches qui sont considérées indépendamment comme des milieux homogènes aux propriétés élastiques et aux épaisseurs variant de façon aléatoire et présentant un comportement isotrope transverse. Le contact entre couches est supposé parfait et il n'y a pas de mouvement relatif aux interfaces entre les couches. L'ensemble des couches ne traduit donc pas directement le comportement mécanique global du massif. L'objectif est de définir les propriétés du milieu homogène dont le comportement est équivalent à celui du milieu stratifié considéré dans son ensemble (fig.B8-1).

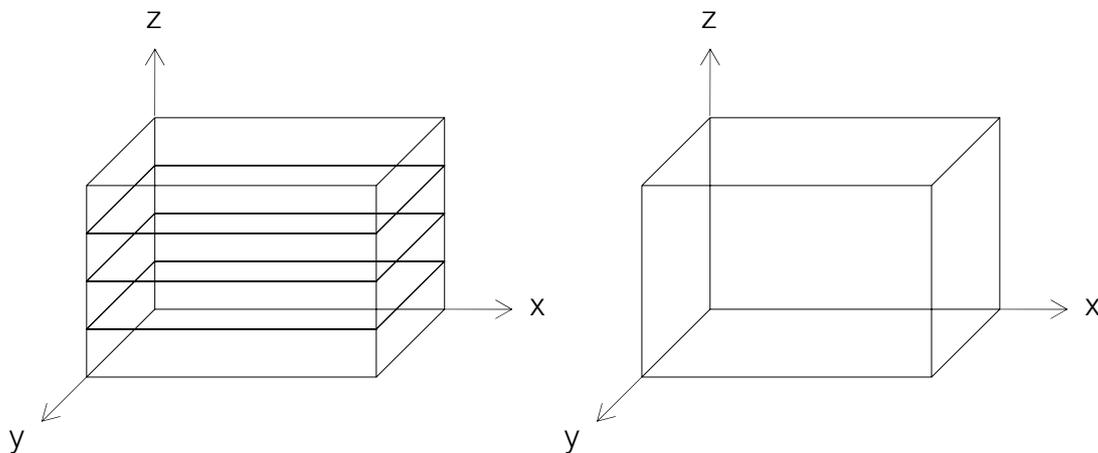


Figure B8-1 : Volume représentatif du milieu stratifié et volume représentatif du milieu homogène équivalent

L'étude porte sur la comparaison du comportement de deux cubes de côté L suffisamment grand pour qu'ils soient représentatifs des milieux dont ils sont issus. Les propriétés élastiques du milieu hétérogène sont invariantes par rotation autour de l'axe perpendiculaire au plan de stratification. Les deux cubes sont donc considérés comme étant transversalement isotropes. L'hypothèse supplémentaire selon laquelle la distribution des contraintes et des déformations, auxquelles sont soumis les deux cubes, est homogène, implique que ces derniers soient suffisamment petits pour négliger les variations de ces deux paramètres.

Les notations utilisées sont les suivantes :

	Milieu stratifié	Milieu homogène équivalent
Contraintes	$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$	$\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z, \bar{\tau}_{xy}, \bar{\tau}_{xz}, \bar{\tau}_{yz}$
Déformations	$e_x, e_y, e_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$	$\bar{e}_x, \bar{e}_y, \bar{e}_z, \bar{\gamma}_{xy}, \bar{\gamma}_{xz}, \bar{\gamma}_{yz}$

Dans chaque couche, les composantes des contraintes vérifient les relations d'équilibre, et les composantes de déformations dérivent d'un champ de déformation continu. Pour assurer l'équilibre général, les composantes σ_z , τ_{xz} , et τ_{yz} doivent être continues aux interfaces entre couches.

Les composantes des contraintes et des déformations du milieu homogène équivalent sont définies comme des moyennes volumiques des composantes du milieu hétérogène :

$$\bar{\sigma}_x = \frac{1}{V} \int_V \sigma_x dV, \text{etc} \quad \text{et} \quad \bar{e}_x = \frac{1}{V} \int_V \varepsilon_x dV, \text{etc} \quad (1)$$

où $V = L^3 =$ volume des cubes.

Les relations entre contraintes et déformations sont obtenues en supposant que l'énergie de déformation est égale pour les deux cubes représentatifs.

Les propriétés du milieu équivalent sont déterminées en considérant les plus simples distributions de contraintes et de déplacements dans le cube représentatif du massif rocheux. Ces distributions sont supposées homogènes dans chaque couche. Dans la couche i , les composantes de contraintes et de déformations sont données par :

$$\begin{aligned} \sigma_{xi} &= \bar{\sigma}_x + t_{xi} & \sigma_{yi} &= \bar{\sigma}_y + t_{yi} & \sigma_{zi} &= \bar{\sigma}_z \\ \tau_{xyi} &= \bar{\tau}_{xy} + t_{xyi} & \tau_{xzi} &= \bar{\tau}_{xz} & \tau_{yzi} &= \bar{\tau}_{yz} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xi} &= \bar{e}_x & \varepsilon_{yi} &= \bar{e}_y & \varepsilon_{zi} &= \bar{e}_z + e_{zi} \\ \gamma_{xyi} &= \bar{\gamma}_{xy} & \gamma_{xzi} &= \bar{\gamma}_{xz} + e_{xzi} & \gamma_{yzi} &= \bar{\gamma}_{yz} + e_{yzi} \end{aligned} \quad (3)$$

Dans les expressions ci-dessus, t_{xi} , t_{yi} , t_{xyi} , et e_{zi} , e_{xzi} , et e_{yzi} sont les composantes auxiliaires des contraintes et déplacements, qui la plupart du temps varient d'une couche à l'autre. Les équations ci-dessus sont en accord avec l'hypothèse de continuité des contraintes et déplacements au niveau des interfaces.

$$\text{Soit } h_i \text{ l'épaisseur de la couche } i \text{ et } \frac{h_i}{L} = \lambda_i \quad (4)$$

Si le cube comprend n couches, on a :

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (5)$$

En remplaçant les expressions (2) et (3), dans les équations (1), et en considérant (4) et (5), on obtient les conditions suivantes sur les composantes auxiliaires :

$$\sum \lambda_i t_{xi} = 0 \quad \sum \lambda_i t_{yi} = 0 \quad \sum \lambda_i t_{xyi} = 0 \quad (6a)$$

$$\sum \lambda_i e_{zi} = 0 \quad \sum \lambda_i e_{xzi} = 0 \quad \sum \lambda_i e_{yzi} = 0 \quad (6b)$$

1.1- Détermination des modules élastiques du milieu équivalent:

Pour un milieu isotrope transverse, la matrice d'élasticité qui relie le tenseur des déformations au tenseur des contraintes est de la forme :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xi} \\ \varepsilon_{yi} \\ \varepsilon_{zi} \\ \varepsilon_{xyi} \\ \varepsilon_{xzi} \\ \varepsilon_{yzi} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_{1i}} & -\frac{\nu_{1i}}{E_{1i}} & -\frac{\nu_{2i}}{E_{1i}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{1i}}{E_{1i}} & \frac{1}{E_{1i}} & -\frac{\nu_{2i}}{E_{1i}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{2i}}{E_{1i}} & -\frac{\nu_{2i}}{E_{1i}} & \frac{1}{E_{2i}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{1i}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{2i}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{2i}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xi} \\ \sigma_{yi} \\ \sigma_{zi} \\ \sigma_{xyi} \\ \sigma_{xzi} \\ \sigma_{yzi} \end{pmatrix} \quad \text{où} \quad G_{1i} = \frac{E_{1i}}{2(1+\nu_{1i})} \quad (7)$$

Cette relation peut être utilisée pour relier les expressions (2) et (3) :

$$\varepsilon_{xi} = \bar{\varepsilon}_x = \frac{1}{E_{1i}} [(\bar{\sigma}_x + t_{xi}) - \nu_{1i}(\bar{\sigma}_y + t_{yi}) - \nu_{2i}\bar{\sigma}_z] \quad (8a)$$

$$\varepsilon_{yi} = \bar{\varepsilon}_y = \frac{1}{E_{1i}} [-\nu_{1i}(\bar{\sigma}_x + t_{xi}) + (\bar{\sigma}_y + t_{yi}) - \nu_{2i}\bar{\sigma}_z] \quad (8b)$$

$$\varepsilon_{zi} = \bar{\varepsilon}_z + e_{zi} = -\frac{\nu_{2i}}{E_{1i}}(\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y + t_{xi} + t_{yi}) + \frac{1}{E_{2i}}\bar{\sigma}_z \quad (8c)$$

$$\gamma_{xyi} = \bar{\gamma}_{xy} = \frac{1}{G_{1i}}(\bar{\tau}_{xy} + t_{xyi}) \quad (8d)$$

$$\gamma_{xzi} = \bar{\gamma}_{xz} + e_{xzi} = \frac{\bar{\tau}_{xz}}{G_{2i}} \quad (8e)$$

$$\gamma_{yzi} = \bar{\gamma}_{yz} + e_{yzi} = \frac{\bar{\tau}_{yz}}{G_{2i}} \quad (8f)$$

Les composantes auxiliaires des contraintes et des déformations peuvent être éliminées des équations précédentes en utilisant les conditions (6), on obtient ainsi les six relations suivantes qui correspondent à la loi de Hooke pour le milieu homogène équivalent :

$$\bar{\varepsilon}_x = \frac{1}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}} \sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1+v_{ii}}} \left[\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}^2} \bar{\sigma}_x - \sum \frac{\lambda_i v_{ii} E_{ii}}{1-v_{ii}^2} \bar{\sigma}_y \right] - \frac{\sum \frac{\lambda_i v_{2i}}{1-v_{ii}} \bar{\sigma}_z}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}}} \quad (9a)$$

$$\bar{\varepsilon}_y = \frac{1}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}} \sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1+v_{ii}}} \left[-\sum \frac{\lambda_i v_{ii} E_{ii}}{1-v_{ii}^2} \bar{\sigma}_x + \sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}^2} \bar{\sigma}_y \right] - \frac{\sum \frac{\lambda_i v_{2i}}{1-v_{ii}} \bar{\sigma}_z}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}}} \quad (9b)$$

$$\bar{\varepsilon}_z = -\frac{\sum \frac{\lambda_i v_{2i}}{1-v_{ii}}}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}}} (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y) + \left\{ \sum \lambda_i \left[\frac{1}{E_{2i}} - \frac{2v_{2i}^2}{(1-v_{ii})E_{ii}} \right] + 2 \frac{\left(\sum \frac{\lambda_i v_{2i}}{1-v_{ii}} \right)^2}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}}} \right\} \bar{\sigma}_z \quad (9c)$$

$$\bar{\gamma}_{xy} = \frac{\bar{\tau}_{xy}}{\sum \lambda_i G_{2i}} \quad \bar{\gamma}_{xz} = \sum \frac{\lambda_i}{G_{2i}} \bar{\tau}_{xz} \quad \bar{\gamma}_{yz} = \sum \frac{\lambda_i}{G_{2i}} \bar{\tau}_{yz} \quad (9d)$$

La matrice d'élasticité correspondante est symétrique et comprend cinq modules élastiques indépendants. Le milieu homogène équivalent est donc bien isotrope transverse et devient isotrope uniquement dans le cas où toutes les couches sont constituées du même matériau isotrope.

Les modules élastiques du milieu homogène équivalent sont alors donnés par les relations suivantes :

$$v_1 = \frac{\sum \frac{\lambda_i v_{ii} E_{ii}}{1-v_{ii}^2}}{\sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}^2}} \quad v_2 = (1-v_1) \sum \frac{\lambda_i v_{2i}}{1-v_{ii}} \quad (10a)$$

$$E_1 = (1-v_1^2) \sum \frac{\lambda_i E_{ii}}{1-v_{ii}^2} \quad E_2 = \frac{1}{\sum \frac{\lambda_i}{E_{ii}} \left(\frac{E_{ii}}{E_{2i}} - \frac{2v_{2i}^2}{1-v_{ii}} \right) + \frac{2v_2^2}{(1-v_1)E_1}} \quad (10b)$$

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1+v_1)} = \sum \lambda_i G_{ii} \quad G_2 = \frac{1}{\sum \frac{\lambda_i}{G_{2i}}} \quad (10c)$$

Annexe B9 : Détermination du module de déformation équivalent (Harrison & Hudson, 2000)

1- Détermination du module de déformation du milieu isotrope équivalent au milieu stratifié non fracturé

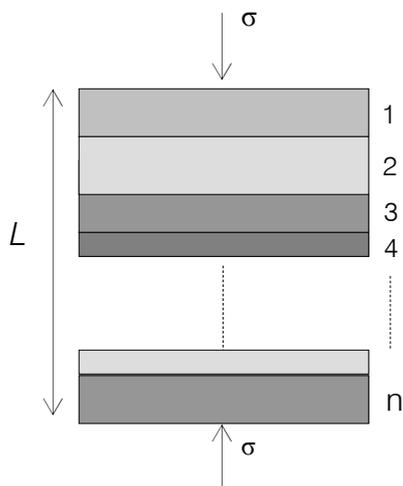


Figure B9-1 : Milieu stratifié non fracturé

Le modèle représentatif du milieu stratifié comprend n couches d'épaisseurs t_i et de modules élastiques E_i . L'épaisseur de la totalité des couches est notée :

$$L = \sum_{i=1}^n t_i \quad (1)$$

On considère le cas d'une compression uniaxiale orthogonale au plan de stratification. Les déformations dans une couche sont données par :

$$\varepsilon_i = \frac{\delta_i}{t_i} = \frac{\sigma}{E_i} \quad (2)$$

On déduit de l'équation (2) l'expression des déplacements δ_i dans une couche, et si l'on somme les déplacements des n couches, on obtient :

$$\delta_T = \sum_i \delta_i = \sum_i t_i \frac{\sigma}{E_i} \quad (3)$$

La déformation totale des n couches est donc :

$$\varepsilon = \frac{\delta_T}{L} = \frac{\sum_i t_i \frac{\sigma}{E_i}}{\sum_i t_i} \quad (4)$$

A partir de la loi de Hooke et de l'équation (4), on déduit ensuite le module de déformation équivalent :

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\left(\frac{\sum_i t_i \frac{\sigma}{E_i}}{\sum_i t_i} \right)} = \frac{\sigma \sum_i t_i}{\sigma \sum_i \frac{t_i}{E_i}} = \frac{\sum_i t_i}{\sum_i \frac{t_i}{E_i}} \quad (5)$$

2- Détermination du module de déformation du milieu isotrope équivalent au milieu stratifié fracturé

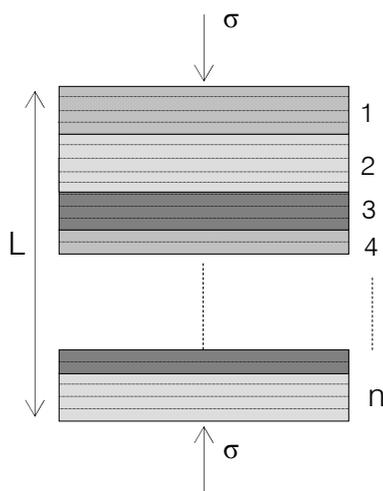


Figure B9-2 : Milieu stratifié fracturé

L'ouverture des fractures est supposée négligeable devant l'épaisseur des couches de roche intacte, l'épaisseur totale du modèle est donc donnée par :

$$L = \sum_{i=1}^n t_i \quad (6)$$

On considère le cas d'une compression uniaxiale orthogonale au plan de stratification. Les déformations et les déplacements dans les niveaux de roche intacte dans chaque couche sont définis comme précédemment par les équations (2) et (3).

Pour chaque fracture, le déplacement normal à la fracture est défini par :

$$\delta_d = \frac{\sigma}{E_d} \quad (7)$$

Pour n_i fractures dans la couche i , le déplacement normal total est donné par :

$$\delta_{di} = n_i \delta_d = \lambda_i t_i \frac{\sigma}{E_{di}} \quad (8)$$

Si on considère l'ensemble des couches de roche intacte et fractures, le déplacement normal total s'écrit :

$$\delta_T = \sum_i \delta_i + \sum_i \delta_{di} \quad (9a)$$

$$\delta_T = \sum_i t_i \frac{\sigma}{E_i} + \sum_i \lambda_i t_i \frac{\sigma}{E_{di}} = \sigma \left[\sum_i \frac{t_i}{E_i} + \sum_i \frac{\lambda_i t_i}{E_{di}} \right] \quad (9b)$$

La déformation totale est donc :

$$\varepsilon = \frac{\delta_T}{L} = \frac{\sigma \left[\sum_i \frac{t_i}{E_i} + \sum_i \frac{\lambda_i t_i}{E_{di}} \right]}{\sum_i t_i} = \frac{\sigma \sum_i t_i \left(\frac{1}{E_i} + \frac{\lambda_i}{E_{di}} \right)}{\sum_i t_i} \quad (10)$$

A partir de la loi de Hooke et de l'équation (9), on détermine l'expression du module de déformation du massif du milieu isotrope équivalent au milieu stratifié fracturé :

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sum_i t_i}{\sum_i t_i \left(\frac{1}{E_i} + \frac{\lambda_i}{E_{di}} \right)} \quad (11)$$

Annexe C

Annexe C1 : Méthode de la cartographie conforme et des équations intégrales pour le calcul des contraintes dans les massifs à topographie complexe (Pan & Amadei, 1994)

Suite aux limitations des méthodes des perturbations et de la cartographie conforme, des méthodes numériques telles que les éléments finis et les éléments aux frontières étaient, jusqu'à récemment, la seule autre alternative pour déterminer les contraintes in situ dans des massifs à topographie complexe. La figure C1-1 présente le résultat d'une modélisation par éléments finis sur le massif de Hochkonig en Autriche par Sturgul, Scheidegger & Greenshpan (1976).

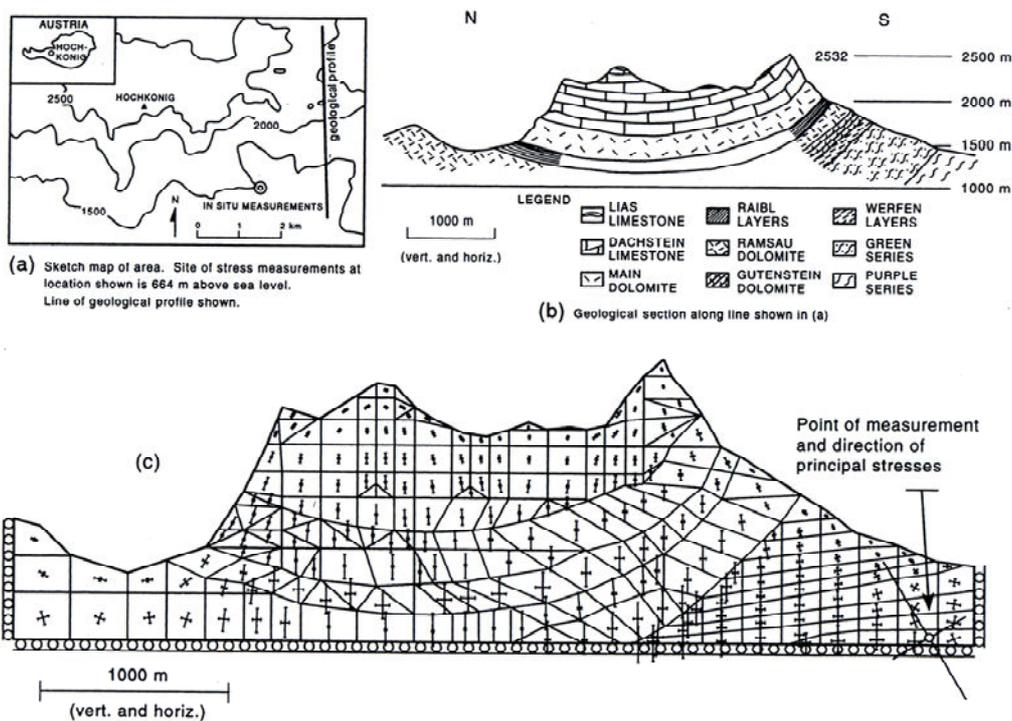


Figure C1-1 : Analyse par éléments finis conduit dans le massif de Hochkonig en Autriche. (a) zone d'études ; (b) section géologique ; (c) contraintes principales déterminées par éléments finis (in Sturgul, Scheidegger & Greenshpan, 1976)

Pour palier aux des méthodes des perturbations et de la cartographie conforme, Pan & Amadei (1994) ont proposé une nouvelle méthode pour déterminer le champ de contrainte dans un massif homogène, anisotrope et élastique soumis à la gravité, à une charge surfacique et à un champ uniforme et lointain de contrainte. Les contraintes sont exprimées en trois fonctions analytiques qui peuvent être déterminées en utilisant la combinaison de la méthode de la cartographie conforme et la méthode des équations intégrales. Ces solutions ont été utilisées pour déterminer les contraintes induites par la gravité dans le cas de longues collines et vallées symétriques et antisymétriques (Pan & Amadei, 1993, Pan & Amadei, 1994, Pan, Amadei & Savage, 1994), et pour les contraintes induites par la gravité et une charge tectonique horizontale uniaxiale (Pan, Amadei & Savage, 1995).

Des études paramétriques ont été conduites pour des collines et vallées avec des couches anisotropes (isotropes transverses) parallèles aux axes de la topographie. Les contraintes gravitationnelles ont été étudiées suivant l'effet de la topographie, de l'orientation de l'anisotropie et du degré d'anisotropie.

1.1.1- Collines et vallées symétriques sujettes seulement à la force gravitationnelle

Considérons une colline et une vallée, symétrique et isolée, comme sur la figure C1-2 :

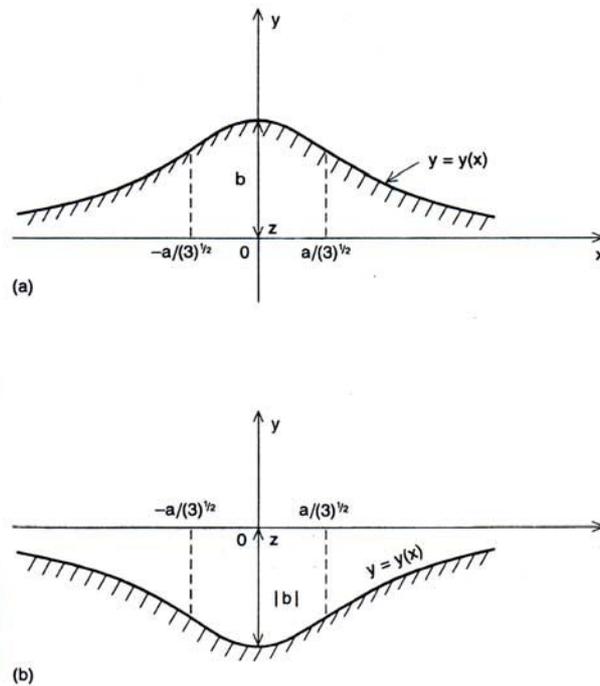


Figure C1-2 : (a) Colline symétrique de hauteur b , (b) vallée symétrique de profondeur b

Le milieu est considéré comme élastique, homogène, anisotrope et continu avec une densité uniforme ρ . Ce dernier est défini dans un repère orthonormé xyz tel que les axes Ox et Oz sont horizontaux. La géométrie et les propriétés élastiques du milieu sont indépendantes de la coordonnée z . Le massif étant infini dans la direction Oz , l'hypothèse de déformations planes conduit à : $\varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zz} = 0$. De plus à l'infini ($x = \infty$), le déplacement u_{xx} est nul. Les déplacements ε_{xx} et ε_{xz} sont nuls à l'infini.

Le relief topographique de la colline est exprimé sous forme paramétrique comme suit :

$$\begin{cases} x(t) = t \quad (-\infty < t < +\infty) \\ y(t) = \frac{a^2 b}{(t^2 + a^2)} \end{cases} \quad (1)$$

b étant la hauteur de la colline supposée positive. Si b est négatif alors cette longueur correspond à la profondeur d'une vallée symétrique isolée. Le paramètre a est défini comme étant les points d'inflexions des courbes limites. Ils sont localisés en :

$$\begin{cases} x = \pm \frac{a}{\sqrt{3}} \\ y = 0.75b \end{cases} \quad (2)$$

pour lesquels les pentes sont égales à $\pm \frac{3b\sqrt{3}}{8a}$.

En utilisant la solution analytique de Pan & Amadei (1994), les contraintes peuvent être déterminées à chaque point (x,y) dans le cas de la colline ou de la vallée. La masse rocheuse est supposée orthotrope ou transversale isotrope dans le système des coordonnées cartésiennes (n, s, t) . Ce système de coordonnées est lié aux plans d'anisotropie dans le milieu et ces orientations suivant le système de coordonnées (x, y, z) . La colline est définie par l'azimut β et le pendage ψ (fig.C1-3). L'axe t est localisé dans le plan (x, y, z) .

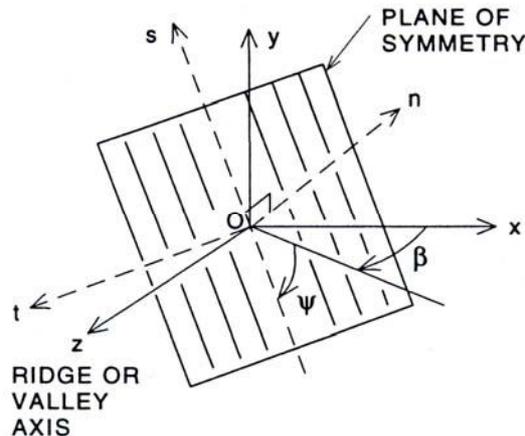


Figure C1-3 : Orientation des plans de symétrie

Comme montré par Pan & Amadei (1994), et Pan, Amadei & Savage (1994), le rapport entre les six composantes σ_{ij} ($i,j= x,y,z$) et la contrainte caractéristique $\rho g|b|$ dépend du rapport des constantes élastiques E/E' , G/G' , ν et ν' pour une roche transversale isotrope. Le rapport de contrainte $\sigma_{ij}/\rho g|b|$ résulte de :

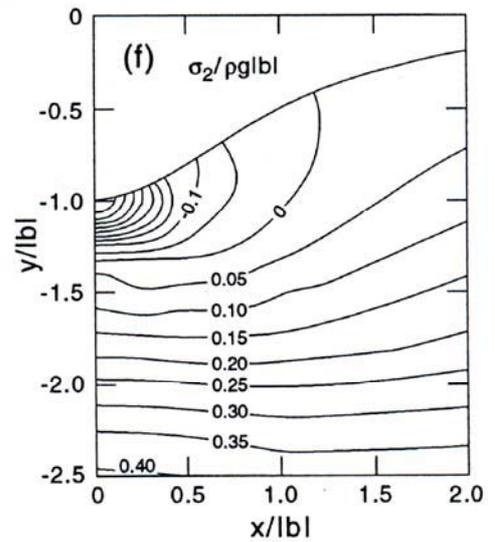
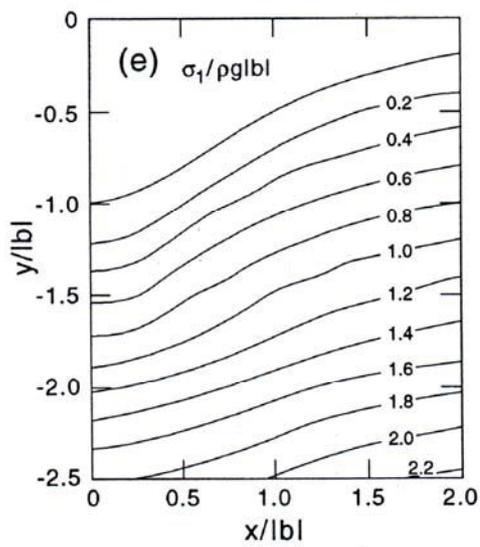
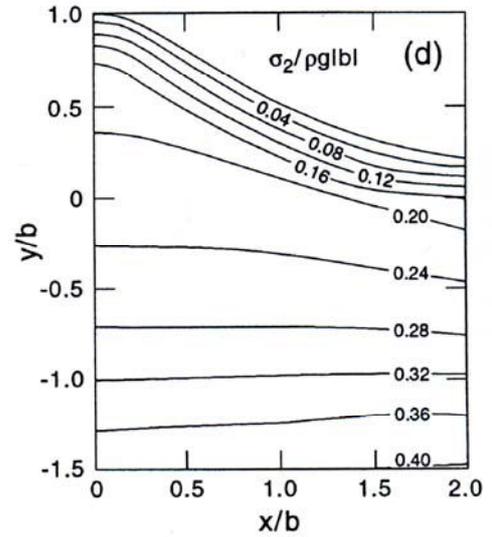
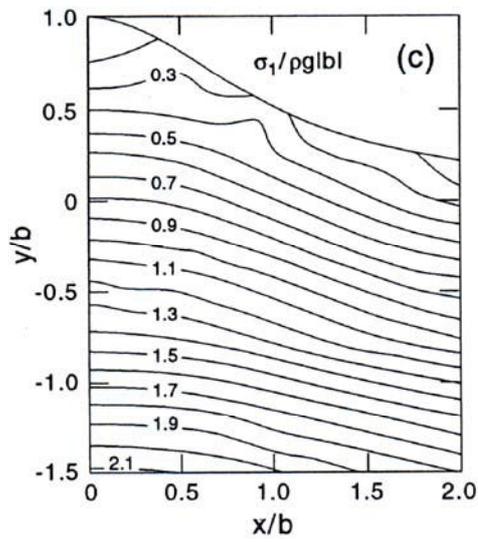
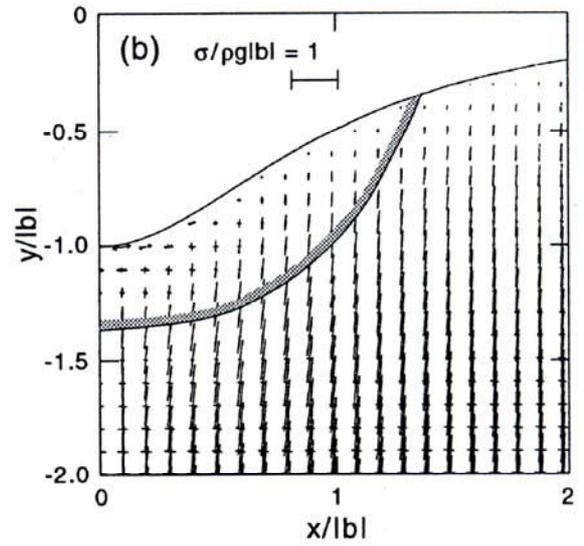
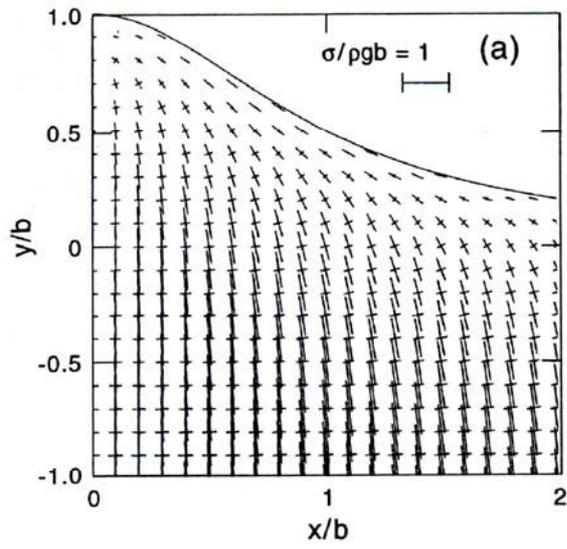
- l'orientation des angles β et ψ suivant les axes x,y et z liés à la colline ou à la vallée,
- des coordonnées $(x/|b|, y/|b|)$, des points pour lesquels les contraintes sont calculées,
- des rapports a/b et $b/|b|$ décrivant la géométrie de la colline ou de la vallée.

En général à chaque point de la colline ou de la vallée, le champ des contraintes est tridimensionnel et les composantes des contraintes principales sont inclinées suivant les axes x, y et z liés aux collines et aux vallées. Pour un cas particulier où il y a un plan de symétrie élastique normal à l'axe z , on peut montrer que deux des trois contraintes principales induites par la gravité sont localisées dans le plan (x,y) , normales à l'axe de la colline ou de la vallée et que la contrainte longitudinale σ_{zz} est la troisième contrainte principale. Ce cas singulier prend place lorsque :

- l'azimut β est égale à 0 et que le pendage ψ varie entre 0 et 90°,
- quand β et ψ sont égaux à 90°.

La figure C1-4 montre le cas d'une colline ou d'une vallée soumise à la force gravitationnelle avec $a/|b|=1$, dans une masse rocheuse transversale isotrope avec $E/E'=G/G'=3$, $\nu=0.25$ et $\nu'=0.15$, avec enfin une anisotropie verticale ($\psi=90^\circ$).

Dans cet exemple, la géométrie de la figure C1-2a est prise avec des plans transverses isotropes parallèles à la colline ou à la vallée ($\beta=0^\circ$).



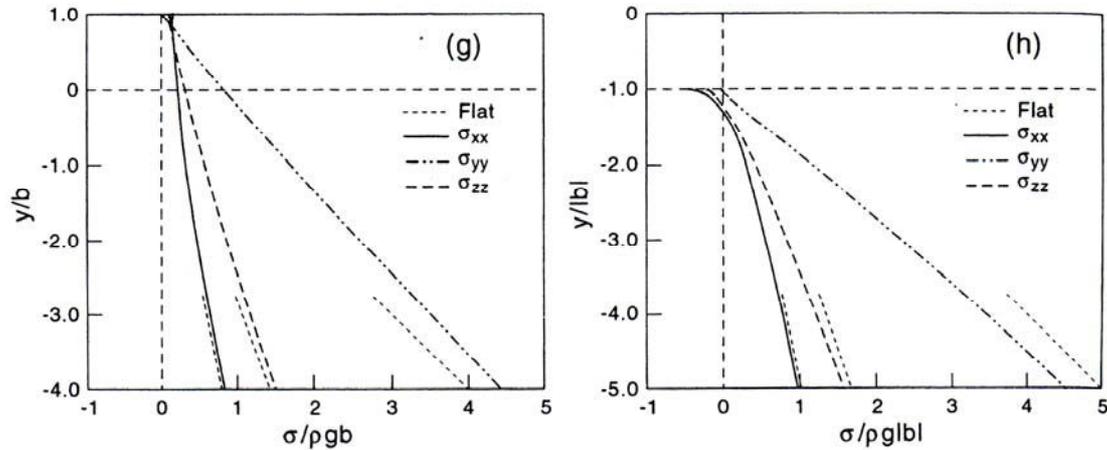


Figure C1-4 : Contrainte gravitationnelle pour une colline et pour une vallée avec $a/|b|=1$ dans un fort milieu transverse isotrope ($E/E'=G/G'=3$, $\nu=0.25$, $\nu'=0.15$ et $\psi=90^\circ$). Distributions des contraintes pour une colline (a) et pour une vallée (b), tracé des contraintes $\sigma_1/\rho g|b|$ et $\sigma_2/\rho g|b|$ pour une colline (c,d) et pour une vallée (e,f), et variation de $\sigma_{xx}/\rho g|b|$, de $\sigma_{yy}/\rho g|b|$ et de $\sigma_{zz}/\rho g|b|$ en fonction de $y/|b|$ le long du centre de la colline (g) et de la vallée (h). La région hachurée sur la figure b représente la région en tension au bas de la vallée. (D'après Pan, Amadei & Savage, 1994.)

Sur la figure C1-4, les distributions des contraintes sont présentées en utilisant les contours des contraintes adimensionnées $\sigma_1/\rho g|b|$ et $\sigma_2/\rho g|b|$ où σ_1 et σ_2 sont les contraintes principales maximales et minimales dans le plan (x,y) normal à l'axe de la colline ou de la vallée. Seule la moitié droite a été tracée pour des raisons de symétrie.

Comme attendu, en proche surface les contraintes principales sont plus faibles en module que dans le cas d'une surface plane. Elles sont orientées parallèlement et perpendiculairement en proche surface le long de la colline ou de la vallée et s'orientent progressivement pour devenir totalement horizontales et verticales en profondeur. La figure C1-4c montre que la valeur maximale des contraintes compressives $\sigma_1/\rho g|b|$ est atteinte sur les côtés de la colline (0.33 à $x/|b|=\pm 0.94$). Pour la colline, les contours des contraintes compressives minimums $\sigma_2/\rho g|b|$ ont tendance à suivre la forme de la topographie (fig. C1-4d). Pour le cas de la vallée, les figures C1-4e et C1-4f indiquent qu'il y a une concentration de contraintes en traction $\sigma_2/\rho g|b|$ au pied de la vallée (-0.51 à $x/|b|=0$) et que les contraintes maximums $\sigma_1/\rho g|b|$ sont compressives et suivent les formes de la vallée.

Les figures C1-4g et C1-4h présentent la variation de la contrainte verticale $\sigma_{yy}/\rho g|b|$ et des contraintes horizontales $\sigma_{xx}/\rho g|b|$ et $\sigma_{zz}/\rho g|b|$ avec $y/|b|$ le long de la colline ou de la vallée en $x/|b|=0$. Les lignes en pointillés dans ces deux figures représentent la variation des contraintes verticales et horizontales dans le cas où $b=0$ (quand la surface est plane). La topographie induit des contraintes dans la colline ou dans la vallée qui deviennent avec la profondeur asymptotique avec les contraintes dans le cas d'une surface plane.

1.1.2- Collines et vallées asymétriques sujettes seulement à la force gravitationnelle

Comme l'ont montré Pan & Amadei (1993, 1994), les topographies asymétriques peuvent être obtenues par la superposition de plusieurs topographies symétriques de collines et de vallées. La topographie est considérée comme étant relativement peu chahutée et est définie par les équations paramétriques ci-dessous :

$$\begin{cases} x(t) = t \quad (-\infty < t < +\infty) \\ y(t) = \sum_{i=1}^N y_i(t) \end{cases} \quad (3)$$

avec

$$y_i(t) = \frac{a_i^2 b_i}{(t - x_i)^2 + a_i^2} \quad (4)$$

Les équations 3 et 4 correspondent à une superposition géométrique de i collines et vallées symétriques $x(t)$, $y_i(t)$ centrées en $x=x_i$. Si b_i est positive, l'équation 4 correspond à une colline avec une hauteur b_i . Si b_i est négatif, l'équation 4 correspond à la géométrie d'une vallée de profondeur $|b_i|$. Le paramètre a_i contrôle l'extension latérale des deux géométries avec les points inflexions localisés en $x=x_i \pm a_i/(3)^{1/2}$, $y=0.75b_i$ dans lesquels les pentes sont égales à $\pm 3b_i(3)^{1/2}/(8a_i)$. Ainsi des topographies différentes, complexes ou peu chahutées peuvent être obtenues en choisissant différentes valeurs, positives ou négatives, de a_i , b_i et x_i pour $i=1,N$. La figure C1-5 présente une topographie asymétrique obtenue par la superposition de $N=2$ collines et vallées respectivement.

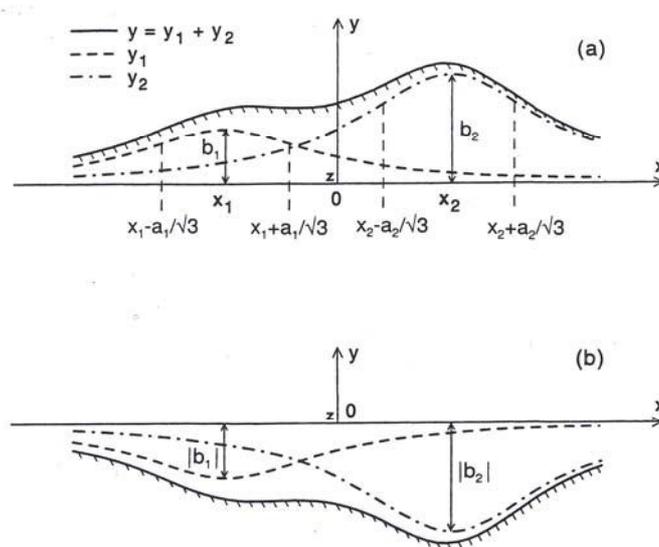


Figure C1-5 : Topographie asymétrique obtenue par la superposition de deux collines (a) et vallées (b)

Pour une géométrie comme présentée sur la figure C1-5, Pan & Amadei (1993) ont montré que le rapport des six composantes des contraintes σ_{ij} ($i,j= x,y,z$) et la contrainte caractéristique $\rho g |d|$ (où $|d|$ est l'élévation) dépend du rapport des constantes élastiques E/E' , G/G' , ν et ν' pour une roche transverse isotrope.

Le rapport de contrainte $\sigma_{ij}/\rho g |b|$ dépend de :

- l'orientation des angles β et ψ suivant les axes x,y et z liés à la colline ou à la vallée,
- des coordonnées $(x/|d|, y/|d|)$, des points pour lesquels les contraintes sont calculées,
- des rapports $a_i/|d|$, $b_i/|d|$ et $x_i/|d|$ pour $i=1,N$ décrivant la géométrie de la colline ou de la vallée.

La figure C1-6a présente les contours des contraintes maximales principales $\sigma_1/\rho g |d|$ (avec $d=b_2$) pour une colline (fig. C1-5a) et pour une masse rocheuse avec $E/E'=1$, $G/G'=3$, $\nu=0.25$,

$\nu'=0.15$ et $\psi=90^\circ$. La figure C1-6b montre la variation de $\sigma_1/\rho g|b|$ en $y/|d|=0$ pour un rapport de $E/E'=1, 2$ et 3 . Nous notons que sur la figure C1-6a, en proche surface, la distribution de $\sigma_1/\rho g|b|$ est complexe avec la présence de maxima et de minima locaux. Comme il est montré sur la figure C1-6b, la localisation de ces extrema est liée à la forme de la surface topographique et leurs intensités diminuent lorsque le rapport E/E' augmente.

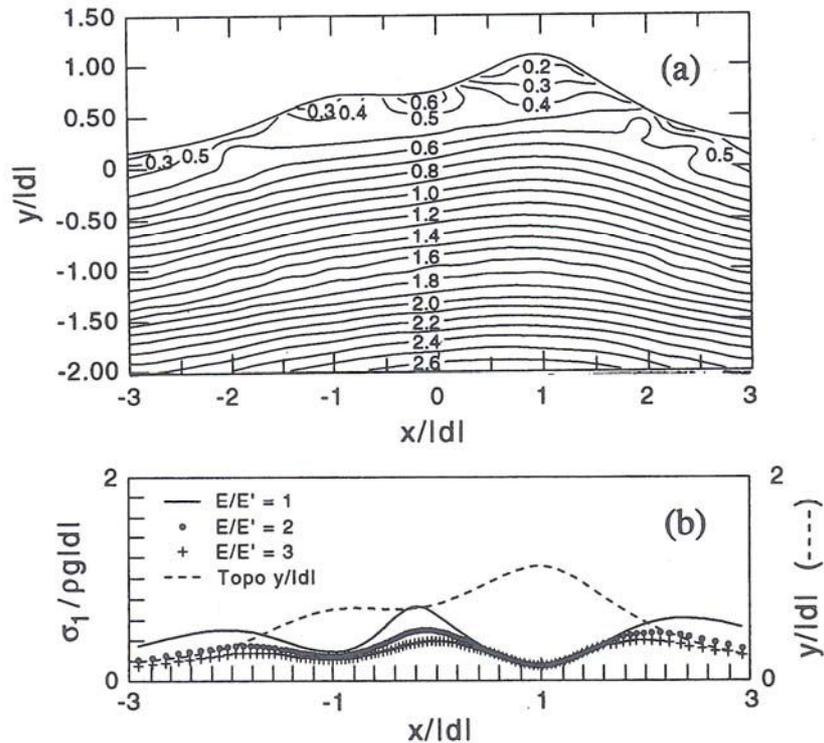


Figure C1-6 : (a) Contours de $\sigma_1/\rho g|d|$ pour une colline (figure C1-5a) avec $\psi=90^\circ$, $E/E'=1$, $G/G'=3$, $\nu=0.25$ et $\nu'=0.15$ (b) Variation de $\sigma_1/\rho g|d|$ le long de la surface topographique

1.1.3- Collines et vallées sujettes à la force gravitationnelle et à une charge tectonique

L'effet d'une charge tectonique horizontale (σ_{xx}^∞) sur les contraintes in situ, dans une masse rocheuse, avec une topographie peu chahutée et irrégulière, construit par superposition multiple de collines et vallées symétriques, a été analysé par Pan, Amadei & Savage (1995). Il a été trouvé que l'ajout d'une contrainte compressive horizontale uniaxiale à la gravité augmente légèrement la contrainte compressive horizontale aux sommets des collines et amoindrie la zone de traction horizontale au pied de la vallée.

Pour une topographie semblable à la figure C1-6a, le rapport entre les six composantes de contraintes σ_{ij} ($i,j= x,y,z$) et la contrainte caractéristique $\rho g|d|$ (où $|d|$ est l'élévation) dépend du rapport $\sigma_{xx}^\infty/\rho g|d|$ en plus des mêmes paramètres que sous l'action de la gravité seulement.

Les figures C1-7a-f proposent les contours des contraintes sous une topographie complexe asymétrique similaire à l'analyse de Swolfs & Savage (1985). Ici, $y(0)$ est la hauteur caractéristique égale à l'altitude de la colline en $x=0$. La roche est transversalement isotrope avec des plans d'isotropie transverse parallèles à l'axe z ($\beta=0^\circ$) et avec un pendage de $\psi=30^\circ$. Les propriétés élastiques sont définies comme $E/E'=2$, $G/G'=1$ et $\nu=\nu'=0.25$.

Les contours des rapports $\sigma_{xx}/\rho gy(0)$, $\sigma_{yy}/\rho gy(0)$ et $\sigma_{xy}/\rho gy(0)$ sur les figures C1-7a-c ont été obtenues en considérant que la roche est sous l'action de la gravité seulement. En comparaison, les figures C1-7d-f montrent les contours des contraintes quand la roche est assujettie à la fois à une charge gravitationnelle et à une charge tectonique horizontale $\sigma_{xx}^{\infty} = \rho gy(0)$. Dans les deux cas, les contours de $\sigma_{yy}/\rho gy(0)$ suivent la forme des collines et des vallées (fig. C1-7b et C1-7e). Au contraire, on constate une concentration de contraintes compressives pour $\sigma_{xx}/\rho gy(0)$ et $\sigma_{xy}/\rho gy(0)$ au niveau de la vallée en $x/y(0) = 1.6$ (fig. C1-7a, C1-7c, C1-7d et C1-7f). Si l'on compare les figures C1-7a-c et C1-7d-f, on remarque que l'ajout d'un champ de contrainte horizontale compressif augmente l'intensité de $\sigma_{xy}/\rho gy(0)$ proche de la surface et de $\sigma_{xx}/\rho gy(0)$. En somme, une charge tectonique a des effets plus importants sur les contraintes σ_{xx} et σ_{xy} que sur la contrainte σ_{yy} .

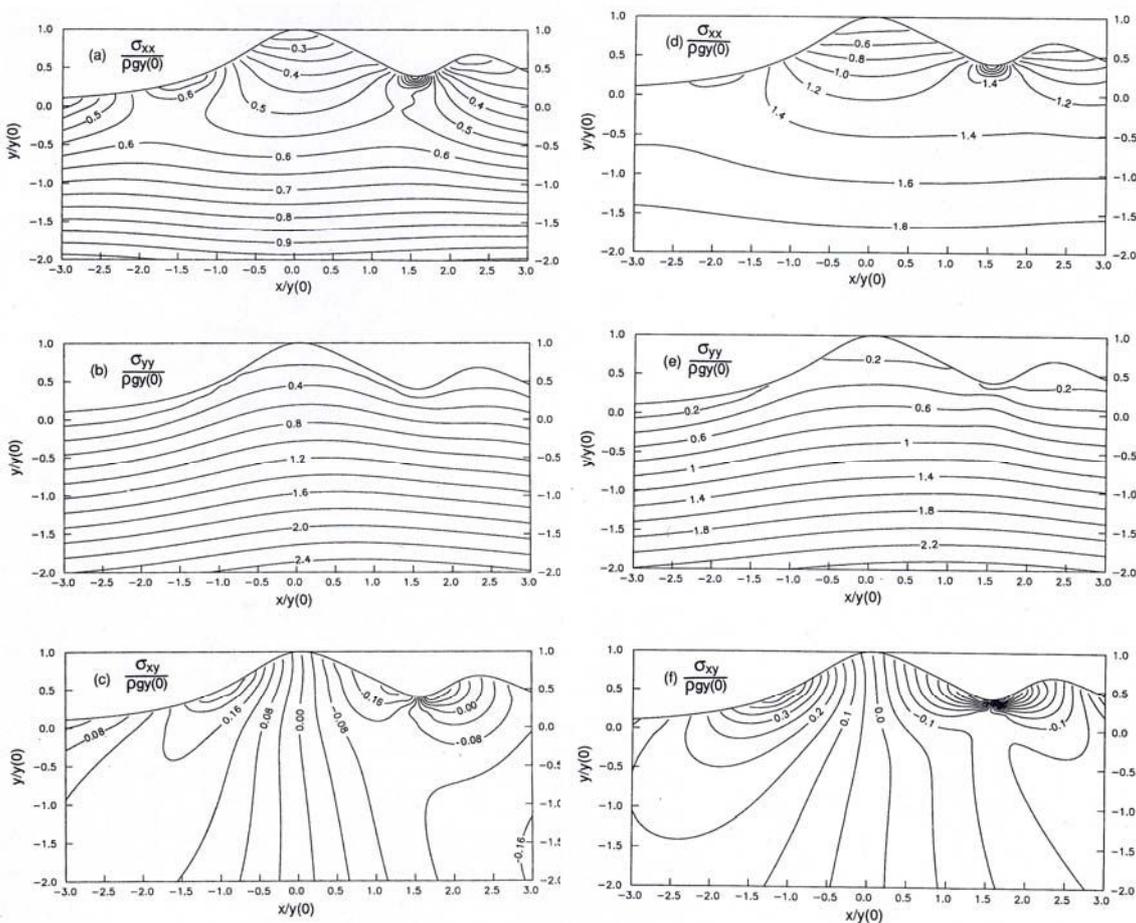


Figure C1-7 : Contours de $\sigma_{xx}/\rho gy(0)$, $\sigma_{yy}/\rho gy(0)$ et $\sigma_{xy}/\rho gy(0)$ dans une masse rocheuse transverse isotrope ($E/E' = 2$, $G/G' = 1$, $\nu = \nu' = 0.25$, $\beta = 0^\circ$ et $\psi = 30^\circ$) sous l'effet de la gravité uniquement (9a-c) et sous l'effet de la gravité plus une charge tectonique avec $\sigma_{xx}^{\infty} = \rho gy(0)$ (9e-f).

Annexe C2 : Présentation du code de calcul UDEC[®]

1- Introduction

Les modèles numériques utilisés en mécanique des roches se répartissent généralement en fonction des principes de base de deux méthodes de calculs qui sont les méthodes des différentielles et les méthodes intégrales. Dans les méthodes différentielles, le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de même dimension, soumise aux mêmes conditions aux limites, formée par un assemblage de sous-domaines ou éléments de dimensions finies. Les équations de base (équation d'équilibre, loi de comportement) sont résolues au moyen d'une approximation numérique sur chaque élément. La méthode des éléments finis et la méthode de différences finies appartiennent à cette catégorie.

Ces modèles numériques empruntent leur base théorique à la mécanique des milieux continus, ce qui rend délicat leur application à l'étude des massifs rocheux qui sont généralement traversés par plusieurs discontinuités. D'une manière générale, les méthodes numériques classiques trouvent leur limitation quand il s'agit de prendre en compte les grands déplacements car les lois de comportement habituelles en milieu continu ne permettent pas de dépasser des déformations de plus de 10% des dimensions initiales avec une précision convenable. Ces méthodes sont aussi limitées par leur inadéquation des formulations pour permettre la séparation des éléments ou la modification des contacts au cours du calcul. Néanmoins d'important progrès ont été accomplis en vue de prendre en compte les discontinuités avec le développement des modèles de type éléments discrets.

Parmi les modèles type éléments discrets et utilisant la méthode des différences finies, il y a celle des éléments distincts qui est une procédure numérique permettant l'étude des systèmes discontinus complexes, mettant en jeu des non linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. Le code de calcul UDEC[®] qui relève de cette famille est un code de modélisation en deux dimensions proposé par Cundall en 1971.

Selon les sollicitations qu'il a subies au cours de son histoire, un massif rocheux est d'une manière générale fissuré. Quelque soit l'origine de cette fissuration, qu'elle soit naturelle d'origine tectonique ou artificielle (excavation ...), elle représente une grande importance dans le comportement du massif rocheux car la quasi-totalité des déplacements, dans celui-ci, se concentre au niveau des discontinuités, surtout dans les modèles de blocs rigides.

Ainsi au sein du code de calcul UDEC[®], la modélisation repose sur quatre points importants :

- La représentation des contacts entre blocs.
- La représentation de la matière solide (matrice rocheuse).
- La procédure utilisée pour localiser et mettre à jour la position du contact.
- La procédure de calcul.

Cette dernière fait intervenir le déplacement relatif des blocs, leur rotation ainsi que le décollement. Certains calculs font aussi intervenir des procédures automatiques permettant de créer ou de supprimer certains contacts.

2- Représentation des contacts

La représentation des contacts consiste à modéliser l'interaction entre les blocs du massif rocheux. Proposée par Trollope (1968) puis adoptée par Cundall (1971), l'interaction est représentée par des ressorts orientés perpendiculairement et parallèlement à la surface de contact, les forces mobilisées au niveau des contacts étant proportionnelles aux déplacements relatifs entre blocs. La force normale mobilisée ΔF_n lors d'un contact sommet-arête entre deux blocs est reliée au déplacement fictif ΔU_n (pas d'interpénétration) par :

$$\Delta F_n = K_n \Delta U_n \quad (1)$$

où K_n est la raideur normale du joint. Quand les deux arêtes de deux joints sont alignées dans une position quasi-parallèle, la relation 1 s'applique en deux points de contact.

Le déplacement tangentiel et la force tangentielle sont reliées par :

$$\Delta F_s = K_s \Delta U_s \quad (2)$$

où K_s est la raideur tangentielle du joint.

Les relations 1 et 2 ne sont valables que pour les déformations élastiques. Dans certains cas, ces relations ne s'appliquent pas. C'est le cas par exemple, où il se produit une séparation de deux blocs, ce qui équivaut à annuler F_n et F_s sur le contact. Aussi quand F_s calculée dépasse la résistance au frottement maximale ($F_n \text{tg}\Phi$ pour une cohésion nulle), un glissement de produit et F_s prend la valeur :

$$F_s = F_n \text{tg}\Phi \quad (3)$$

Comme la modélisation est bidimensionnelle, le contact entre deux blocs est généralement linéaire, ce qui permet d'exprimer l'effort au niveau du contact en termes de contrainte :

$$\Delta \sigma_n = K_n \Delta U_n \quad (4)$$

$$\Delta \sigma_s = K_s \Delta U_s \quad (5)$$

où K_n et K_s sont exprimés en unité de contrainte par unité de longueur.

Au niveau du contact sollicité, les incréments de déplacements puis de contraintes sont calculés selon la loi de comportement du contact, à chaque pas de temps Δt . Les incréments de contrainte $\Delta \sigma_n$ et $\Delta \sigma_s$ sont additionnés à l'état de contrainte initial pour calculer le nouvel état de contrainte au temps $t + \Delta t$.

Des critères de rupture tels que $\Delta \sigma_n < R_t$ selon la direction perpendiculaire à la surface de contact et $\sigma_s < C - \sigma_n \text{tg}\Phi$ selon la direction parallèle à la surface de contact sont affectés aux joints, C étant la cohésion, Φ l'angle de frottement et R_t leur résistance en traction.

Le problème de la représentation des contacts (fig.C2-1) non linéaire a été résolu par Cundall (1980) en arrondissant systématiquement les sommets des blocs, ce qui correspond en pratique à un écrasement des sommets des blocs.

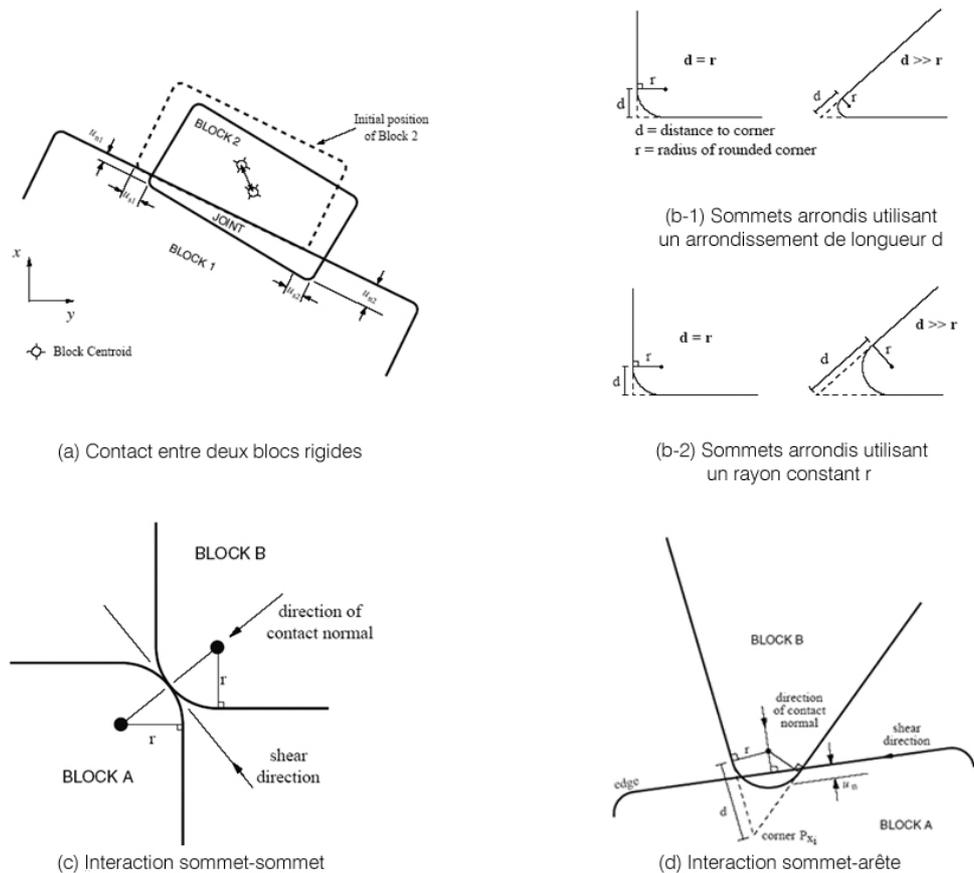


Figure C2-1 : Modélisation des contacts dans UDEC®

3- Représentation de la matrice rocheuse

Dans le code de calcul UDEC®, les blocs peuvent être rigides ou déformables.

3.1- Blocs rigides

C'est le cas où les déformations de la matrice rocheuse sont négligeables. Tous les déplacements dans le massif rocheux se concentrent au niveau des interfaces entre blocs, le mouvement des blocs étant limité à une rotation, un glissement et une translation perpendiculaire à la surface de contact.

3.2- Blocs déformables

Les déformations de la matrice rocheuse ne peuvent plus être négligées. C'est le cas des blocs situés à grande profondeur ou encore le cas où des phénomènes dynamiques interviennent. Chaque bloc est considéré individuellement comme un milieu continu et totalement déformable. Il est automatiquement discrétisé en éléments triangulaires (zones) dans lesquels la déformation est constante et où une répartition de déplacement linéaire est assurée. Au niveau de chaque bloc, par la méthode de différences finies, on détermine les contraintes et déplacements en tout nœud du maillage.

A ces déplacements nodaux sont liées les rotations et les déformations par les relations :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \quad (6)$$

$$\dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}) \quad (7)$$

Et en chaque point nodal est calculée la contrainte à partir d'une relation linéaire :

$$\sigma = K\varepsilon \quad (8)$$

ou non linéaire :

$$\Delta\tau_{ij}^e = \lambda\Delta\varepsilon_v\delta_{ij} + 2\mu\Delta\varepsilon_{ij} \quad (9)$$

avec : λ et μ les paramètres de Lamé

$\Delta\tau_{ij}^e$: incrément de tenseur de contraintes

$\Delta\varepsilon_{ij}$: incrément de déformation non isotrope

$\Delta\varepsilon_v$: incrément de déformation volumique isotrope

δ_{ij} : symbole de Kronecker

4- Procédure de calcul

La méthode des éléments distincts consiste en application « non traditionnelle » de la méthode des différences finies explicites. Dans la méthode des différences finies, qui est l'une des plus anciennes techniques numériques de résolution des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites, toute dérivée présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en termes des variations intervenant dans le système d'équations, en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, ce qui n'est plus le cas de la méthode des éléments finis où les contraintes et les déplacements sont définis partout dans le domaine d'étude.

Dans le code UDEC[®] qui utilise la méthode des différences finies, la séquence de calcul générale est illustrée par la figure C2-2 :

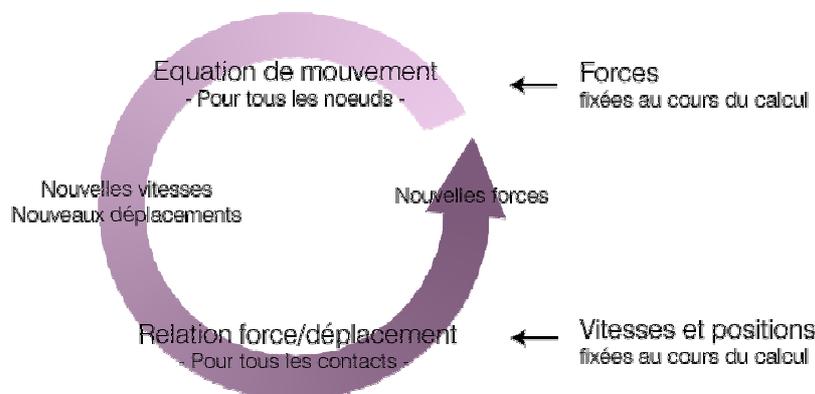


Figure C2-2 : Séquence de calcul générale de la méthode des différences finies (schéma explicite)

Cette méthode ne construit pas une matrice globale de raideur du système mais procède à une résolution locale pas à pas des équations, concernant un élément et ses proches voisins. Il est

alors aisé de réactualiser de manière simple, les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps : les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. C'est pourquoi la formulation dite Lagrangienne par opposition à la formulation Eulérienne pour laquelle le matériau se déforme par rapport à un maillage fixe.

Comme l'illustre la séquence de calcul générale, les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite les taux de déformations sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces. Chaque parcours de cette boucle représente un cycle de calcul, c'est pourquoi les équations sont indépendantes dans la mesure où le pas de temps qui est la pas de calcul suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse pas physiquement se propager d'un élément à l'autre durant ce pas de calcul.

4.1- Calcul de l'effort résultant au cours du temps Δt

Tout point nodal « i » situé au niveau du contour du bloc est soumis à une force résultante F_i :

$$F_i = F_i^e + F_i^c + F_i^z \quad (10)$$

avec F_i^e : force extérieure résultant du chargement

F_i^c : force de contact résultant de l'interaction des blocs

F_i^z : force équivalente à l'état de contrainte dans les zones à partir de l'expression :

$$F_i^z = \int \sigma_{ij} n_j dS \quad (11)$$

où σ_{ij} est la contrainte au niveau de la zone et n_j la normale au contour.

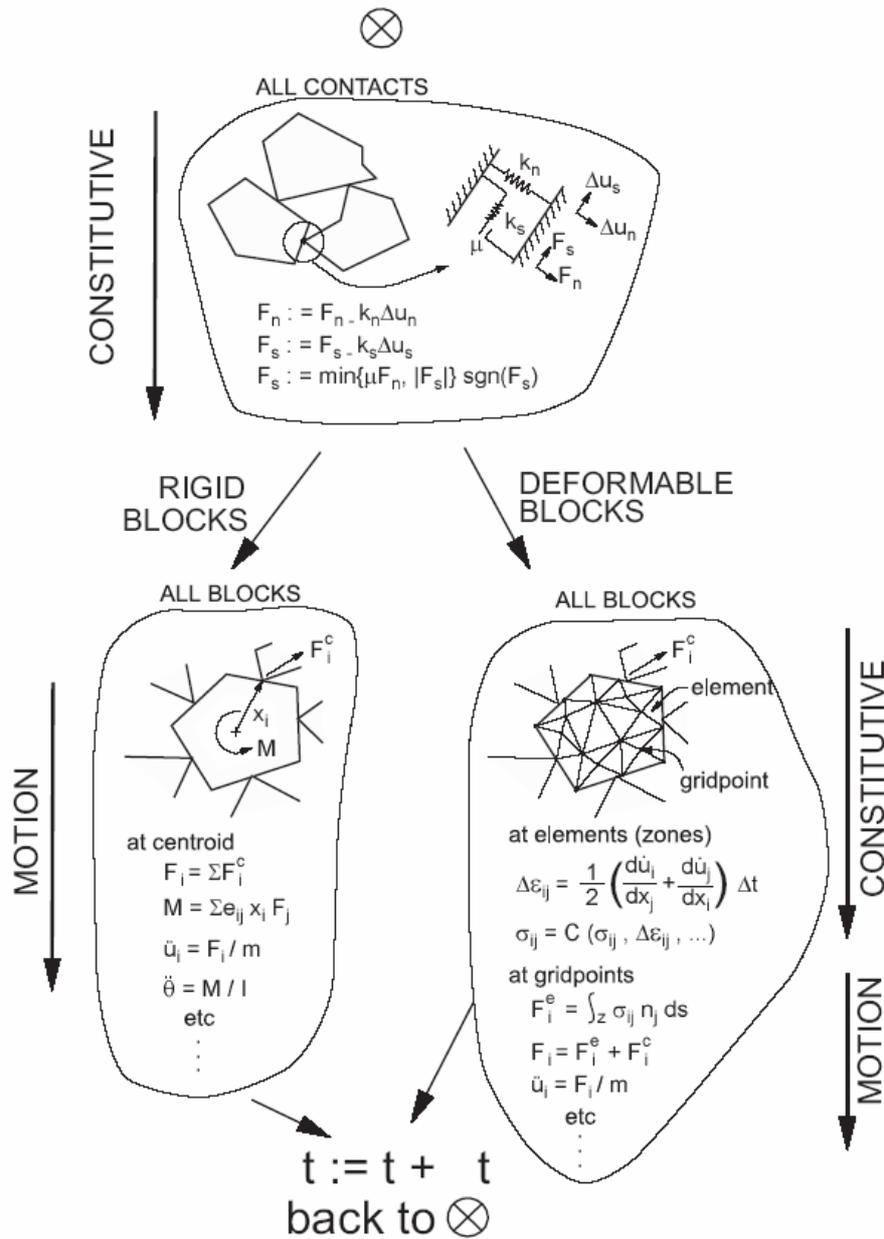


Figure C2-3 : Mise à jour des forces

4.2- Détermination de la déformation résultante au cours du temps Δt

Au niveau de chaque point nodal, l'équation du mouvement découle de la seconde loi de Newton :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} + \alpha u_i = \frac{F_i}{m} + g_i \quad (12)$$

où \dot{u}_i est la composante du vecteur vitesse au point i
 α une constante d'amortissement
 m la masse du domaine lié au point i
 g_i l'accélération due à la pesanteur au niveau du point i

L'accélération au point i est obtenue par l'approximation par différence finie de $\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t}$, soit :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t}(t) = \frac{\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)}{\Delta t} \quad (13)$$

Quant à la vitesse au temps t du point i, elle est donnée par l'expression :

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) + \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)}{\Delta t} \quad (14)$$

En remplaçant $\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t}(t)$ et $\dot{u}_i(t)$ dans l'équation 13, on obtient :

$$\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \left(1 - \frac{\alpha \Delta t}{2}\right)\left(\frac{F_i}{m} + g_i\right)}{1 + \frac{\alpha \Delta t}{2}} \quad (15)$$

Lorsqu'on connaît le vecteur vitesse au niveau d'un point nodal au temps $t - \frac{\Delta t}{2}$, la vitesse au temps $t + \frac{\Delta t}{2}$ est calculée en connaissant la résultante des forces F_i qui agissent sur le point nodal et ainsi l'incrément de déplacement provoqué par la force F_i pendant le pas de temps Δt est calculé si on connaît la vitesse aux temps $t - \frac{\Delta t}{2}$ et $t + \frac{\Delta t}{2}$:

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t \quad (16)$$

De même l'incrément de rotation du bloc sera calculé par :

$$\Delta \theta_i = \dot{\theta}_i \Delta t \quad (17)$$

$\Delta \theta_i$ étant l'incrément de rotation provoqué par la résultante des moments pendant le temps Δt .

4.3- Détermination du nouvel état de contrainte après le temps Δt

La nouvelle position du point nodal « i » est déterminée grâce à Δu_i et $\Delta \theta_i$, soient :

$$x_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = x_i(t) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \Delta t \quad (18)$$

$$\theta_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \theta_i(t) + \dot{\theta}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \Delta t \quad (19)$$

Δu_i permet de calculer les nouvelles forces de contacts à partir des relations 1 et 2 ; et l'incrément de déformation correspondant au temps Δt est calculé à partir de l'équation :

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \Delta t \quad (20)$$

Connaissant $\Delta \varepsilon_{ij}$ correspondant au temps Δt , la relation effort-déformation dans les blocs permet de calculer directement le nouvel état de contrainte au niveau du point nodal « i ». Les nouvelles positions des blocs et l'état de contrainte au niveau des contacts et des blocs permettent de calculer la résultante des forces et des moments qui agissent au cours du prochain cycle de calcul. Cette procédure est répétée durant plusieurs cycles jusqu'à l'équilibre ou jusqu'à la rupture du système des blocs.

4.4- La détermination du pas de temps Δt

Les calculs numériques utilisant la méthode explicite font intervenir la notion du pas de temps qui consiste à déterminer le plus grand pas de temps possible pouvant garantir la convergence du calcul. Mais le choix du pas de temps s'avère difficile car son optimisation fait intervenir de nombreux paramètres. Néanmoins les codes de calcul fournissent en général un ajustement automatique du pas de temps en vue de garantir à la fois la stabilité et la convergence du calcul.

Dans UDEC[®], le temps a différentes significations selon qu'on traite un problème quasi-statique ou dynamique. Dans les problèmes quasi-statiques, les forces d'inertie mises en jeu ne sont pas significatives et le temps mécanique devient un paramètre incrémental sans réelle signification physique. Par contre, dans les problèmes dynamiques, l'amortissement doit être fixé par l'utilisateur avec soin car les ondes se propageant avec une vitesse, l'incrément de temps rend compte alors du temps réel introduit dans les équations analytiques régissant le comportement du milieu. Lors des calculs, il faut considérer le temps de la durée de sollicitation qui doit être suffisamment grand pour réduire la durée des calculs et le problème de la stabilité numérique qui peut être lié au problème d'interpénétration des blocs.

Le pas de temps critique est le pas de temps le plus petit assurant la convergence du système. Il est lié à la fréquence maximale. La détermination du pas de temps dans UDEC[®] est basée soit sur la finesse du maillage, soit sur les raideurs des contacts entre les blocs. Si le pas de temps est simple avec un degré de liberté, le pas de temps est défini par :

$$\Delta t_n = 2 \sqrt{\frac{M_{\min}}{K_{\max}}} \quad (21)$$

Et si le système possède plusieurs degrés de liberté, le pas de temps est :

$$\Delta t_n = \text{frac} \times 2 \sqrt{\frac{M_{\min}}{K_{\max}}} \quad (22)$$

où frac : un paramètre permettant de contrôler le pas de temps par l'utilisateur et qui est égal à 10% par défaut

M_{\min} : la masse du plus petit bloc

K_{\max} : la raideur maximale des joints

4.5- L'amortissement du mouvement

L'amortissement dans une structure quelconque est une réalité physique liée essentiellement à la plasticité des matériaux constituant la structure. Le mouvement d'un système soumis à des forces variables au cours du temps dépend particulièrement de la dissipation d'énergie dans le système, par conséquent des propriétés d'amortissement. Les nombreux phénomènes physiques tels que le frottement, le choc, la viscosité, le rayonnement et la plasticité interviennent dans la dissipation d'énergie. Selon les phénomènes physiques mis en cause, on distingue différents types d'amortissements qui sont l'amortissement géométrique ou par radiation, qui correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini des vibrations dans le sol et qui augmente avec la fréquence, et les amortissements matériels et numériques.

Comme amortissement matériel, il existe l'amortissement visqueux, l'amortissement hystérétique caractérisant les matériaux non élastiques, l'amortissement de Rayleigh qui est une combinaison d'amortissements, l'amortissement de Coulomb qui correspond à celui d'un frottement et enfin l'amortissement négatif où l'énergie est fournie au système au lieu d'être dissipée.

4.5.1- L'amortissement dans le code de calcul UDEC®

Dans l'équation du mouvement α est un coefficient d'amortissement destiné à observer l'excédent d'énergie cinétique introduit dans le système pour éviter que celui-ci n'oscille indéfiniment. Dans la méthode des éléments distincts deux formes d'amortissement visqueux sont utilisés :

- Un amortissement proportionnel à la masse du bloc dont l'effet est similaire à celui qui agit sur un bloc immergé dans un liquide visqueux
- Un amortissement proportionnel aux raideurs des contacts équivalents à la viscosité des joints qui amortit le mouvement relatif des blocs.

En vue de minimiser le nombre de cycles nécessaires à l'établissement de l'état d'équilibre du système, UDEC® propose un amortissement automatique de type visqueux fournissant une solution légèrement sous-amortie adaptée aux problèmes d'élasticité et une solution à amortissement quasi-statique adaptée aux problèmes pour lesquels une dissipation de l'énergie se produit par entrée en plasticité. UDEC® calcule un taux de variation d'énergie R , qui est égal au taux de dissipation d'énergie due à l'amortissement proportionnel de la masse sur le taux de variation d'énergie cinétique, et ajuste la constante d'amortissement visqueux pour que R reste sensiblement égal à 0,5. La mise à jour de α se poursuit à chaque cycle en tenant compte de la perturbation engendrée dans le système, jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. L'équilibre du système est atteint quand le taux de variation de l'énergie devient constant et α minimale.

Annexe C3 : Propriétés mécaniques des joints rocheux

1- Raideur normale

La raideur normale caractérise la déformabilité du joint sous contrainte normale. Elle est définie comme le rapport de la contrainte normale appliquée sur le déplacement normal obtenu (contrainte nécessaire pour obtenir un tel déplacement).

$$K_n = \frac{\delta\sigma_n}{\delta\Delta V} \quad (1)$$

avec V la fermeture normale du joint.

Or la fermeture normale d'un joint varie de manière hyperbolique en fonction de la contrainte (fig.C3-1). Par conséquent, la valeur de la raideur normale dépend de σ_n et augmente avec celle-ci. La pente de la courbe σ_n - V sur la figure C3-1 représente la raideur à un niveau de contrainte donné, correspondant par exemple à celui d'un site. L'asymptote verticale traduit la limite physique de fermeture maximale du joint. Quand il est fermé, la raideur devient infinie, tout se passe comme si le milieu était continu.

K_n a la dimension d'une contrainte par unité de déplacement (MPa/m).

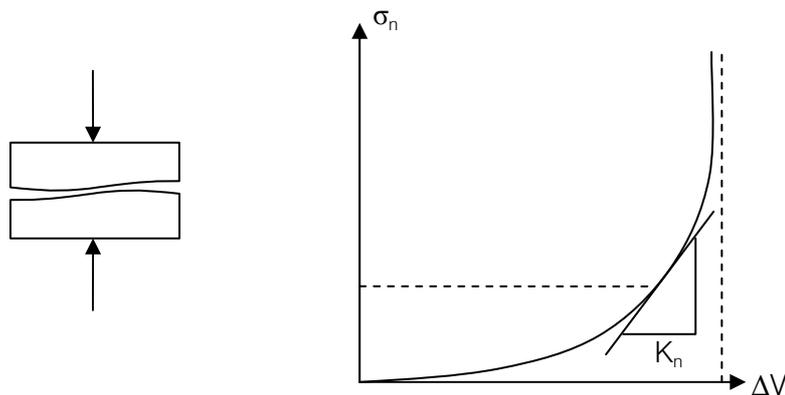


Figure C3-1 : Représentation schématique de la raideur normale

2- Raideur tangentielle

La raideur tangentielle décrit la déformabilité du joint soumis à un cisaillement. Elle est définie comme le rapport de la résistance au cisaillement sur le déplacement tangentiel correspondant.

$$K_s = \frac{\delta\tau}{\delta\Delta U} \quad (2)$$

La résistance au cisaillement augmente pour atteindre un pic, au-delà duquel il y a rupture. Avant celle-ci, la courbe est pratiquement linéaire. Sa pente représente la raideur tangentielle au pic qui caractérise la déformabilité du joint avant la rupture et le glissement (fig.C3-2). On peut également définir une raideur post-pic qui diminue en fonction des déplacements.

K_s a la dimension d'une contrainte par unité de déplacement (MPa/m).

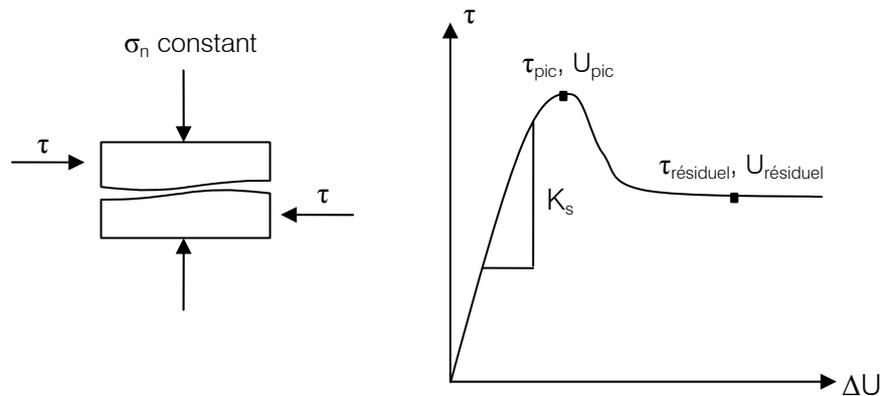


Figure C3-2 : Représentation schématique de la raideur tangentielle

La raideur tangentielle au pic ainsi déterminée quantifie l'aptitude d'un joint à se déplacer tangentiellement, mais ceci pour une contrainte normale donnée et constante. Or la résistance au cisaillement au pic croît avec la raideur normale sous laquelle s'effectue le cisaillement. Par conséquent, la raideur tangentielle au pic augmente avec la contrainte normale (fig.C3-3).

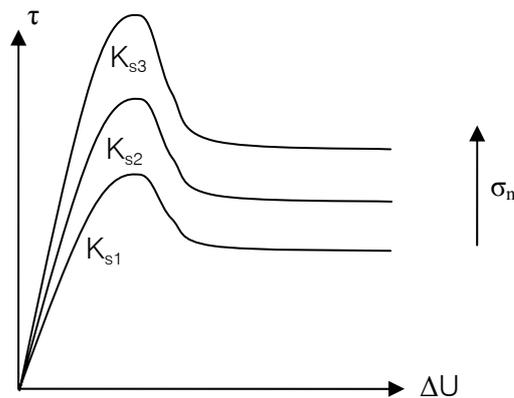


Figure C3-3 : Evolution schématique de la raideur tangentielle en fonction de la contrainte normale

3- Angle de frottement

L'angle de frottement est la caractéristique mécanique la plus anciennement utilisée dans les calculs de rupture de joints. Dans le cas de deux corps lisses en contact, il correspond à la condition de glissement. Ainsi pour le cisaillement d'un joint lisse et sans remplissage, sous contrainte normale constante, on observe une montée rapide de l'effort de cisaillement tant que la résultante des contraintes appliquées (τ , σ_n) reste à l'intérieur du cône de frottement ($\tau/\sigma_n < \text{tg}\Phi$). Au-delà, la rupture se produit et le glissement se poursuit sans perte de résistance. Le comportement est régi uniquement par le frottement des épontes. A différentes contraintes normales, le critère de rupture se traduit dans le plan de Mohr par une droite $\tau = \sigma_n \text{tg}\Phi_b$ où Φ_b est l'angle de frottement de base d'une discontinuité plane (fig.C3-4) et $\text{tg}\Phi_b$ le coefficient de frottement.

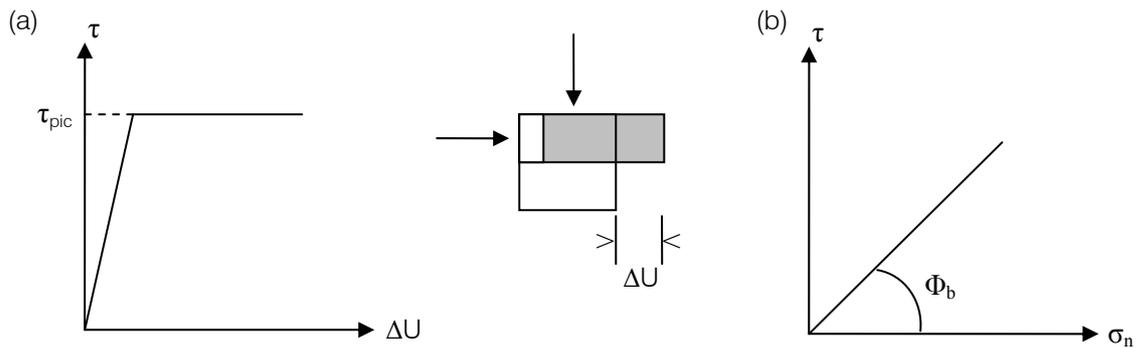


Figure C3-4 : (a) Cisaillement d'une discontinuité lisse (b) représentation de l'angle de frottement d'une discontinuité lisse

4- Dilatance

La dilatance est le déplacement normal qui apparaît lors du cisaillement d'un joint (fig.C3-5).

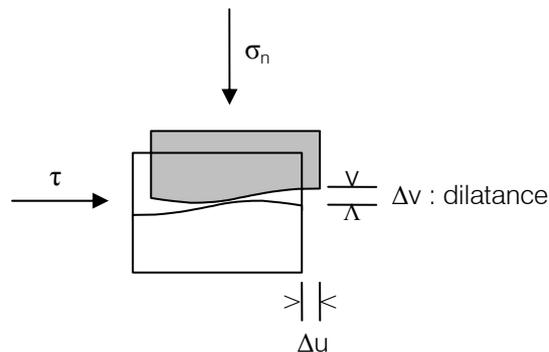


Figure C3-5 : Représentation schématique de la dilatance

Le cisaillement d'une discontinuité lisse ne s'accompagne pas d'un déplacement normal. L'apparition de la dilatance est donc liée à l'irrégularité des épontes de joints naturels. Elle est la traduction de l'effet géométrique des aspérités. Cela conduit à définir la dilatance par un angle de dilatance d . Cet angle est en fait l'angle moyen selon lequel s'effectue le cisaillement, et le rapport déplacement normal sur déplacement tangentiel fournit le coefficient de dilatance $\text{tg } d$.

$$\text{tg } d = \frac{\delta \Delta V}{\delta \Delta U} \quad d = \text{arctg} \frac{\delta \Delta V}{\delta \Delta U} \quad (3)$$

5- Cohésion

La cohésion intrinsèque du joint représente la résistance au cisaillement qu'il développe sous une contrainte normale nulle. Concrètement cette cohésion est due à l'existence de continuités physiques locales entre les deux épontes en contact : présence de ponts rocheux ou de remplissage (argile, minéralisation quelconque).

Dans la majorité des cas, le cisaillement des joints aboutit à des valeurs de cohésion nulle ou très faible. Par conséquent, le mécanicien des roches posera nulle la cohésion des joints rocheux lorsque ceux-ci ne présentent pas de caractères particuliers, épontes totalement séparées, peu ou pas de remplissage.

Annexe C4 : Calculs des énergies

1- Energie totale libérée W_r

L'énergie totale libérée est exprimée comme étant la différence entre le travail aux frontières et l'énergie totale de déformation stockées et dissipées :

$$W_r = W - (U_c + U_b + W_j + W_p) \quad (1)$$

où

- W est l'énergie correspondant au chargement initial aux limites du modèle
- U_c est l'énergie totale de déformation accumulée dans l'ensemble couche-joint
- U_b est l'énergie totale potentielle du système
- W_j est l'énergie totale dissipée dans les joints en cisaillement
- W_p est le travail total dissipé de déformation plastique des roches intactes

2- Energie totale de déformation accumulée dans les blocs U_c

L'énergie de déformation dans les blocs est déterminée sur toutes les zones et à chaque pas de calcul. L'énergie totale de déformation stockée est sommée sur tous les blocs. Son expression est donnée par :

$$U_{cz} = \frac{A}{2} [(\sigma_{11} + \sigma'_{11})e_{11} + 2(\sigma_{12} + \sigma'_{12})e_{12} + (\sigma_{22} + \sigma'_{22})e_{22}] \quad (2)$$

où

- σ_{11} , σ_{12} et σ_{22} sont les contraintes actuelles dans chaque zone
- σ'_{11} , σ'_{12} et σ'_{22} sont les contraintes dans chaque zone au pas de temps précédent
- e_{11} , e_{12} et e_{22} sont les déformations incrémentales sur le pas de temps actuel
- A est l'aire de la zone

L'énergie de déformation dans un bloc est la somme de toutes ses zones :

$$U_c = \sum U_{cz} \quad (3)$$

3- Energie totale potentielle du système U_b

L'énergie potentielle est calculée à partir des forces gravitationnelles et des déplacements des nœuds. L'énergie potentielle totale est sommée alors sur tous les nœuds du modèle.

$$U_{bi} = m_i (g_x u_{xi} + g_y u_{yi}) \quad (4)$$

où

- U_{bi} est l'énergie potentielle du nœud i
- m_i est la masse du nœud i
- u_{xi}, u_{yi} les composantes déplacements du nœud i
- g_x, g_y les composantes de l'accélération de la pesanteur

L'énergie potentielle totale est évaluée en sommant l'énergie de tous les nœuds à un pas de temps donnée :

$$U_b = \sum_{i=1}^{ngp} U_{bi} \quad (5)$$

4- Energie totale dissipée dans les joints en cisaillement W_j

L'expression de l'énergie totale dissipée dans les joints en cisaillement est exprimée par :

$$W_j = \sum_{i=1}^{nt} \sum_{j=1}^{nc} \frac{1}{2} (f_s + f'_s) u_s \quad (6)$$

où

- f_s est la force tangentielle actuelle du contact
- f'_s est la force tangentielle au pas de calcul précédent du contact
- u_s est le déplacement incrémental tangentiel
- nc le nombre de contacts
- nt le nombre de pas de temps

5- Energie dissipée de déformation plastique W_p

Plusieurs modèles plastiques sont disponibles dans UDEC[®] qui décrit la déformabilité des blocs. L'énergie dissipée à travers le travail plastique correspond à des déformations irréversibles. La déformation dans chaque zone peut être divisée en une partie élastique et plastique. La déformation plastique est obtenue en faisant la différence entre l'énergie totale de déformation et l'énergie élastique de déformation.

L'énergie élastique de déformation est définie par :

$$W_e = \frac{A}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)] \quad (7)$$

L'énergie de déformation échangée entre deux pas de temps est donnée par :

$$\Delta W_e = W_e - W'_e \quad (8)$$

où W_e est l'énergie de déformation actuelle et W'_e est l'énergie de déformation au pas de temps précédent.

L'énergie totale échangée peut être trouvée à partir de :

$$\Delta W_T = \frac{A}{2} [(\sigma_{11} + \sigma'_{11})e_{11} + 2(\sigma_{12} + \sigma'_{12})e_{12} + (\sigma_{22} + \sigma'_{22})e_{22}] \quad (9)$$

L'énergie totale de déformation plastique est alors estimée à partir de la différence entre l'énergie totale de déformation et l'énergie élastique de déformation :

$$\Delta W_p = \Delta W_T - \Delta W_e \quad (10)$$

Annexe D

Annexe D1 : Description du code de calcul FLAC/FLAC3D®

1- La méthode des différences finies

Billiaux (1993) rappelle que la méthode de différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (Desai & Christian, 1977). La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires uniquement.

L'approche en différence finie utilisée dans FLAC® est basée sur la méthode de Wilkins (1994) et permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments de formes quelconques. On peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toutes dérivées présentes dans le système d'équation sont directement remplacées par une expression algébrique écrite en termes de variation en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

Enfin, FLAC® utilise un schéma de résolution explicite qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain de place mémoire important car il suffit de stocker les variables à la fin de chaque pas de calcul.

2- Passage du problème continu à la discrétisation

Le milieu continu est discrétisé par des quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure D1-1. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

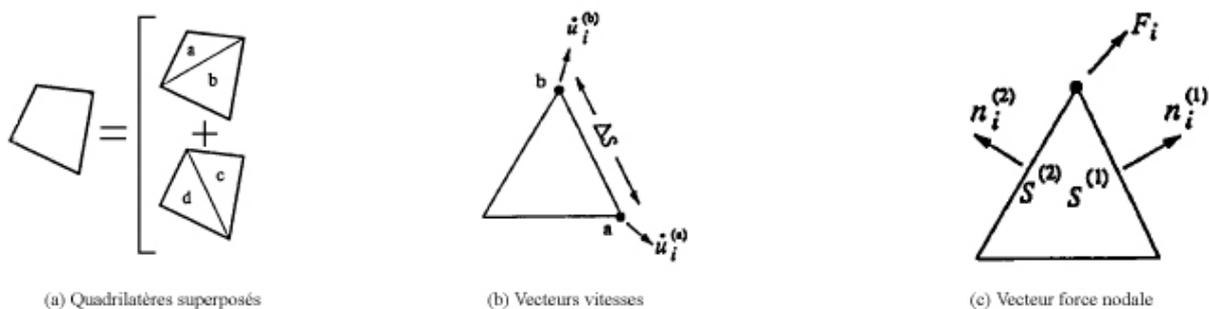


Figure D1-1 : Discrétisation mixte

Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_S n_i f dS = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (1)$$

Où s est le périmètre de l'élément de surface A , n le vecteur unitaire normal à s et f un scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

La valeur moyenne du gradient de f sur $A \left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle$ est calculée à partir de l'équation 1 en fonction des valeurs de f sur le périmètre s :

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_s n_i f dS \quad (2)$$

Appliquée à un élément triangulaire, cette relation devient :

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta S \quad (3)$$

Où $\langle f \rangle$ est la valeur moyenne de f sur un côté et ΔS la longueur du côté. Par la sommation s'applique aux trois côtés du triangle.

L'équation 3 permet d'écrire le tenseur taux de déformation \dot{e} en fonction des vitesses aux nœuds :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum \left(\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta S \quad (4)$$

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (5)$$

Où a et b sont les nœuds aux extrémités d'un côté d'un triangle.

L'équation 5, approchée, est exacte si les vitesses varient linéairement entre les nœuds.

L'utilisation d'éléments triangulaire élimine le problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme. Ce problème, pour les polygones à plus de trois sommets, tient au fait qu'il existe des combinaisons de déplacements nodaux qui ne produisent aucune déformation, et donc ne sont pas restreints par aucune force. Un autre problème de la modélisation de matériaux en plasticité n'est pas résolu par l'utilisation d'éléments triangulaires. Il s'agit de la formulation de la condition d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique. En effet, pour les problèmes asymétriques ou en déformations planes, cette condition introduit une restriction cinématique dans la direction perpendiculaire au plan d'étude. Les éléments sont alors « surcontraints » (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues), ce qui donne lieu à des prédictions erronées et optimistes des chargements de rupture.

Ce problème est résolu en utilisant la discrétisation mixte (Marti & Cundall, 1982) ; Les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformations, sur lesquelles s'applique la condition d'incompressibilité, sont supposées constantes sur l'ensemble d'un quadrilatère, alors que les deux parties déviatoriques sont traitées séparément dans les deux triangles. Billiaux (1993) décrit cette procédure de calcul dans le détail.

3- Schéma de résolution explicite

Dans ce paragraphe, nous n'allons pas nous intéresser en détail à la méthode de résolution implantée à l'intérieur du code mais uniquement au mode de fonctionnement. Le lecteur peut se reporter à Marti & Cundall (1982) et Ling (2003) qui décrivent la procédure plus finement.

Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Le module incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas. La figure D1-2 précise la séquence de calcul utilisée.

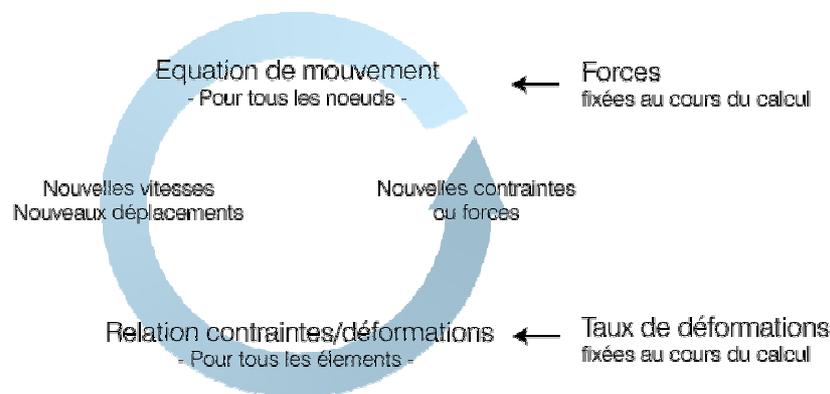


Figure D1-2 : Séquence de calcul générale de la méthode des différences finies (schéma explicite)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu.

Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 6.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (6)$$

Avec ρ la masse volumique, t le temps, \dot{u} le vecteur vitesse, x le vecteur position et g l'accélération de la pesanteur.

Les taux de déformations \dot{e}_{ij} (équation 7) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (équation 8) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes et forces déduites des taux de déformations, chaque séquence de calcul formant un cycle de calcul.

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (7)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \dot{e}, \lambda) \quad (8)$$

Où σ_n sont les contraintes nouvelles, σ_p les contraintes au cycle de calcul précédent et λ un paramètre d'écrouissage.

Dans chaque boîte de calcul de la figure D1-2, on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixées durant les calculs dans cette boîte. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée si un pas de temps assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs les utilisant.

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles et en un pas de temps le plus grand possible afin d'éliminer le risque d'instabilités numériques. L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force non équilibrée et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. Cette forme d'amortissement artificiel permet aux forces de volume de se dissiper à l'état stationnaire. La constante d'amortissement sans dimension, ne dépend pas des propriétés du système et permet un amortissement variable d'un point à l'autre (Cundall, 1987).

La procédure de résolution explicite n'étant pas inconditionnellement stable, il est nécessaire que la vitesse du front de calcul soit plus grande que la vitesse maximale de propagation de l'information, pour cela le choix du pas de temps est important, en étant plus petit qu'un certain pas de temps critique (Billaux, 1993).

Enfin, le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC[®] présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite généralement utilisée en éléments finis. Le tableau D1-1 résume ces différences.

Tableau D1-1 : Différence entre un schéma de résolution explicite et implicite

Schéma de résolution explicite	Schéma de résolution 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 certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contrainte physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

Annexe E

Annexe E1 : Mise en place d'une contrainte initiale sous PFC2D/3D®

Le tenseur du gradient du déplacement α_{ij} peut être décomposé en une partie symétrique et anti-symétrique :

$$\alpha_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = u_{i,j} = e_{ij} - \omega_{ij} \quad (1)$$

$$\alpha_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) - \frac{1}{2}(u_{j,i} - u_{i,j}) \quad (2)$$

où e_{ij} est le tenseur infinitésimale des déformations et ω_{ij} est le tenseur de rotation. Le tenseur du gradient de vitesse, $\dot{\alpha}_{ij}$, donne les vitesses $v_i = \dot{u}_i$ pour deux points proches l'un de l'autre, ces deux points P et P' étant localisés en x_i et $x_i + dx_i$.

La différence de vitesse entre les deux points est donnée par :

$$dv_i = \frac{\partial v_i}{\partial x_j} dx_j = v_{i,j} dx_j = \dot{\alpha}_{ij} dx_j \quad (3)$$

La vitesse en un point quelconque x_j (exprimée par $v_i(x_j)$) est alors calculée en intégrant l'équation 31. Si \bar{x}_j est une position fixée alors :

$$\int_{\bar{x}_j}^{x_j} dv_i = \int_{\bar{x}_j}^{x_j} \dot{\alpha}_{ij} dx_j = \int_{\bar{x}_j}^{x_j} \frac{\partial}{\partial t} (e_{ij} - \omega_{ij}) dx_j \quad (4)$$

$$v_i(x_j) - \bar{v}_i = \int_{\bar{x}_j}^{x_j} \dot{e}_{ij} dx_j \quad (5)$$

où la condition de non rotation est renforcée en posant $\omega_{ij}=0$ dans l'équation 4. Si la dérivée, par rapport au temps, du tenseur des déformations est approximée par :

$$\dot{e}_{ij} \cong \frac{\Delta e_{ij}}{N \Delta t} \quad (6)$$

où Δe_{ij} est l'incrément de déformation appliqué sur N pas de temps, Δt , alors le champ de vitesse peut être écrit par :

$$v_i(x_j) = \bar{v}_i + \left(\frac{\Delta e_{ij}}{N \Delta t} \right) (x_j - \bar{x}_j) \quad (7)$$

en supposant que la champ de déformation ne varie pas avec la position.

La procédure d'installation d'un état de contrainte utilise donc une approche itérative par laquelle les particules aux frontières sont fixes et les autres particules libres de tous mouvements. Durant chaque itération, les déplacements appliqués aux particules sont estimés à partir de l'incrément de déformation qui est relié par une relation linéaire élastique avec l'incrément de contrainte, utilisé pour atteindre la contrainte voulue. Les itérations se poursuivent jusqu'à ce que la contrainte voulue soit atteinte.

L'incrément de contrainte est défini comme la différence entre la contrainte voulue et la contrainte actuelle :

$$\Delta\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^t - \sigma_{ij} \quad (8)$$

et l'incrément de déformation correspondant est déterminé par la loi isotrope élastique :

$$\Delta e_{ij} = \left(\frac{1+\nu}{E} \right) \Delta\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \Delta\sigma_{\alpha\alpha} \delta_{ij} \quad (9)$$

Les vitesses appliquées sur les particules sont données par l'équation 7 où \bar{x}_j et \bar{v}_i sont choisis respectivement comme la position et la vitesse initiale des billes.

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur Roger COJEAN, Professeur, ENSMP, Marne la Vallée

Monsieur Ahmad POUYA, Directeur de Recherche, LCPC, Paris

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur FOUGERON Jérôme

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

**"Effondrement et affaissement des mines de fer en Lorraine : rôle de la couverture et de
la morphologie"**

NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 54501
VANDŒUVRE CEDEX

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie civil - Hydrosystèmes - Géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 11 avril 2007

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



THESE DE DOCTORAT

Titre de l'ouvrage :

Affaissement et effondrement des mines de fer de Lorraine : apport de la modélisation numérique

Auteur : Jérôme Fougeron

Résumé

Les événements survenus dans le bassin ferrifère lorrain durant cette dernière décennie sont venus souligner les problèmes engendrés par la cessation d'activité minière et l'abandon des concessions comme la sécurité des personnes ou des biens. Au cours de cette thèse, nous avons étudié le rôle que peut jouer la morphologie sur le comportement mécanique de la couverture sédimentaire par rapport au phénomène d'effondrement brutal et d'affaissement progressif. Nous nous sommes attardés sur les situations de vallée et de plateau, pourvues ou non d'une fracturation verticale, et à celle d'une reculée de vallée à travers un ensemble de modélisations 2D (UDEC) et 3D (FLAC3D). Ensuite, nous avons simulé le développement de la fracturation dans un pilier de mine à travers une approche associant des codes de calcul continu (FLAC) et discontinu (PFC). L'ensemble de ces modélisations permettent d'appréhender le rôle de la couverture dans un souci de gestion des risques.

Mots-clés: effondrement, affaissement, couverture, massivité, fracturation, pilier

Abstract

The events which have occurred in the lorrain iron basin during this last decade came to underline problems generated by mining industrial cessation and concession surrender like people or goods security. In this study, we studied the role which can play the geomorphology on the mechanical behaviour of overburden in relation with the violent collapse and progressive subsidence phenomena. We have examined valley and tray situations with the presence of vertical fractures and postponed valley situation through 2D (UDEC) and 3D (FLAC3D) modelling. Next, we simulated the fracture development in a mine pillar through a continue (FLAC) and discontinue (PFC) approach. These numerical modellings allow to apprehend the overburden role in a concern for hazard zone control.

Keywords: collapse, subsidence, overburden, massivity, fracture, pillars